



01163
5
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ANÁLISIS Y MODELACIÓN DE ALGUNAS
PROPIEDADES DINÁMICAS DE LAS ARCILLAS
DEL EX LAGO DE TEXCOCO**

T E S I S

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRA EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)**

QUE PRESENTA:

LORENA VEGA MUÑOZ

**DIRECTOR DE TESIS
DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY**

CIUDAD UNIVERSITARIA, 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.

Dedicatorias

*A Dios,
por su bondad*

*A mi papá,
porque le encuentro
siempre en mi corazón*

*A mi mamá,
por tu inmensa
capacidad de amar*

*A Oscar,
por todo el amor y
comprensión que he recibido*

*A Guille, Pepe, Martha,
Pandra y Angélica,
por su buen ejemplo*

*A Grecia, Pusy, Angy,
Pepe, Moncho, Luis, Erika,
Daniel, Andrea y Anel.*

Agradecimientos

A la **UNAM**, por la formación profesional que he recibido y por el orgullo que siento de ser *universitaria*.

Al **Dr. Efraín Ovando Shelley**, por todo mil gracias; mi cariño y respeto para usted.

A mis sinodales: **Ing. Jesús Alberro, Dr. Gabriel Auvinet, Dr. Rigoberto Rivera y M.I. Roberto Magaña**, por haber aceptado revisar esta tesis y por sus valiosos comentarios.

Al **M.I. Osvaldo Flores Castellón**, ante todo por nuestra amistad y en especial, por el tiempo que dedicaste a la revisión de mi trabajo.

Al **M.I. Gerardo Silva**, por el tiempo que invertiste en revisar mi tesis y por la información proporcionada. Muchas gracias.

A mis amigos **Ismael Rodríguez y Rocío Villa**, por todo los momentos que compartimos durante nuestros estudios de maestría.

A **María Luisa, Ramona y Mario**, gracias por su amistad y por la solidaridad que hemos mantenido durante nuestra estancia en el Instituto.

A **Germán, Jaime y Javier**, por su valiosa colaboración en los trabajos de laboratorio.

*“Hay dos tipos de educación,
la que te enseña a ganarte la vida
y la que te enseña a vivir.”*

Anthony de Mello

Resumen

En la cuenca del antiguo lago de Texcoco existe la posibilidad de proyectar obras importantes; sin embargo, la información sobre el comportamiento dinámico de estos suelos es limitada. Por tal motivo, se realizó una investigación con el propósito de analizar y modelar el comportamiento de estos materiales cuando están sujetos a condiciones sísmicas.

Este trabajo se basa en los resultados de 71 ensayos de columna resonante, cuatro pruebas en cámara triaxial estática, instrumentada para medir deformaciones pequeñas, y un ensayo triaxial cíclico; realizados con 18 muestras inalteradas tomadas de seis sitios de exploración, ubicados en la zona donde se proyectó construir un nuevo aeropuerto para la ciudad de México.

A partir de los datos experimentales, se estableció cómo influye el esfuerzo de confinamiento y la deformación angular en los parámetros dinámicos característicos del suelo: módulo de rigidez al corte, y relación de amortiguamiento. Asimismo, los resultados permitieron identificar las tendencias que siguen las relaciones establecidas entre la rigidez y los parámetros: profundidad, relación de vacíos, contenido de agua, índice de plasticidad, e índice de liquidez.

Por otra parte, con la información obtenida de ensayos gemelos en columna resonante y en equipo triaxial, se modeló el comportamiento dinámico del suelo para un rango de deformaciones amplio (hasta uno por ciento). Aunque este análisis quedó restringido por el número de pruebas realizadas, se formularon conclusiones generales acerca de la aplicabilidad de cada una de las técnicas numéricas examinadas.

Índice	pág.
Introducción	1
1 Características geotécnicas del subsuelo del antiguo lago de Texcoco	
1.1 Introducción	5
1.2 Geología y sistema de fallas	6
1.3 Estratigrafía	10
1.4 Salinidad, presencia de gases y microestructura	11
1.5 Propiedades índice y mecánicas	13
1.6 Propiedades dinámicas	17
1.7 Sismicidad en la cuenca de México	
1.7.1 Antecedentes	17
1.7.2 Sismicidad	18
2 Comportamiento dinámico de las arcillas	
2.1 Introducción	21
2.2 Conceptos básicos	
2.2.1 Rigidez	22
2.2.2 Amortiguamiento	23
2.2.3 Resistencia dinámica	24
2.2.4 Relación esfuerzo-deformación	24
2.2.5 Relación de Poisson, ν	25
2.3 Pruebas para determinar las propiedades dinámicas del suelo	
2.3.1 Ensayes de laboratorio	25
2.3.2 Pruebas de campo	27
2.4 Agentes que influyen en los parámetros dinámicos del suelo	27
2.4.1 Deformación angular, γ	28
2.4.2 Esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c	29
2.4.3 Índice de plasticidad, I_p	31
2.4.4 Relación de vacíos, e	31
2.4.5 Grado de saturación, G_w	32
2.4.6 Relación de preconsolidación, OCR	32
2.4.7 Número de ciclos, N	33

2.5	Comportamiento dinámico de las arcillas del valle de México	34
2.6	Evaluación de los parámetros dinámicos del subsuelo mediante correlaciones empíricas	36
3	Trabajo experimental: Resultados	
3.1	Materiales ensayados	38
3.2	Pruebas de laboratorio	40
3.3	Programa de ensayos	41
3.4	Resultados	
3.4.1	Rígidez	42
3.4.2	Amortiguamiento	56
4	Análisis de resultados	
4.1	Curvas normalizadas	
4.1.1	Respecto al módulo de rigidez inicial, $G_{m\acute{a}x}$	64
4.1.2	Respecto al esfuerzo efectivo de campo (G/σ'_{v0})	71
4.1.3	Respecto al esfuerzo efectivo de preconsolidación (G/σ'_{pc})	74
4.1.4	Respecto a la resistencia no drenada (G/s_u)	77
4.1.5	Respecto al esfuerzo efectivo de consolidación (G/σ'_c)	80
4.2	Correlaciones	
4.2.1	Con el confinamiento	83
4.2.2	Con la profundidad	88
4.2.3	Con el contenido de agua	89
4.2.4	Con el índice de plasticidad	91
4.2.5	Con el índice de liquidez	92
4.2.6	Con la relación de vacíos	94
4.3	Corrección por contenido de sal	97
5	Modelación de resultados	
5.1	Introducción	103
5.2	Técnicas analíticas para evaluar el comportamiento dinámico de las arcillas	104
5.3	Modelo empírico	107
5.4	Modelos hiperbólicos	107

5.4.1 Hardin-Drnevich	108
5.4.2 Ramberg-Osgood	109
5.4.3 Hiperbólico general	110
5.4.4 Davidenkov	111
5.5 Modelo Logarítmico	111
5.6 Modelación de resultados	113
5.6.1 Modelo de Seed e Idriss	116
5.6.2 Modelo de Hardin-Drnevich	117
5.6.3 Modelo de Ramberg-Osgood	119
5.6.4 Modelo hiperbólico general	120
5.6.5 Modelo de Davidenkov	122
5.6.6 Modelo Logarítmico	124
Conclusiones	126
Bibliografía y referencias	130
Anexo A Análisis e interpretación del ensayo de columna resonante	137

Introducción

La región donde se asienta la ciudad de México es un valle que, millones de años atrás, estuvo sometido a una intensa actividad volcánica, acompañada de procesos hidrológicos y climáticos que obstruyeron los drenes naturales de la comarca. De tal manera que se originó una cuenca cerrada donde se formaron grandes lagos, que a su vez, favorecieron la sedimentación de cenizas y depósitos fluviales. Estos eventos dieron como resultado la compleja estratigrafía que distingue al subsuelo del valle de México.

No obstante lo arduo que resulta edificar en un sitio como éste, el origen de la urbe se remonta a la época prehispánica, cuando los aztecas decidieron establecer en un islote su centro religioso que se extendió sobre terrenos ganados al lago. Más adelante, con la llegada de los españoles y debido al crecimiento de la población, las necesidades de todo tipo se multiplicaron. La traza de la ciudad fue rebasada y tuvo que planearse un reordenamiento urbano, por lo que se empedraron más calles y plazas cuyo número e importancia iba en ascenso. También se construyeron palacios, iglesias, conventos, escuelas y puentes, así como obras para abastecer de agua potable a la gente, en contraste con los bordos, tajos o diques edificados para proteger a la ciudad de las fuertes lluvias que amenazaban con inundarla. A partir de entonces la urbe se distingue por su gran expansión territorial.

Durante el siglo XX, la metrópoli acelera su ritmo de vida notablemente y la población, que tradicionalmente había vivido en la parte central de la ciudad, se traslada hacia la periferia creando nuevos núcleos de servicio y comercio. En este período se incorpora a la estructura urbana la construcción de importantes obras viales tales como el Viaducto, el Anillo Periférico y los Ejes Viales. También se levantan edificios de gran altura entre los que destacan la Torre Latinoamericana, la Torre de PEMEX y recientemente, la Torre Mayor.

De esta forma, se erige una de las ciudades más grandes del mundo en un lugar en el que, hace sólo cientos de años, existía un lago. Indudablemente, los ingenieros y arquitectos de todas las épocas se han enfrentado a las dificultades implícitas a la estratigrafía de esta región, caracterizada por sus importantes formaciones arcillosas de consistencia blanda y alta compresibilidad.

Sin embargo, a estas peculiaridades del terreno se suma el hecho de que este país se encuentra en una zona de alta sismicidad, por lo que la ciudad de México constituye un sitio de riesgo cuando se combinan ciertas características estratigráficas y sísmicas. Es decir, cuando se presenta un movimiento telúrico se generan ondas que viajan a través de la corteza de la Tierra sometiendo al suelo a un complejo estado de deformaciones debidas a la secuencia errática de los movimientos del terreno, lo cual produce un efecto de carga cíclica y afecta a las construcciones desplantadas en la superficie; esto a su vez, se acentúa cuando existe un estrato de suelo blando que sobreyace a uno firme (como en el valle de México), condición que favorece la amplificación de ondas.

Durante el terremoto del 19 de septiembre de 1985, se observaron efectos de sitio como los mencionados. A partir de aquel evento creció el interés por conocer el comportamiento dinámico del conjunto suelo-estructura y los expertos enfocaron su atención en los espectros de aceleración registrados en diversas partes de la ciudad. Los análisis demostraron que el comportamiento cuasi-lineal de la arcilla amplificó marcadamente los movimientos que se registraron en el terreno firme. Es evidente que este fenómeno tiene secuelas muy negativas en las edificaciones, pues quedan sujetas a aceleraciones muy altas que deberían considerarse en el diseño.

En general, el estudio de la interacción dinámica suelo-estructura depende del comportamiento del subsuelo, así como del espectro de aceleraciones considerado en el diseño. Esto implica el análisis matemático de la propagación de ondas generadas por un sismo, problema que se plantea mediante ecuaciones diferenciales de movimiento aplicadas al caso de un suelo con propiedades ideales (elástico lineal) y cuya solución se obtiene considerando los parámetros dinámicos del material.

Por otra parte, en la actualidad se han desarrollado múltiples técnicas analíticas para simular la respuesta dinámica del suelo y hacer predicciones acerca de su comportamiento. Es importante resaltar que la respuesta dinámica de un depósito arcilloso está influenciada significativamente por sus propiedades de rigidez y amortiguamiento, por lo que es substancial determinar adecuadamente estos parámetros.

Debido a que la información existente sobre el comportamiento dinámico de las arcillas del antiguo lago de Texcoco es limitada y considerando que en esta cuenca existe la posibilidad de proyectar obras de gran magnitud, resulta importante realizar una investigación experimental con el propósito de analizar y modelar el comportamiento de estos suelos cuando son sometidos a las acciones de un sismo.

Objetivos

El objetivo general de este trabajo experimental es estudiar el comportamiento dinámico de las arcillas del antiguo lago de Texcoco, a bajos niveles de deformación angular ($10^{-5}\% \leq \gamma \leq 10^{-2}\%$). Para alcanzar la finalidad de esta investigación se llevaron a cabo las siguientes acciones:

- Realizar ensayos de columna resonante en especímenes inalterados, extraídos de la zona donde se proyectó la edificación de un nuevo aeropuerto para la ciudad de México.
- A partir de los resultados de estas pruebas, determinar los parámetros dinámicos representativos del subsuelo: módulo de rigidez al corte, G y relación de amortiguamiento, λ .
- Verificar la influencia del esfuerzo de confinamiento y la deformación angular en los parámetros dinámicos.
- Definir la deformación angular crítica de las arcillas del antiguo lago de Texcoco; este parámetro es la deformación de umbral a partir de la cual se da el comportamiento no lineal del suelo.
- Estudiar las curvas de rigidez *versus* deformación angular, normalizadas con respecto a: el valor inicial de rigidez, $G_{\text{máx}}$, el esfuerzo efectivo de campo, σ'_{vo} , la carga de preconsolidación σ'_{pc} , el esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , y la resistencia no drenada S_u .
- Analizar la variación de las propiedades dinámicas con parámetros tales como: el esfuerzo de confinamiento, σ'_c , la profundidad, la relación de vacíos, e , el contenido de agua, w (%), el índice de plasticidad, I_p (%), y el índice de liquidez, IL (%).
- Examinar cualitativamente la influencia de la elevada concentración salina del suelo, en las relaciones establecidas entre la rigidez y el contenido de agua o la relación de vacíos.
- Realizar ensayos gemelos en equipo de columna resonante y en cámara triaxial (estática o cíclica), con el fin de obtener curvas de rigidez para un intervalo de deformaciones amplio ($10^{-5}\% \leq \gamma \leq 1\%$).
- Con este tipo de pruebas, comparar la aplicabilidad de las técnicas analíticas conocidas para simular el comportamiento dinámico del suelo y estudiar la potencialidad de algún método alterno.
- Definir cuál de los modelos propuestos representa mejor el comportamiento de la arcilla del antiguo lago de Texcoco.

Alcances

Los alcances de esta investigación se limitan a lo siguiente:

- En la parte experimental se realizaron 71 ensayos de columna resonante, cuatro pruebas en cámara triaxial estática, con sensores para medir deformaciones pequeñas, y un ensayo triaxial cíclico. Estas pruebas se hicieron con 18 especímenes tomados de seis sitios de exploración ubicados en el antiguo lago de Texcoco.
- En el análisis del comportamiento a pequeñas deformaciones los resultados permitieron identificar, razonablemente bien, las tendencias que siguen las relaciones establecidas entre el módulo de rigidez al corte y los parámetros: esfuerzo de confinamiento, profundidad, relación de vacíos, contenido de agua, índice de plasticidad, e índice de liquidez.
- La modelación del comportamiento dinámico del suelo quedó restringida por el número de ensayos realizados; sin embargo, se formularon conclusiones generales acerca de la aplicabilidad de cada una de las técnicas numéricas revisadas.

1 Características geotécnicas del subsuelo del antiguo lago de Texcoco

1.1 Introducción

La gran superficie que ocupaba el lago de Texcoco, unos 150 km², se encuentra al noreste de la ciudad de México. La topografía del lugar es prácticamente plana con algunos cerros aislados que sobresalen de la cuenca (cerro del Peñón, peñón del Marqués y cerro de Chimalhuacán). Los límites de esta zona son: al norte, Ecatepec de Morelos; al sur, la ciudad de México; al este, el Gran Canal y al oeste, la Sierra de Guadalupe. El lago de Texcoco funcionó como vaso regulador de nueve ríos torrenciales, al este; y de ríos de aguas negras (de los Remedios, la Compañía y Churubusco), al oeste y sur (Murillo y García, 1978).

Desde los años sesenta, el subsuelo de esta región fue motivo de diversos estudios geotécnicos, entre los cuales destacan el del Proyecto Texcoco (SHCP) y el de la Comisión del Lago Texcoco (SARH). En el año 2001, el Instituto de Ingeniería realizó una amplia investigación geotécnica con el fin de proyectar un nuevo aeropuerto para la ciudad de México.

Por otra parte, debido a la importancia que tienen las formaciones lacustres en las obras de ingeniería, la distribución y propiedades del subsuelo han sido estudiadas con detalle, principalmente en la zona urbana. Las características del subsuelo en el antiguo lago de Texcoco son similares a las que presenta la ciudad de México. La mayor parte del antiguo lago exhibe las dos formaciones compresibles separadas por una capa dura aunque debe tenerse en cuenta que la historia de cargas (construcciones y bombeo) es muy diferente. Aun así, las propiedades de los suelos del antiguo lago y de las zonas casi vírgenes en la ciudad son comparables (Marsal y Graue, 1969).

Uno de los fenómenos más importantes que se han observado en esta cuenca es el del hundimiento regional, el cual se manifestó en la primera mitad del siglo veinte, debido a la sobreexplotación de los mantos acuíferos.

Fue Nabor Carrillo quien estableció, en los años cuarenta, la relación teórica entre el hundimiento y la consolidación del suelo inducida por el bombeo (Marsal y Mazari, 1990). En general, los lagos existentes en el valle de México mantenían un nivel freático superficial y se presentaba artesianismo en la capa dura y en los depósitos profundos. Después, la desecación de los lagos y la intensa explotación de los acuíferos -para abastecer de agua potable a la ciudad- provocaron abatimientos piezométricos y en consecuencia, el incremento de los esfuerzos efectivos en el subsuelo, lo cual origina el proceso de consolidación regional.

De acuerdo con nivelaciones hechas en esta zona, durante el periodo de 1982 a 1987 los valores medios de hundimiento fueron de 28 cm/año; y de 1987 a 1990 los valores máximos alcanzaron 33 cm/año, en el centro del antiguo lago (Murillo, 1990). Estos datos coinciden con los publicados por Núñez (1996), quien establece que entre 1983 y 1994, el hundimiento medio anual al oriente de la ciudad (cerca del aeropuerto), fue de 25 cm/año.

Otro de los problemas que afectan esta región es el agrietamiento, el cual se presenta cuando existen flujos de agua que generan esfuerzos efectivos de tensión en la masa de suelo (Alberro y Hernández, 1991). Por ejemplo, ante la primera lluvia que se concentra en charcos, después de un período intenso de evaporación; o bien, con el bombeo de salmuera que causó agrietamientos al sur del Caracol. La interpretación de este fenómeno ha sido estudiada por diversos autores como Juárez (1959), Alberro y Hernández (1990), Arias y Auvinet (1991).

1.2 Geología y sistema de fallas

La cuenca o valle de México se localiza en la parte más alta y en el extremo sur del altiplano mexicano. Sus límites están marcados, al norte, por las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al sur por las sierras del Ajusco y Chichinautzín; al este por la sierra Nevada (en la cual se encuentran los volcanes de Popocatepetl e Iztaccíhuatl); y al oeste por las sierras de las Cruces (fig 1.1).

Según Mooser (1978), esta cuenca constituye una gran presa azolvada: al sur, la sierra del Chichinautzín representa la cortina; los rellenos en la parte superior, las arcillas lacustres; y en la parte inferior, los materiales clásticos debidos a la acción de ríos, glaciares y volcanes (fig 1.2)

Mooser explica la génesis de la cuenca del valle de México con eventos que ocurrieron hace 700 mil años (formación de lagos, acarreo de suelos, erupciones volcánicas y variaciones notables de clima). Esto justifica la extrema complejidad estratigráfica que se observa en diferentes puntos del valle.

Antes del Pleistoceno el valle drenaba al sur, hacia el Amacuzac, por dos profundas cañadas que pasaban por Cuautla y Cuernavaca. A fines del Plioceno se producen fracturas orientadas en dirección WE, en la zona de Puebla y al sur de Toluca, por las que tuvieron acceso grandes efusiones de basalto que construyeron la sierra del Chichinautzin en el Cuaternario.



Fig 1.1 Límites del valle de México (Auvinet *et al.*, 1996)

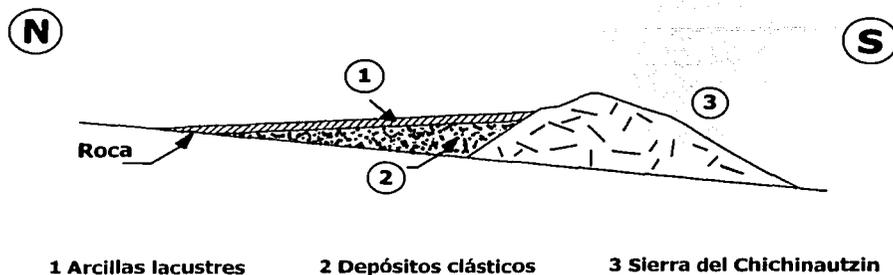


Fig 1.2 La cuenca de México como una presa azolvada

Por lo anterior, se almacenó el agua en varios lagos, y los ríos que descendían de las sierras circundantes depositaron materiales muy diversos en ellos. Simultáneamente, la parte central de la cuenca se fue llenando con acarreo limo-arenoso y emisiones de cenizas y pómez provenientes de los volcanes del sur. Finalmente en la época glacial de los últimos 100,000 años, la masa de agua se extendió en las partes bajas llegando a formar un solo lago (Marsal, 1978).

En la época prehispánica, cuando se fundó Tenochtitlán, existían cinco lagos principales: Zumpango, Xaltocan, Texcoco, Xochimilco y Chalco (Auvinet *et al*, 1996). En la actualidad, sólo subsisten porciones de algunos (Zumpango, Texcoco y Xochimilco).

Por otra parte, las formaciones más superficiales de la cuenca se dividen en Tarango, Tacubaya, Becerra y Reciente. La formación Tarango, del Pleistoceno superior, está constituida por brechas andesíticas, arenas cementadas con carbonato de calcio y limos; aflora al oeste y suroeste; se prolonga hasta el fondo de la cuenca y constituye la base de los depósitos más recientes.

En seguida, se depositó la formación Tacubaya compuesta principalmente por arcilla de alta compresibilidad con lentes de arena; producto de la deposición de cenizas volcánicas muy finas que fueron transportadas por aire o agua hacia los lagos de la cuenca.

Finalmente, sobre estos estratos se encuentran las formaciones Becerra (estratos de aluvión y polvo volcánico con abundancia de fósiles), Barrilaco y Totolsingo (Del Castillo, 1978).

Sistema de fallas

En el valle de México, debajo del relleno aluvial (0-500 m), existen dos sistemas de fracturas con orientación SSW-NNE y WNW-ESE. Estas fallas se infirieron a partir de levantamientos geofísicos (magnéticos y gravimétricos) cuya disposición de anomalías coincide con los reconocimientos geológicos de superficie.

La traza de las fallas SSW-NNE que atraviesan la cuenca se observan en la figura 1.3. Una gran zona de la ciudad se encuentra en un graben, cortado a su vez por una falla. Lo mismo ocurre en la planicie del antiguo lago de Texcoco. En ambos lados de los bloques hundidos se encuentra el horst del Peñón (Mooser, 1961; citado por Jaime, 1987)

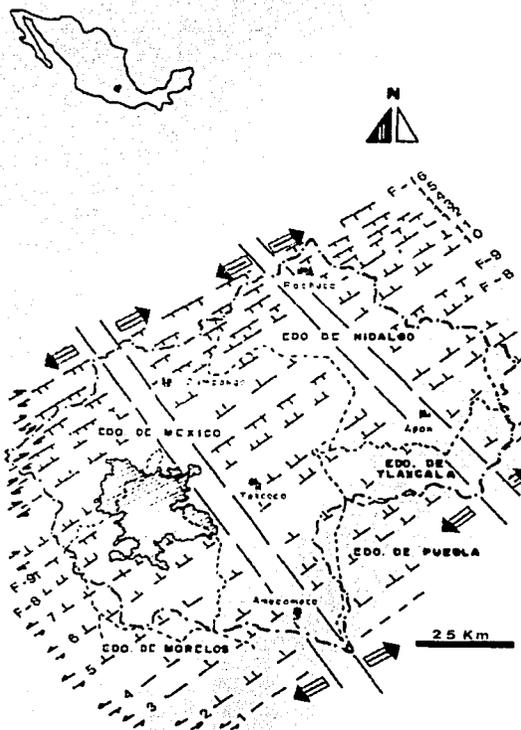


Fig 1.3 Sistema de fallas que atraviesan la cuenca de México

1.3 Estratigrafía

En general, se sabe que la región central de la cuenca de México contiene formaciones lacustres constituidas por ceniza volcánica, intercaladas con pómez, arenas finas y limo; y se caracterizan por su alta compresibilidad y su baja resistencia al corte.

Sin embargo, para los fines de la ingeniería civil, establecer un modelo estratigráfico detallado del suelo es una herramienta fundamental para el diseño de cimientos, excavaciones y otras obras. Por ello, en cada uno de los estudios geotécnicos realizados en el antiguo lago, se ha tratado de perfeccionar la caracterización del subsuelo y el perfil estratigráfico definido a partir del Proyecto Texcoco.

En éste, se perforó un pozo profundo (PP-1) con el cual se determinó que de 0 a 80m existían capas de arcilla, limos y arenas; a continuación, hasta 500 m de profundidad, arcillas de resistencia media a dura, arenas, areniscas, y calizas lacustres; de 500 a 1980 m tobas, rocas ígneas, brechas y conglomerados; entre 1980 y 2045 m, anhidritas arcillosas y margas; de 2045 a 2065 m, lutitas, margas y conglomerados calcáreos (Marsal y Graue, 1969).

Como ya se mencionó, el subsuelo del antiguo lago es similar al de la urbe el cual por razones obvias, ha sido estudiado minuciosamente desde la década de los cincuentas. En ese tiempo, Marsal y Mazari (1959) propusieron dividir en tres zonas geotécnicas la ciudad (de lago, de transición y de lomas), de acuerdo con la estratigrafía de cada sitio. En la actualidad, la tendencia es establecer subzonificaciones muy bien definidas con base en las propiedades del suelo y su posible evolución.

En general, el modelo estratigráfico de la ciudad está definido por un manto superficial duro; una secuencia de arcillas intercaladas con estratos delgados de arena, vidrio volcánico y fósiles, llamada formación arcillosa superior, FAS; una capa dura de limo arenoso cementado de espesor variable hasta un máximo de 5 m; una formación arcillosa inferior, FAI, con espesor variable entre 4 y 14 m; y finalmente los llamados depósitos profundos.

Para el antiguo lago de Texcoco, el perfil estratigráfico es parecido y se describe a continuación:

Costra superficial: arcillas consolidadas por secado solar, arenas limosas y limos arcillosos; con espesor promedio de 1.5 m, el cual aumenta en las cercanías de la sierra de Guadalupe. Esta formación se caracteriza por la presencia de grietas rellenas con materiales eólicos.

FAS: suelos correspondientes a la formación Tacubaya, debidos al arrastre y sedimentación de ceniza volcánica. Está constituida por arcillas plásticas de consistencia blanda, intercaladas con lentes de arena fina, vidrio volcánico y fósiles; su espesor promedio es de 22 m.

Capa dura: materiales compactos limoarenosos, arenosos y limosos intercalados, en ocasiones, por arcillas. Su espesor medio es de 4 m.

FAI: materiales semejantes a los de la FAS en origen; pero de consistencia media a dura y compresibilidad menor. En esta formación se presentan más intercalaciones de lentes limoarenosos y de vidrio volcánico. El espesor promedio es de 15 m, el cual disminuye hacia el oriente y al norte.

De acuerdo con Vera (2002), entre los 35 y 50 m de profundidad, aproximadamente, se localiza una formación de intercalaciones arenosas y limosas con valores de q_c variables, denominada serie errática.

Depósitos profundos: se encuentran a partir de 50 m de profundidad, constan de interestratificaciones de limos, arenas finas y limosas muy compactas.

Murillo y García (1978) distinguen dos estratos profundos, además de los mencionados; éstos se conocen como la tercera formación arcillosa y los depósitos profundos inferiores.

Cabe señalar que en esta investigación, las pruebas de laboratorio se realizaron con muestras de arcilla correspondientes a la formación arcillosa superior.

1.4 Salinidad, presencia de gases y microestructura

Durante las exploraciones del Proyecto Texcoco se determinó la concentración salina del agua intersticial del subsuelo. Se encontró que al sur de El Caracol la salinidad era de 8%, con variación gradual hacia la periferia de la zona federal, hasta un 2%.

Análisis químicos revelaron que los principales compuestos disueltos en el agua son: bicarbonato de sodio, carbonato sódico y cloruro de sodio (Marsal y Graue, 1969). Además, el contenido medio de sólidos disueltos, en el centro del lago, es de 54000 ppm en los primeros 60 m, cifra que se reduce gradualmente con la profundidad. En la periferia del antiguo lago, la concentración registrada en pozos con profundidades menores de 200 m, varía entre 232 y 1613 ppm.

Asimismo, al sur del Caracol, se ha detectado la existencia de gas metano suspendido en el agua de los depósitos profundos; dicho gas se libera al agitar el líquido formando burbujas que arrastran agua y suelo hacia la superficie (Murillo, 1978).

En estudios recientes (Romo *et al*, 2002) se realizaron análisis químicos en muestras de agua intersticial extraídas de este tipo de arcillas. Se determinó que el valor promedio de pH de los especímenes fue de 12. También, se examinaron las concentraciones de aniones tales como cloruros y sulfatos, y de los cationes: potasio, sodio, calcio y magnesio. En los sitios cercanos al Caracol las concentraciones salinas variaron entre 77 324 y 146 795 mg/L; en cambio, en zonas más lejanas los valores fluctúan entre 794 y 23 354 mg/L.

Microestructura

La microestructura de un suelo está directamente relacionada con el comportamiento del material, y con el medio de transporte al que estuvo sujeto para su formación. En general, las arcillas del antiguo lago de Texcoco son mezclas complejas de minerales, cenizas y vidrio volcánico, sales disueltas y materia orgánica.

La heterogeneidad de este suelo resalta al considerar que los microfósiles tienen un tamaño de 80 a 200 veces mayor que el de las partículas arcillosas; además, no están adheridos a ellas, por lo que la continuidad de las propiedades minerales se interrumpe.

Los fósiles existentes en el subsuelo del antiguo lago son ostrácodos y diatomeas. La concha de los ostrácodos está formada por carbonato de calcio. Las diatomeas son algas unicelulares compuestas de sílice, son muy porosas; por lo que, al igual que los ostrácodos, retienen una gran cantidad de agua en su estructura.

Por otra parte, las diatomeas tienden a formar enlaces muy fuertes con las arcillas. Sin embargo, tanto las diatomeas como los ostrácodos tienden a actuar como superficies de falla o microgrietas que debilitan al material (Peralta *et al*, 1989, citado por Morales y Murillo, 1991).

Diversos estudios de la mineralogía de las arcillas del valle de México indica que está compuesta por montmorilonita criptocristalina (cristales sin morfología definida), con alto contenido de Ca^{++} asociado a calcita, clásticos basálticos y algo de cristobalita, así como un alto contenido de restos de diatomeas (Murillo, 1978). Como un ejemplo, en la siguiente fotografía se presenta una muestra recubierta con oro, vista en Microscopio Electrónico de Barrido; se advierten partículas con forma de hojuelas, característica de las arcillas del grupo de las esmectitas, específicamente de la especie montmorilonita.



Fig 1.4 Microfotografía de muestra superficial (0-60 cm) cereana al Caracol (pasada por malla 200)

1.5 Propiedades índice y mecánicas

La presencia de sales en el agua intersticial afecta las propiedades índice del subsuelo. Si se comparan valores de muestras cercanas a El Caracol, con especímenes de la ciudad de México, o de áreas del antiguo lago donde la concentración salina es baja; se observa que las propiedades de estos suelos difieren notablemente.

Es decir, el contenido de agua, el límite líquido y el límite plástico resultan menores en muestras con salinidad alta, correlacionados con valores para arcillas de la ciudad. Asimismo, la densidad de sólidos promedio en el área urbana es de 2.4, mientras que en el antiguo lago se han encontrado valores desde 2.55 hasta 3, o mayores.

Al observar este comportamiento, Marsal y Graue propusieron corregir el contenido de agua y la densidad de sólidos; estos autores establecieron relaciones gravimétricas y determinaron las siguientes expresiones, en las cuales se considera que c es la concentración de sales, expresada en peso del agua que las contiene disueltas (Marsal y Graue, 1969):

$$w' = \frac{w}{1 - cw} \quad \dots (1.1)$$

$$S_s' = \frac{S_s}{(1 + cw')} \quad \dots (1.2)$$

donde S_s' y w' son la densidad de sólidos y la humedad del suelo desprovistas de sales, respectivamente.

Durante el desarrollo del Proyecto Texcoco, las ecuaciones 1.1 y 1.2 se utilizaron para analizar la influencia del contenido de sales en las propiedades índice del suelo. No obstante, en investigaciones recientes (Silva, 2003) se sugiere estudiar con más detalle las relaciones fisicoquímicas que existen entre los minerales de arcilla y los compuestos salinos.

Por otra parte, de acuerdo con los diversos estudios geotécnicos realizados en el antiguo lago de Texcoco, en general, se ha observado que el contenido de agua, en la FAS, presenta valores típicos entre 150 y 500%. Para la FAI, los valores promedio están entre 220 y 255%. En el caso del límite líquido el valor medio es de 236%; para el límite plástico, 76%.

Compresibilidad

Las arcillas del antiguo lago de Texcoco se caracterizan por ser altamente compresibles; en el Instituto de Ingeniería se han determinado valores de m_v (coeficiente de variación volumétrica) entre 0.1 y 0.9 cm^2/kg (Romo *et al*, 2002). En la figura 1.5 se exhibe la gráfica de este parámetro con respecto a la profundidad, se observa que el material más profundo es menos compresible.

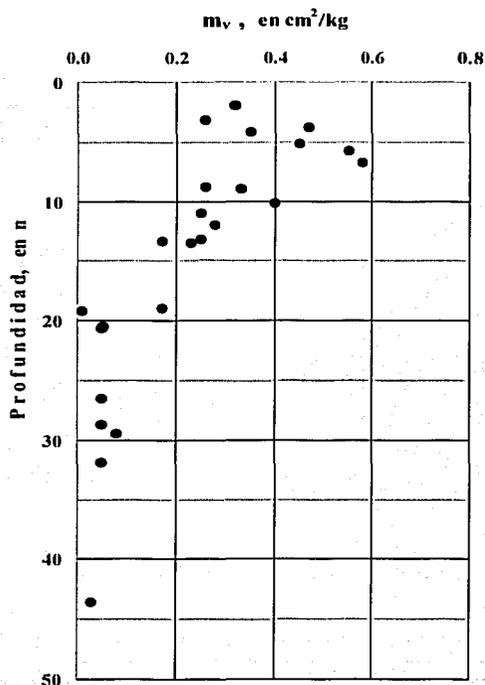


Fig 1.5 Distribución del coeficientes de variación volumétrica, m_v , con la profundidad

Resistencia al corte

La resistencia al corte de las arcillas está ligada con la historia de cargas en el sitio (peso propio, secado superficial, pozos de bombeo). Sin embargo, para conocer con precisión el perfil de esfuerzos efectivos es necesario contar con mediciones piezométricas; pues la práctica ha demostrado que la presión del agua no se comporta hidrostáticamente.

Diversos autores (Marsal y Mazari, 1959; Santoyo, 1968; Jaime, 1987; Romo *et al*, 2002) han realizado estudios para determinar la resistencia de las arcillas lacustres. Durante el Proyecto Texcoco se encontró que la resistencia al corte de la arcilla variaba entre 0.10 y 0.15 kg/cm² (Marsal y Graue, 1969). En 1978, Murillo y García publicaron valores de resistencia calculados a partir de pruebas de compresión simple (q), pruebas no consolidadas no drenadas (c_{uu}) y pruebas de resistencia *in situ* (c_u veleta). Los ensayos de campo se realizaron con una veleta diseñada especialmente para suelos blandos; estos resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 1.1 Valores medios de resistencia al corte

Formación	q kg/cm ²	c_{cu} kg/cm ²	c_u vetea kg/cm ²
Arcillosa superior	0.213	0.128	0.218
Arcillosa inferior	0.393	0.248	0.526

De acuerdo con Jaime (1987), las arcillas lacustres muestran fisuras naturales por lo que el ensaye de compresión simple reporta valores de resistencia erráticos y menores que en prueba triaxial UU. Debido a esto se optó por determinar la resistencia no drenada de la arcilla a partir de ensayos UU; de los cuales se obtuvo que la FAS del antiguo lago de Texcoco virgen tenía una resistencia entre 0.15 y 0.30 kg/cm²; y en zonas preconsolidadas, los valores eran de 0.30 a 0.65 kg/cm². La información obtenida con este tipo de pruebas debe aplicarse dependiendo de las condiciones de drenaje en la obra, o bien, para análisis de estabilidad a corto plazo.

Resultados de ensaye triaxial CU muestran que la arcilla tiene un ángulo medio de fricción interna, en términos de esfuerzos totales, $\phi_{cu} = 20^\circ$ y una cohesión entre 0.1 y 0.4 kg/cm², la cual aumenta con la profundidad. Pruebas triaxiales CD indican que la envolvente de resistencia es prácticamente recta y pasa por el origen del plano de Mohr. El ángulo ϕ_{cd} varía entre 25° y 30° (Marsal y Mazari, 1959; Zeevaert, 1973; Alberro, 1973; citados en Jaime, 1987). Actualmente se analizaron pruebas triaxiales CU con medición de presión y se concluyó que el ángulo promedio de fricción interna, en términos de esfuerzos efectivos, ϕ' , varía entre 40° y 45° (Alanís, 2003).

De acuerdo con Romo *et al* (2002), las arcillas del antiguo lago se caracterizan por su deformabilidad alta y su resistencia cortante baja, con un comportamiento elastoplástico; alcanzan la falla asintóticamente con deformaciones que varían de 2 a 10%. Estos autores observaron que en especímenes de la Formación Arcillosa Superior, el fisuramiento es un aspecto que puede influir en la determinación de la resistencia, c_u , del suelo, de tal forma que el contenido de agua deja de ser un fiel indicador de dicho parámetro.

Resistencia de punta a la penetración de cono, q_c

En los años ochenta, se llevó a cabo una exploración geotécnica masiva en la zona del antiguo lago de Texcoco, utilizando el cono eléctrico. En general, se distinguieron dos perfiles de resistencia q_c : uno con valores medios entre 2.5 y 5 kg/cm² para la FAS; y el segundo, con resistencia media entre 5 y 10 kg/cm² (Jaime *et al*, 1981).

En los sondeos realizados por el Instituto de Ingeniería, se encontraron valores medios en la FAS de 2.24 kg/cm² (bajo la costra superficial) y de 6.3 kg/cm² (cerca de la primer capa dura). Esto indica que la resistencia de punta de la arcilla crece con la profundidad, atendiendo a su condición casi normalmente consolidada (Romo *et al*, 2002).

En suelos blandos, el parámetro q_c ha sido de gran utilidad porque es un excelente indicador para definir un modelo estratigráfico del subsuelo; además, está relacionado con la resistencia no drenada de la arcilla de acuerdo con la siguiente ecuación (Santoyo *et al.*, 1989):

$$s_u = \frac{q_c}{N_k} \quad \dots (1.3)$$

donde, s_u es la resistencia no drenada
 q_c es la resistencia a la penetración del cono
 N_k es un factor de correlación

En 1981, Jaime concluyó que para las arcillas de la FAS el valor de N_k era de 14. En 2002, Romo *et al.* establecen que el factor N_k alcanza un valor de 12.2, este dato es similar al valor sugerido para la arcilla de la ciudad de México ($N_k=13$).

Por otra parte, estos autores correlacionaron el valor medio del m_v , en la rama virgen, con la resistencia de punta a la penetración del cono, q_c . Los resultados se muestran en la figura 1.6, de la cual se concluye que la función que relaciona el valor de q_c y el coeficiente m_v , es decreciente.

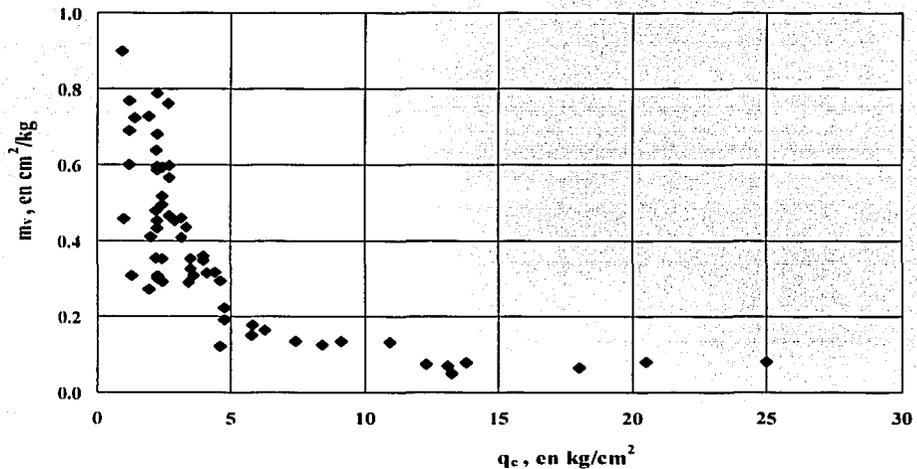


Fig 1.6 Correlación entre el coeficiente de variación volumétrica, m_v , y la resistencia de punta a la penetración del cono, q_c ; para el sitio antiguo lago de Texcoco.

1.6 Propiedades dinámicas

El estudio de las propiedades dinámicas de las arcillas del antiguo lago de Texcoco es un tema poco investigado, en comparación con las características mencionadas en los incisos anteriores. No obstante en las últimas décadas se han realizado importantes esfuerzos de investigación, con el propósito de mejorar el diseño sísmico de las cimentaciones en la zona urbana; esto implica analizar el comportamiento dinámico de los suelos y establecer métodos para evaluar la respuesta sísmica de las estructuras.

Entre los primeros intentos por determinar los parámetros dinámicos característicos del subsuelo del valle (módulo de rigidez al corte, G , y relación de amortiguamiento, λ), se encuentran los trabajos de Marsal y Mazari (1959), Rascón y Elorduy (1964), Reséndiz *et al* (1967), Zeevaert (1973), y León (1974).

Años más adelante otros investigadores (Dobry y Vucetic, 1987; Jaime, 1987; Taboada, 1989; y Romo, 1990) establecieron la variación de los parámetros dinámicos en función de la deformación angular, γ , con lo cual demostraron que, en general, las arcillas de la ciudad de México tienen un amplio intervalo de deformación en el que su comportamiento es cercano al elástico lineal.

Recientemente, en el Instituto de Ingeniería se instrumentaron y acondicionaron equipos dinámicos de columna resonante y triaxial cíclico (Flores, 2002), con los cuales se han hecho ensayos en muestras inalteradas de arcillas de la ciudad de México (Pérez, 2003) y del antiguo lago de Texcoco. Los datos experimentales de esta tesis, son un producto del desarrollo de estos equipos.

1.7 Sismicidad en la cuenca de México

1.7.1 Antecedentes

Desde el punto de vista de la Geología, la corteza de la Tierra se encuentra dividida en fragmentos denominados placas; las cuales, impulsadas por las corrientes de convección, se mueven unas con respecto a otras, a razón de varios centímetros por año. Dependiendo del tipo de movimiento entre placas se determina la interacción entre éstas y los eventos geológicos que producen (sismos, volcanes, fosas oceánicas, cordilleras y fallas).

El territorio mexicano se encuentra dividido entre cinco placas tectónicas: Cocos, Pacífico, Norteamérica, Caribe y Rivera (fig 1.7). La subducción originada entre las placas oceánicas de Cocos y de Rivera bajo la placa Norteamericana han generado grandes temblores en nuestro país.

De acuerdo con Singh y Ordaz (1990), el proceso que origina los grandes eventos está constituido por periodos de acumulación de deformación, por el efecto de subducción, y su repentina liberación durante un temblor. Posteriormente, se acumula más energía y cuando ésta supera la resistencia de las rocas, tiene lugar un nuevo sismo.

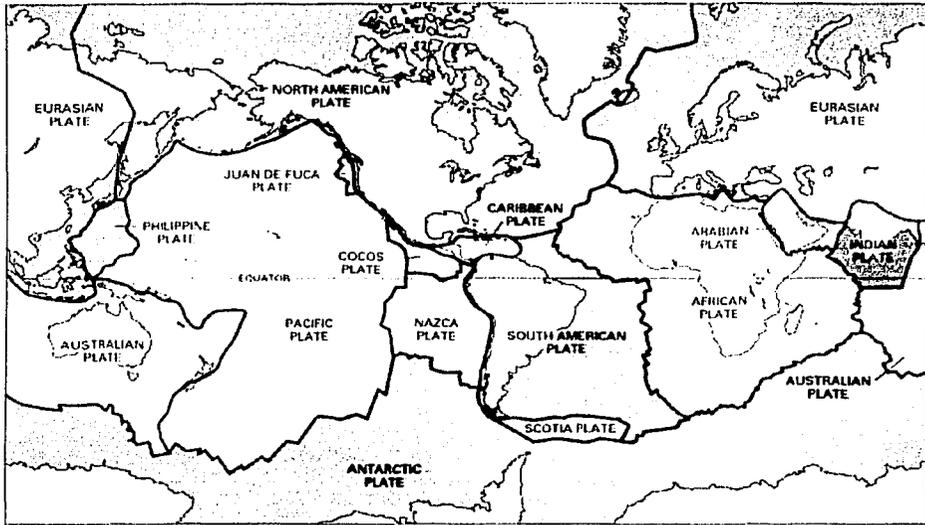


Fig 1.7 Distribución geográfica de las placas tectónicas

1.7.2 Sismicidad

La ciudad de México se encuentra ubicada en una zona de alta sismicidad, que aunado a las características especiales del subsuelo y a su frecuencia sísmica, colocan a la cuenca entre una de las siete entidades de mayor riesgo sísmico mundialmente.

La mayoría de los sismos que afectan al país se originan a lo largo de las fronteras entre las placas tectónicas; aunque también existen temblores locales que se inician a lo largo de la faja volcánica, principalmente. La zona sísmica paralela a la Costa del Pacífico Sur (entre las ciudades de Puerto Vallarta y Tapachula) es una de las más activas; se estima que en México ocurre cerca del 8% de los temblores de todo el mundo y que, aproximadamente, la mitad geográfica del territorio está sujeta a riesgo sísmico apreciable (Soto, 1999).

En esta región no sólo se producen sismos con mayor frecuencia, también los mayores eventos registrados tuvieron su epicentro en estas poblaciones (fig 1.8). Estos temblores que representan un grave peligro para las poblaciones costeras, además afectan al valle de México, como se ha constatado durante los grandes sismos de 1932, 1957, 1979 y 1985, entre otros.

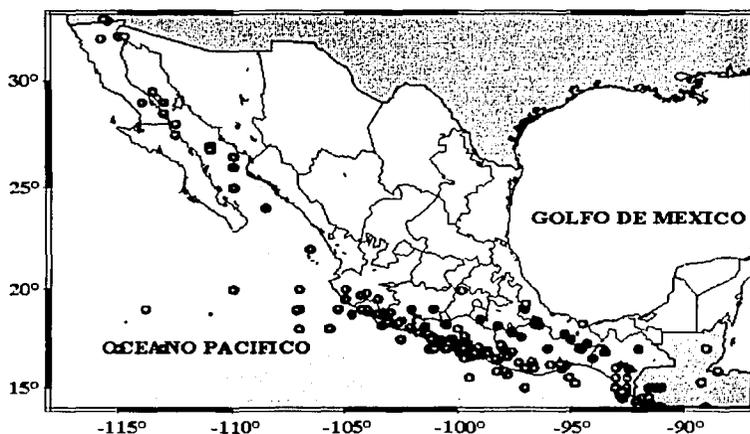


Fig 1. 8 Sismicidad en México ($M \geq 6.5$), según el Servicio Sismológico Nacional

Por otra parte, con el fin de diseñar adecuadamente estructuras ante sollicitaciones dinámicas, la República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas: A, B, C y D (fig 1.9). La zona A es una región donde no se tienen registros históricos de temblores. La zona D es el sitio donde se han reportado los mayores y más frecuentes sismos; y donde las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad. Las otras dos zonas se consideran regiones de sismicidad intermedia.

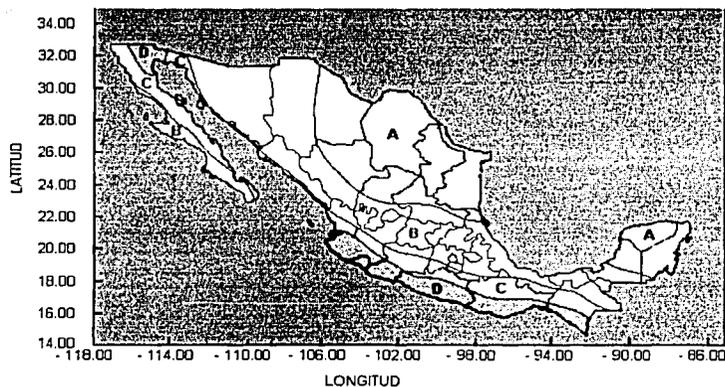


Fig 1.9 Regionalización sísmica de la República Mexicana

No obstante que la ciudad de México se encuentra ubicada en la zona sísmica B, debido a las condiciones del subsuelo del valle, es posible que se presenten aceleraciones grandes; lo que representa uno de los casos más interesantes en relación con los efectos de sitio. El evento que manifestó claramente este fenómeno fue el sismo de 1985.

A partir de esta fecha, en nuestro país se han efectuado numerosas investigaciones teóricas y de laboratorio para determinar con mayor precisión las características dinámicas del subsuelo, especialmente en la zona donde existen arcillas de alta plasticidad. Además, se han creado estaciones que complementan la red de instrumentación sísmica en la ciudad, para obtener acelerogramas de distintos eventos, con el fin de conocer las aceleraciones máximas del suelo. Con esta información, la ingeniería busca establecer modelos que se ajusten a la respuesta dinámica de los materiales.

De acuerdo con las observaciones de diversos autores (Seed *et al*, 1987; Rosenblueth y Ovando, 1990; Romo, 1990), el comportamiento de la arcilla del valle de México sólo representa un caso extremo, ya que sigue las mismas tendencias que otros suelos.

2 Comportamiento dinámico de las arcillas

2.1 Introducción

En general, los movimientos sísmicos están compuestos por una combinación compleja de ondas de cuerpo (compresionales, P, y transversales, S) con diversos ángulos de incidencia, y de ondas superficiales (Rayleigh y Love). Las ondas P y S se transmiten desde el material firme o roca basal hacia los depósitos superficiales; sin embargo, cuando estas capas están constituidas por formaciones arcillosas (como en la cuenca de México), las ondas compresionales no se verifican en forma efectiva porque el suelo se encuentra saturado y no puede cambiar de volumen instantáneamente (Rábago, 1976). Por lo tanto, sólo se transmiten las ondas transversales, S, las cuales generan en los planos vertical y horizontal del elemento esfuerzos cortantes, que al invertir su dirección varias veces durante el sismo producen el efecto de una carga cíclica, condición que puede reproducirse -aproximadamente- en el laboratorio mediante ciclos de carga con forma sinusoidal.

Un ciclo completo de carga y descarga se representa por un lazo de histéresis cerrado (fig 2.1), el cual muestra la deformación producida en el suelo. Ésta, se clasifica en dos tipos: transitoria (varía cíclicamente con la carga) y permanente (la que se acumula durante la aplicación de los esfuerzos cíclicos); la primera se emplea para definir los parámetros dinámicos de rigidez y amortiguamiento; la segunda, para estimar los desplazamientos en las cimentaciones debidos a la acción sísmica.

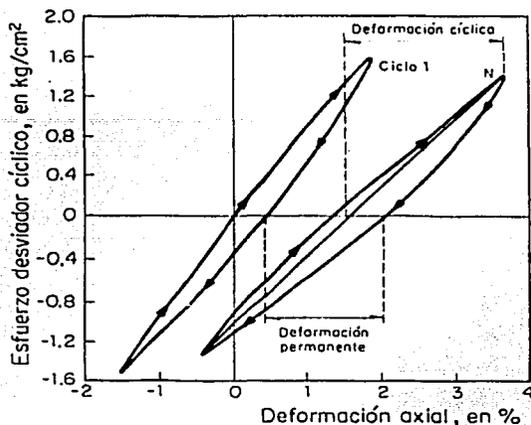


Fig 2.1 Componentes de deformación en carga dinámica (Romo, 1990)

La deformación transitoria es función de la magnitud del esfuerzo cíclico y la deformación permanente es función de éste y del número de veces que se aplica dicho esfuerzo. Ambos tipos de deformación están relacionados ya que al aumentar la amplitud de la deformación cíclica, la deformación permanente se acumula más rápido (Romo, 1990).

2.2 Conceptos básicos

Las propiedades de mayor interés, utilizadas en geotecnia para determinar el comportamiento dinámico del subsuelo son: la rigidez, el amortiguamiento, la resistencia dinámica, la relación esfuerzo-deformación y la relación de Poisson.

2.2.1 Rigidez

La rigidez de un suelo se evalúa mediante un módulo obtenido a partir de la curva esfuerzo-deformación de una muestra sometida a carga cíclica (fig 2.2). Este parámetro se determina como la pendiente de la recta que une los puntos extremos del lazo histerético y se conoce como G_s o E_s .

Geoméricamente, este parámetro representa la relación entre un esfuerzo cortante y la deformación angular correspondiente a ese nivel de esfuerzo; se puede estimar indirectamente mediante la expresión:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \dots (2.1)$$

donde,

E: módulo dinámico equivalente
 ν: relación de Poisson

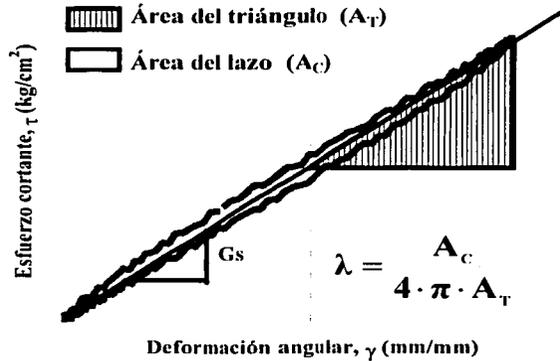


Fig 2.2 Lazo de histéresis (Flores *et al*, 2002)

2.2.2 Amortiguamiento

Cuando el suelo se expone a la acción de cargas dinámicas, debido a su rigidez, almacena y disipa energía potencial en cada período de carga, lo cual se comprueba con la aparición de ciclos de histéresis. La relación entre la energía disipada y la energía almacenada se denomina amortiguamiento histérico. En suelos, este parámetro se evalúa con la fracción del amortiguamiento crítico:

$$\xi = \frac{C}{C_c} \quad \dots (2.2)$$

donde,

C: coeficiente de amortiguamiento de naturaleza viscosa
 C_c: coeficiente de amortiguamiento crítico (mínimo amortiguamiento para que un sistema no oscile)

Jacobsen (1960; citado en García, 1987) propuso el coeficiente de pérdida de energía como una función de la energía de deformación y se conoce como relación de amortiguamiento histerético equivalente, λ (fig 2.2).

$$\lambda = \frac{A_c}{4\pi A_T} = \frac{\Delta W}{W} \quad \dots (2.3)$$

donde,

ΔW : energía de amortiguamiento
 W : energía potencial almacenada
 A_c : área del ciclo de histéresis
 A_T : área del triángulo (fig 2.2)

El área limitada por el lazo de histéresis corresponde a la energía disipada por una unidad de volumen de la muestra, por ciclo, en tanto que el área del triángulo es la energía potencial de deformación almacenada.

En general, λ es una medida de la capacidad de disipación de energía del material y para muchos problemas de aplicación práctica suele suponerse que $\xi \approx \lambda$. Estas dos formas de cuantificar el amortiguamiento consideran los fenómenos de naturaleza viscosa y elastoplástica, respectivamente (Rangel, 1990).

2.2.3 Resistencia dinámica

Es la resistencia al esfuerzo cortante, τ_r , que presenta el suelo cuando se expone a condiciones de carga dinámica, este parámetro se determina a partir de ensayos dinámicos de laboratorio, en muestras representativas sometidas a la historia de esfuerzos *in situ*, previa a la aplicación de la carga dinámica.

2.2.4 Relación esfuerzo-deformación

Se refiere a las características particulares de las curvas esfuerzo-deformación del suelo ante sollicitaciones dinámicas, entre las cuales se encuentran:

- la no linealidad de las curvas
- la degradación de la rigidez al aumentar el número de ciclos
- la presencia de fenómenos de naturaleza plástica, así como la existencia de amortiguamiento elastoplástico

Esta relación se describe por medio del módulo secante E_s y depende de las condiciones de carga y de frontera a las que se somete una probeta de suelo.

2.2.5 Relación de Poisson, ν

Es la relación entre las deformaciones transversales y longitudinales; en un medio elástico, poroso, saturado y sometido a carga no drenada, la relación de Poisson vale 0.5 (Bishop y Hight, 1977).

Por otra parte, el comportamiento dinámico del subsuelo también se ha descrito en función de la presión de poro (Romo, 1990). La estructura de un espécimen de arcilla, bajo condiciones dinámicas, genera distorsiones elásticas que causan presiones de poro transitorias (despreciables para el diseño de obras civiles). Sin embargo, las presiones de poro llegan a ser permanentes y se acumulan con la aplicación continua de los esfuerzos cíclicos, si éstos exceden un valor crítico. El índice de plasticidad y el nivel de deformaciones angulares, inducido en el suelo, influyen en la presión de poro permanente.

En esta investigación, las muestras de arcilla ensayadas estuvieron sometidas a un grado de deformación bajo, por lo que este parámetro no se tomó en cuenta para caracterizar el comportamiento del suelo.

2.3 Pruebas para determinar las propiedades dinámicas del subsuelo

Actualmente existe una gran variedad de métodos para estimar los parámetros dinámicos que caracterizan al suelo; a continuación, se describen brevemente sus ventajas y desventajas principales:

2.3.1 Ensayos de laboratorio

La tabla 2.1 es una sinopsis de las pruebas de laboratorio relacionadas con el objetivo expuesto.

De acuerdo con Seed (1979), las hipótesis que se toman en cuenta para calcular los parámetros dinámicos a partir de una prueba de laboratorio son las siguientes:

- Los esfuerzos inducidos por un sismo en un depósito de suelo se deben a la propagación vertical de ondas de corte.
- Los esfuerzos principales mayor y menor estáticos son vertical y horizontal, respectivamente. Los esfuerzos principales intermedio y menor son iguales.
- Los esfuerzos cortantes provocan cambios en la magnitud y dirección de los planos de aplicación de los esfuerzos principales y de los cortantes máximos.

Cabe señalar que para calcular la rigidez del suelo, a partir de un ensaye triaxial cíclico, se considera que el material tiene un comportamiento elástico lineal.

Tabla 2.1 Resumen de pruebas de laboratorio para determinar las propiedades dinámicas del suelo (Rangel, 1990)

Prueba	Rango de deformación (%)	Rango de frecuencias (Hz)	Propiedades dinámicas estimadas	Ventajas	Desventajas
Columna Resonante	10^{-6} a 10^{-1}	5 a 100	G, E, ξ	La prueba no es destructiva. Se puede conocer la variación de la rigidez del terreno con respecto a la presión de confinamiento.	La resistencia dinámica e información de las curvas esf-def no puede evaluarse. La consolidación de la muestra es generalmente isotrópica. La interpretación de los resultados es con base en la teoría elástica.
Pulsos Ultra-sónicos	10^{-4} a 10^{-3}	20 a 100	G, E	La prueba no es destructiva.	Se obtiene únicamente la rigidez del suelo a pequeña deformación. Se presentan problemas en la interpretación de las llegadas de las ondas S y P. Alta resolución de los instrumentos.
Vibración Torsional Libre	10^{-2} a 1	0.2 a 5	G, E, ξ	Se puede conocer la variación de la rigidez de terreno con respecto a la presión de confinamiento.	No pueden evaluarse la resistencia dinámica e información referente a las curvas esf-def. La consolidación de la muestra es isotrópica. Interpretación elástica.
Triaxial Cíclico	10^{-2} a 5	0.2 a 5	G, E, λ , τ , información esf-def	Se pueden estimar todas las propiedades dinámicas. Se puede conocer la variación de la rigidez del terreno con respecto a la presión de confinamiento. Se pueden estudiar condiciones de anisotropía en la estimación de las propiedades.	La condición de esfuerzos cortantes máximos se produce en planos a 45° . La rotación de los ejes principales ocurre por medio de brinco a cada 90° . Medición externa de deformaciones. No es posible obtener G_{max} .
Corte Simple Cíclico	10^{-2} a 5	0.2 a 5	G, λ , τ , información esf-def	Generar el estado de corte simple. Estimar todas las propiedades.	Se desconoce el estado completo de esfuerzos. Concentraciones de esfuerzos en fronteras de la muestra. No es posible medir ni controlar el confinamiento lateral.
Columna Torsionante (*)	2×10^{-3} a 10	0.001 a 2	G, λ	El esfuerzo normal octaédrico se mantiene constante. Se puede conocer la variación de la rigidez del terreno con respecto a la presión de confinamiento. Se pueden estudiar condiciones de anisotropía.	No se conoce el valor de G_{max} .
Elementos Laminares (**)	$< 10^{-3}$	Se generan ondas con contenidos de frecuencias de 1 a 20 000	G_{max}	Se pueden generar ondas S y P. Se mide directamente V_s y V_p .	Sólo se conoce el valor de G_{max} .

Nota: Información complementaria tomada de las siguientes referencias:
 (*) Mendoza *et al*, 1996; (**) Brignoli *et al*, 1996

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

2.3.2 Pruebas de campo

La tabla 2.2 resume las técnicas de campo útiles en la evaluación de propiedades dinámicas en suelos. En general, estos ensayos utilizan el concepto de propagación de ondas a través de un depósito, para estimar propiedades dinámicas; y con respecto a las pruebas de laboratorio presentan las siguientes ventajas:

- Obtienen la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones
- Proporcionan un registro de variación de la rigidez con respecto a la profundidad

No obstante, las técnicas de campo no evalúan la resistencia dinámica, el amortiguamiento y las características de las curvas esfuerzo-deformación de los suelos; además, la medición de la rigidez no es directa ya que se utiliza la teoría de la Elasticidad para estimarla (Rangel, 1990).

Por último, la selección de alguno de estos métodos en la práctica, deberá considerar los recursos disponibles y la exactitud que se requiera, así como las ventajas y desventajas de cada procedimiento.

Tabla 2.2 Resumen de pruebas para determinar las propiedades dinámicas del subsuelo en campo (Rangel, 1990)

Prueba	Tipo de onda que se mide	Otras mediciones	Ventajas	Desventajas
Sísmica de refracción	P y S	Espesor y buzamiento de las capas del subsuelo	Trabajar desde superficie. Cubrir grandes extensiones.	Presenta dificultades cuando la topografía es abrupta. No detecta zonas en donde hay inversión de velocidad. Dificultad para detectar capas de pequeño espesor.
Pozos cruzados	P y S	Mide amortiguamiento por irradiación de energía	Permite trabajar en un espacio limitado. Permite conocer los trayectos de onda. Detectar zonas de espesor pequeño y de inversión de velocidad.	Es necesario tener a lo menos dos pozos. Alta resolución en los aparatos de medición. Una exacta ubicación de los pozos. Requiere pozos completamente verticales.
Pozo-abajo Pozo-arriba	P y S		Se necesita solamente un pozo. Permite trabajar en un espacio limitado. Detectar zonas de espesor pequeño y de inversión de velocidad.	Mide velocidades promedio. Le afecta el ruido ambiental cerca de la superficie.
Sonda suspendida	P y S	Mide el amortiguamiento por irradiación de energía	Poder trabajar con uno o varios pozos. Permite trabajar en un espacio limitado. Detectar zonas de espesor pequeño y de inversión de velocidad. Fácil interpretación y rápida realización.	Necesita aparatos de medición sofisticados. El radio de influencia de las mediciones es restringido.
Vibración en superficie		Atenuación de la onda de Rayleigh	Medición en superficie.	Necesidad de grandes vibradores. Poca profundidad de investigación.

2.4 Agentes que influyen en los parámetros dinámicos del suelo

Existen diversos factores con influjo en las propiedades dinámicas del subsuelo, G y λ . Los más importantes son: la amplitud de deformación angular, γ , el esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , y el tipo de suelo (en él, se incluyen las propiedades de relación de vacíos, e ; el índice de plasticidad, I_p ; y el grado de saturación, G_w).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Con base en diversas investigaciones se han identificado otros elementos de influencia como son: el número de ciclos de carga, el grado de preconsolidación, la temperatura, la edad geológica, la historia de esfuerzos y el grado de alteración, entre otros.

2.4.1 Deformación angular, γ

Se ha demostrado que el comportamiento esfuerzo-deformación de una arcilla bajo carga cíclica, depende del grado de deformación inducido en ella (figs 2.3 y 2.4). De acuerdo con su orden de magnitud las deformaciones pueden ser pequeñas ($\gamma < 10^{-2}$ %) o grandes ($\gamma > 10^{-2}$ %).

Para el primer caso, la respuesta del suelo es relativamente lineal, el suelo no disipa mucha energía y se tiene una pequeña o nula degradación con el número de ciclos de aplicación de carga. Dentro de este nivel, para $\gamma < 10^{-4}$ %, se considera que el módulo de rigidez permanece prácticamente constante, por lo que se toma como el valor máximo o inicial, $G_{m\acute{a}x}$. En este trabajo, se asignó el valor de dicho parámetro cuando $\gamma = 10^{-6}$ %.

A grandes niveles de deformación angular, la respuesta empieza a ser marcadamente no lineal, existe mayor disipación de energía y la degradación en la resistencia y rigidez, causada por la carga cíclica, es considerable.

Se ha observado que entre ambos tipos de respuesta existe un valor crítico de la deformación angular, a la cual se le llama deformación de umbral, γ_c .

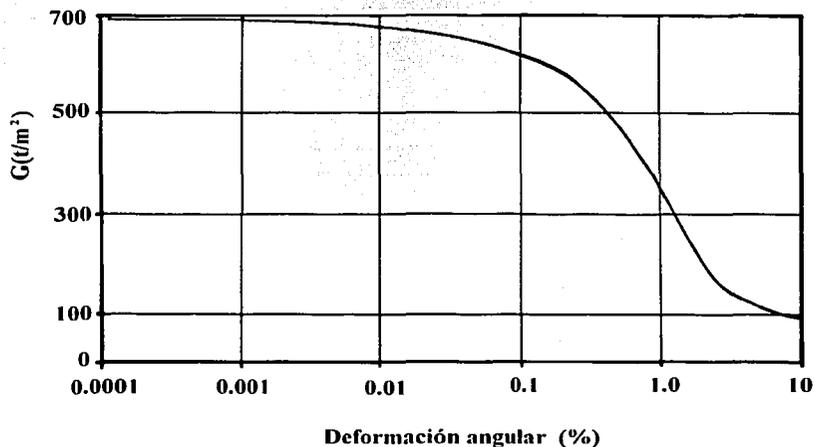


Fig 2.3 Influencia de la deformación angular en la rigidez para las arcillas del valle de México (Jaime, 1988)

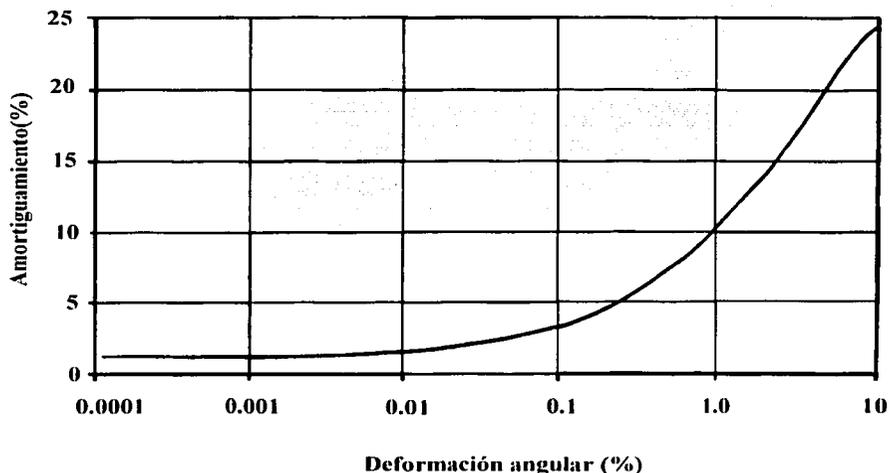


Fig 2.4 Influencia de la deformación angular en el amortiguamiento para las arcillas del valle de México (Jaime, 1988)

2.4.2 Esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c

En general, se ha establecido que la rigidez aumenta con el confinamiento; aunque algunos autores (Hardin y Black, 1969; Hardin y Drnevich, 1972) consideran que G_{\max} varía con un factor aproximado de σ'_c $^{1/2}$; Jaime (1987) observó que en las arcillas del valle de México esta relación es lineal, dicha característica implica que el comportamiento del suelo es normalizable.

En la figura 2.5 se presentan los datos experimentales de una muestra del antiguo lago de Texcoco sometida a ensaye de columna resonante, a diferentes niveles de esfuerzo; la gráfica exhibe que a mayor confinamiento la rigidez se incrementa.

En la figura 2.6 se observa -para el mismo espécimen- que el valor del módulo de rigidez inicial, G_{\max} , se relaciona con el esfuerzo de confinamiento elevado a una potencia cercana a $1/2$.

Por otra parte, al normalizar la curva de rigidez con respecto al valor de G_{\max} , se obtiene la gráfica G/G_{\max} versus γ . En este caso la relación G/G_{\max} (módulo de degradación) está influenciada por el esfuerzo efectivo de confinamiento, particularmente en suelos de baja plasticidad. La deformación de umbral es mayor cuando σ'_c se incrementa. Estos efectos se exhiben en la figura 2.7 (Ishibashi y Zhag, 1993, citados en Kramer, 1996).

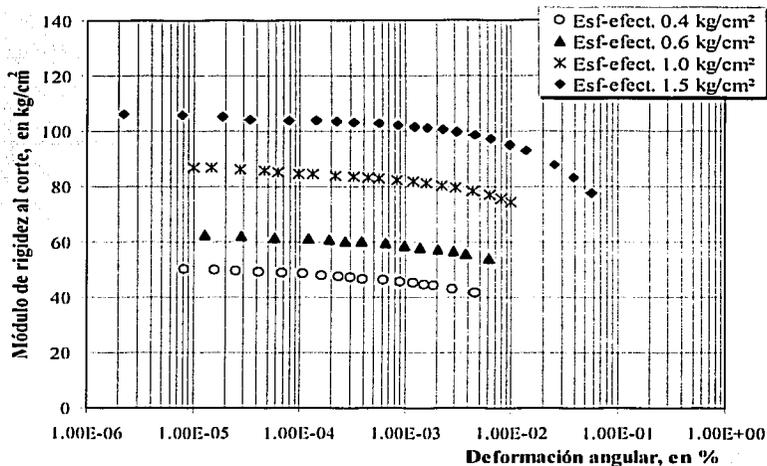


Fig. 2.5 Efecto del esfuerzo de confinamiento en la rigidez

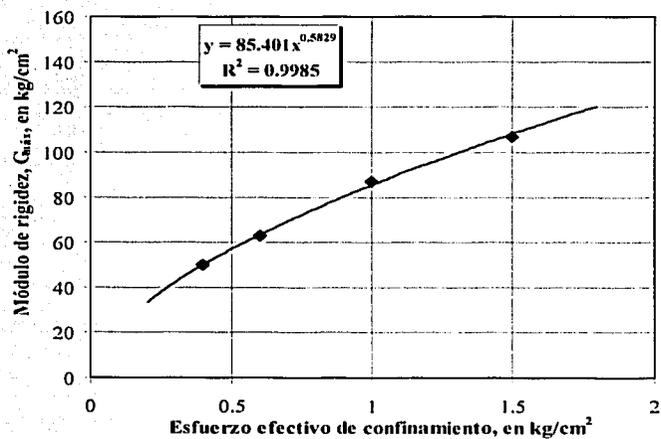


Fig. 2.6 Relación exponencial entre la rigidez y el esfuerzo de confinamiento

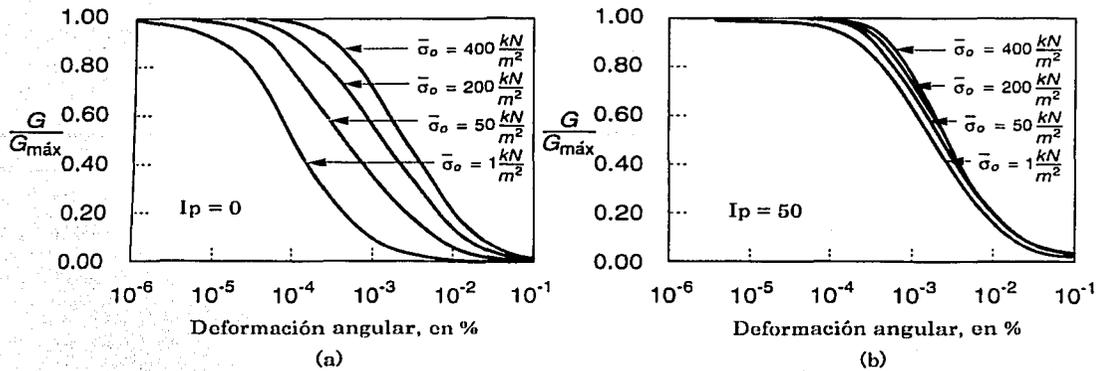


Fig 2. 7 Influencia del esfuerzo de confinamiento en el módulo de degradación, $G/G_{\text{máx}}$ (Kramer, 1996)

2.4.3 Índice de plasticidad, I_p

El comportamiento lineal de un suelo se caracteriza porque existen menos cambios en la rigidez con respecto a la deformación angular. Además, el intervalo de deformación en el cual se observa dicho comportamiento, crece con el valor del índice de plasticidad. En arcillas plásticas, esto se explica porque, en general, estos materiales tienen una estructura floculada abierta, con la característica de tener gran cantidad de contactos vértice-lado entre las partículas y entre grumos o agregados de partículas. A su vez, se tiene como resultado una mayor estructuración del suelo, lo cual aumenta la "flexibilidad" del sistema y se refleja como un incremento en el valor de la deformación de umbral.

En la figura 2.8 se exhiben tres muestras del antiguo lago de Texcoco con diferentes índices de plasticidad, ensayadas a un esfuerzo de confinamiento de 2 kg/cm^2 . En las curvas se observa que el intervalo de deformación del comportamiento lineal es mayor dependiendo del I_p de cada espécimen.

En la relación de amortiguamiento, el comportamiento lineal se refleja cuando a mayor índice de plasticidad, el amortiguamiento disminuye (fig 2.9) (Romo, 1990).

2.4.4 Relación de vacíos, e

Se ha establecido que a mayor relación de vacíos, el valor del módulo $G_{\text{máx}}$ disminuye; al igual que el amortiguamiento histerético. Jaime (1987) estimó el módulo de rigidez inicial en función de la relación de vacíos y el esfuerzo de confinamiento, para diferentes sitios de la cuenca de México (tabla 2.3).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 2.3 Tabla correlaciones empíricas para estimar $G_{m\acute{a}x}$ en la cuenca de México

SITIO	ECUACIÓN	NOTAS
Antiguo lago Texcoco preconsolidado	$G_{m\acute{a}x} = (102-5.58(e-3))\sigma_c$	$3 < e < 8$ $0.2 < \sigma_c < 2.2$
Antiguo lago Texcoco virgen	$G_{m\acute{a}x} = (95.18-9.39(e-3))\sigma_c$	$3 < e < 8$ $0.2 < \sigma_c < 2.2$
Lago Xochimilco-Chalco	$G_{m\acute{a}x} = (94.34-3.35(e-3))\sigma_c$	$3 < e < 8$ $0.2 < \sigma_c < 3.6$

σ_c : esfuerzo de confinamiento efectivo en kg/cm^2

2.4.5 Grado de saturación, G_w

El valor de $G_{m\acute{a}x}$ se incrementa cuando el grado de saturación disminuye. Hardín y Drnevich (1972), reportaron un caso en que el $G_{m\acute{a}x}$ decreció un 50%, cuando el G_w se incrementó del 70 al 100%.

2.4.6 Relación de preconsolidación, OCR

$G_{m\acute{a}x}$ varía con la relación de preconsolidación; si el $\text{OCR} > 1$, el módulo de rigidez se incrementa con el índice de plasticidad; y si $\text{OCR} = 1$, el valor de $G_{m\acute{a}x}$ se mantiene aproximadamente constante.

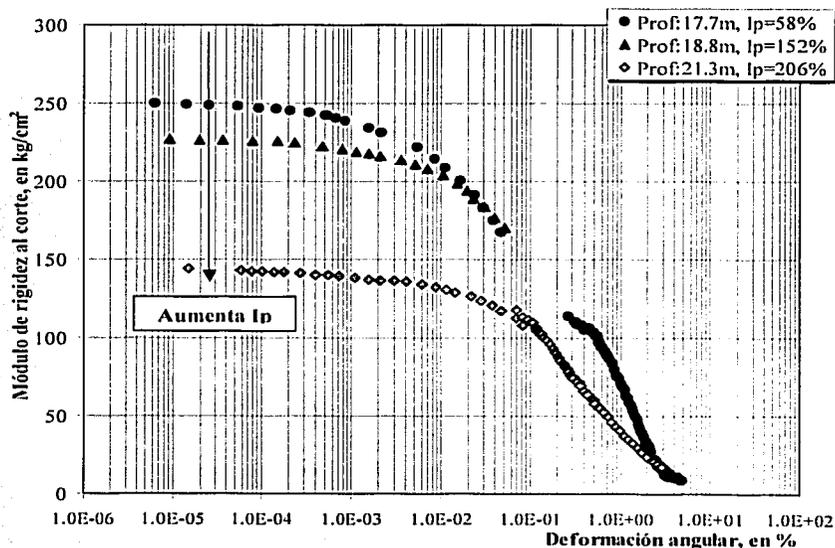


Fig 2.8 Efecto del índice de plasticidad en el comportamiento lineal del suelo

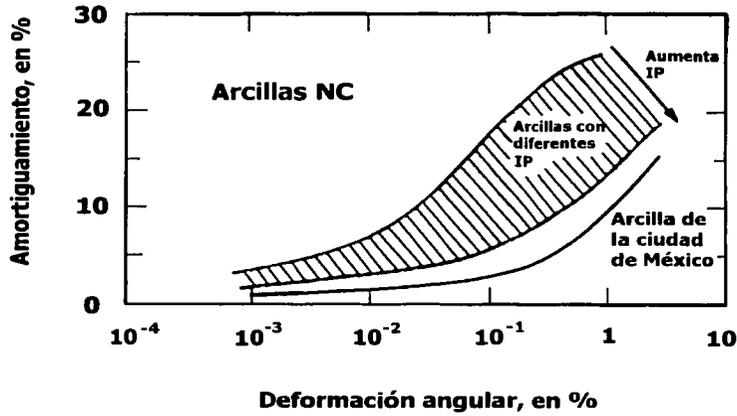


Fig 2.9 Efecto del índice de plasticidad en el amortiguamiento (Romo, 1990)

2.4.7 Número de ciclos, N

En suelos arcillosos el módulo de degradación $G/G_{m\acute{a}x}$ disminuye con el número de ciclos, N, si la deformación angular rebasa un valor crítico ($\gamma > \gamma_c$), como se exhibe en la figura 2.10.

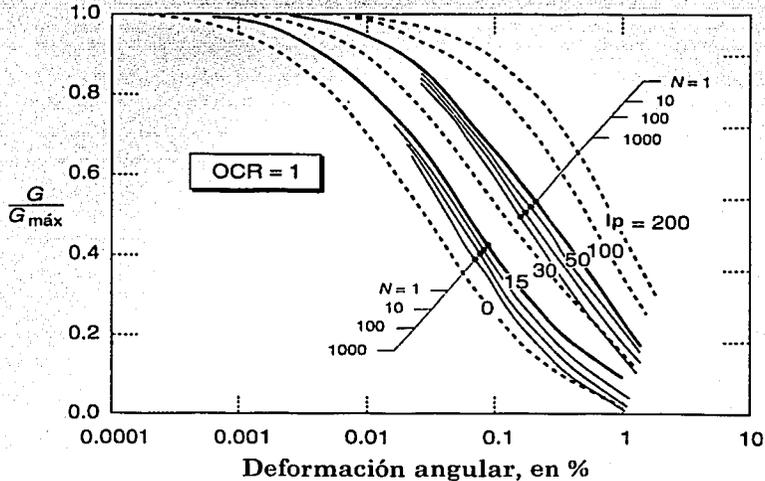


Fig 2.10 Influencia del número de ciclos en el módulo de degradación, $G/G_{m\acute{a}x}$ (Kramer, 1996)

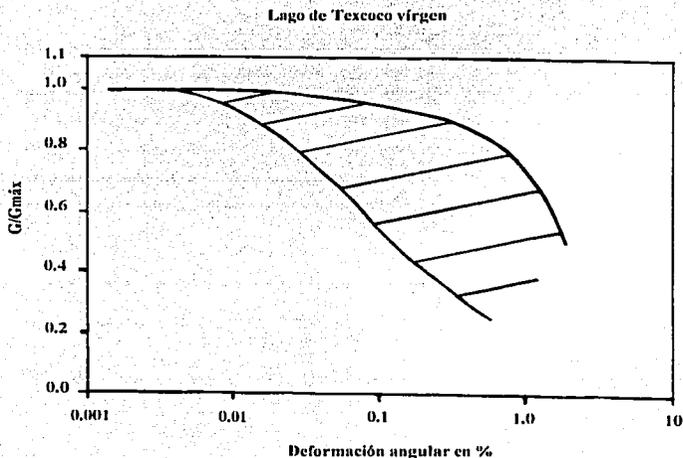
2.5 Comportamiento dinámico de las arcillas del valle de México

Los primeros estudios que se realizaron con el fin de evaluar las propiedades dinámicas de este suelo, tienen su origen en los años cincuentas, cuyos autores Marsal y Mazari (1959) publicaron los resultados de módulos de cortante determinados en ensayos de torsión con excitación constante.

Posteriormente, Rascón y Elorduy (1964) determinaron que la relación de amortiguamiento, λ , de las arcillas del valle es de 5.4%. Zeevaert (1973) publicó los resultados obtenidos con pruebas de péndulo de torsión libre, con lo cual concluyó que el módulo G es una función creciente de la presión confinante.

León *et al* (1974) publicaron resultados obtenidos en la columna resonante tipo Drnevich, los cuales muestran la influencia de la deformación angular en el módulo de cortante y en el porcentaje de amortiguamiento. En dicho trabajo ya se aprecia que el comportamiento de la arcilla de la cuenca de México difiere notablemente de las investigaciones reportadas en la literatura.

Jaime (1987) trabajó experimentalmente con arcillas típicas de los lagos de Texcoco, Xochimilco y Chalco; él determinó que estos suelos tienen un comportamiento casi elástico en un amplio intervalo de deformaciones angulares (desde $10^{-4}\%$ hasta 0.1%, ver Fig 2.11); y que su relación de amortiguamiento es muy baja (entre 3% y 5%) para el mismo intervalo.



(a)

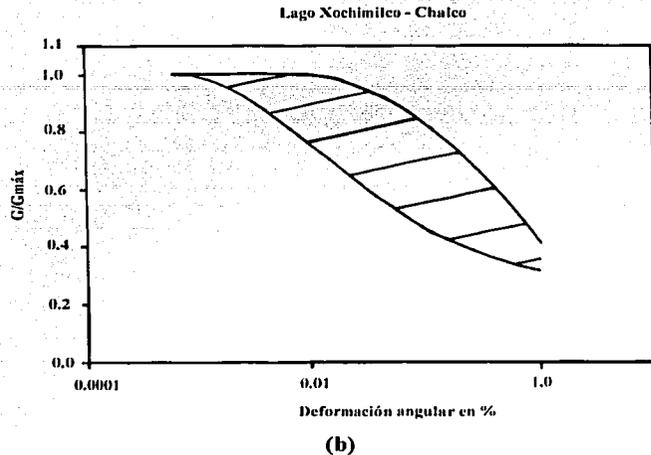


Fig 2.11 Variación de $G/G_{máx}$ vs γ (Jaime, 1988)

Lo anterior, también fue observado por Dobry y Vucetic (1987), quienes concluyeron que la arcilla lacustre del valle de México se comporta linealmente hasta niveles de deformación grandes, en comparación con lo que ocurre con otros suelos. Por lo que representa un caso extremo, ya que sigue las mismas tendencias que esos materiales.

Por otra parte, Jaime (1987) determinó perfiles detallados de la variación de la velocidad de propagación de ondas de corte con la profundidad, en algunos sitios de la ciudad. Con estos resultados, Ovando *et al* (1990) establecieron correlaciones con la resistencia a la penetración en prueba de cono eléctrico, como se explica en el inciso siguiente.

En 1989, Taboada realizó ensayos cíclicos en muestras de la zona del lago de Texcoco virgen. Con base en ellos, determinó que un suelo consolidado anisotrópicamente es más rígido, ya que sus deformaciones permanentes son menores, comparadas con especímenes consolidados isotrópicamente.

Otros estudios realizados con arcilla de la ciudad de México muestran que la resistencia a la falla bajo carga dinámica es sensiblemente mayor que la correspondiente en condiciones estáticas (Romo *et al*, 1989).

Con base en el trabajo de Romo (1990) se han establecidos las siguientes conclusiones:

- Independientemente de la trayectoria de consolidación seguida y la magnitud del esfuerzo octaédrico de consolidación, la resistencia a la falla dinámica no drenada, S_{ud} , varía entre 1.2 y 1.4 veces la resistencia no drenada en condiciones estáticas, S_u .
- La deformación de umbral es afectada por la trayectoria de consolidación. En muestras consolidadas isotrópicamente, la deformación crítica es del orden de 1%; y aproximadamente 0.6%, para consolidación anisotrópica.

2.6 Evaluación de los parámetros dinámicos del subsuelo mediante correlaciones empíricas

Estudios experimentales del comportamiento dinámico del subsuelo, como los de Hardin y Drnevich (1972), Hardin y Black (1968), Seed e Idriss (1970), han sido la base para definir expresiones que permiten estimar los valores de algunas propiedades dinámicas, partiendo de parámetros conocidos o de fácil obtención.

Sin embargo, dichas ecuaciones tienen sus restricciones y son útiles para casos muy particulares; algunas se aplican en arenas, y otras se emplean para arcillas, cuyas características difieren mucho de las que existen en el subsuelo del valle de México. Por esta razón, diversas investigaciones se enfocaron a establecer correlaciones empíricas, para evaluar indirectamente los parámetros dinámicos en la cuenca.

La velocidad de onda de corte, V_s , se puede determinar por medio de correlaciones empíricas las cuales están en función de la resistencia, q_c , en el caso de suelos arcillosos y en términos del número de golpes, N , para estratos resistentes o aluviales.

Al calcular este parámetro a partir de la prueba de penetración estándar, se tienen ecuaciones con la siguiente forma general: $V_s = AN^B$. Donde A y B son constantes que se obtienen a partir de correlacionar los resultados tanto de la prueba SPT como los obtenidos a través de pruebas de campo (Jaime, 1987).

Conocidas las velocidades de onda de corte, con base en la Teoría de la Elasticidad, es posible calcular el valor del módulo de rigidez al cortante inicial, $G_{m\acute{a}x}$, utilizando la siguiente expresión:

$$G_{m\acute{a}x} = V_s^2 \rho \quad \dots (2.4)$$

donde, ρ es la densidad del suelo

Por otra parte, Ovando y Romo (1991) propusieron una ecuación para calcular V_s a partir de la resistencia a la penetración en ensayos de cono eléctrico. Esta función tiene su base en la teoría de expansión de cavidades y considera el comportamiento no lineal del suelo por medio de un modelo hiperbólico esfuerzo-deformación.

La relación propuesta es la siguiente:

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_k \gamma_t}} \dots (2.5)$$

donde,

q_c : resistencia a la penetración del cono, en t/m^2

γ_t : peso volumétrico total del suelo, en t/m^3

V_s : velocidad de onda de corte, en m/s

η y N_k : coeficientes que dependen del tipo de suelo

Para la zona del antiguo lago de Texcoco, los valores promedio de los parámetros η y N_k , son los siguientes (Vera, 2002):

Tabla 2.3 Valores promedio

η	N_k		
	máximo	medio	mínimo
23.33	14	9.5	6.7

En general, se ha observado que la velocidad de onda de corte y la resistencia de punta, q_c , están relacionadas mediante expresiones de la forma: $V_s = C + D q_c$; donde C y D son constantes. Para el lago de Texcoco preconsolidado toman valores de 7.38 y 8.54, respectivamente, y para el lago de Texcoco virgen de 3.43 y 12.66, correspondientemente (Jaime, 1988).

Finalmente, se recomienda tomar en cuenta que las expresiones mencionadas sólo dan una aproximación al orden de magnitud del $G_{máx}$, por lo que se utilizarán en caso de no tener herramientas para realizar pruebas de laboratorio, o de campo, y deberán emplearse con reserva y con base a la experiencia.

3 Trabajo experimental: Resultados

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se realizaron pruebas de torsión forzada con un equipo de columna resonante, con el objetivo de estudiar el comportamiento dinámico de una arcilla, a bajos niveles de deformación.

3.1 Materiales ensayados

Los especímenes utilizados en este programa de laboratorio fueron muestreados en la zona del antiguo lago de Texcoco, con tubos de aluminio tipo TGC. Los trabajos de exploración correspondieron al área donde se proyectó la construcción de un nuevo aeropuerto para la ciudad de México (fig 3.1).

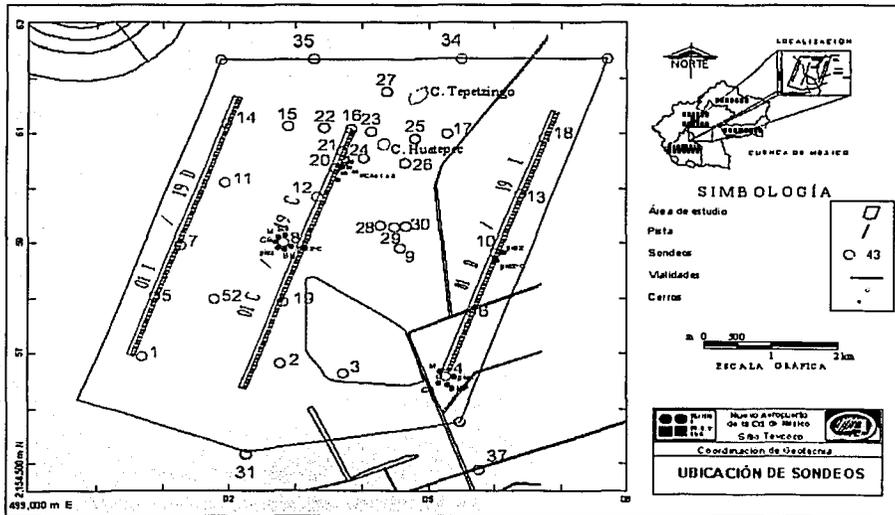
Las muestras utilizadas son de los sitios: 1, 4, 8, 14, 18 y 29. A todos los materiales se les determinaron sus propiedades índice: contenido de agua, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad y densidad de sólidos. En la tabla 3.1 se presenta un resumen de estos parámetros.

Con las propiedades índice se clasificaron los materiales de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). La mayoría de los especímenes se localizan por arriba de la línea A, esto significa que son arcillas de alta compresibilidad (CH); sin embargo, cuatro muestras se clasifican como limos de alta compresibilidad (MH), por ubicarse debajo de esta línea (fig. 3.2).

Tabla 3.1 Muestras del antiguo lago de Texcoco ensayadas en columna resonante

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)	w (%)	LL (%)	LP (%)	Ip (%)	Ss
SMS-1	5-4	4.60-4.80	208.76	217	79.85	137.15	2.82
	6-2	5.20-5.40	220.16	233	80.35	152.65	2.79
		8.20-8.40	262.29	298	61.75	236.25	3.17
	11-3	12.90-13.00	181.03	226	58.96	167.04	3.04
	12-4	18.10-18.30	178.21	212	67.25	144.75	2.99
SMC-4	13-1	21.20-21.40	225.38	258	51.85	206.15	3.32
	14-3	9.20-9.40	370.84	364	57	307	2.62
SMS-8		17.20-17.40	285.20	313	109.32	203.68	2.50
	13-4	13.60-13.80	173.34	217	55.77	161.23	2.95
SMC-14	16-2	18.70-18.90	205.15	200	47.63	152.37	2.99
	10-5	9.80-10.00	214.68	243	58.45	184.55	3.23
SMC-14	12-1	17.50-17.70	245.98	250	58.87	191.13	3.17
	4-1	8.10-8.30	356.18	414	106.47	307.53	2.56
SMC-29	6-3	5.60-5.80	354.75	282	85.61	196.39	2.57
	6-4	5.80-6.00	312.44	278	61.10	216.90	2.57
	11-5	10.80-11.00	369.85	389	173	216	2.64
	18-3	17.40-17.60	293.56	173	51.79	121.21	2.66
	18-4	17.60-17.80	240.58	86.5	28.37	58.13	2.72

Nota: w, contenido de agua; LL, límite líquido; LP, límite plástico; Ss, densidad de sólidos



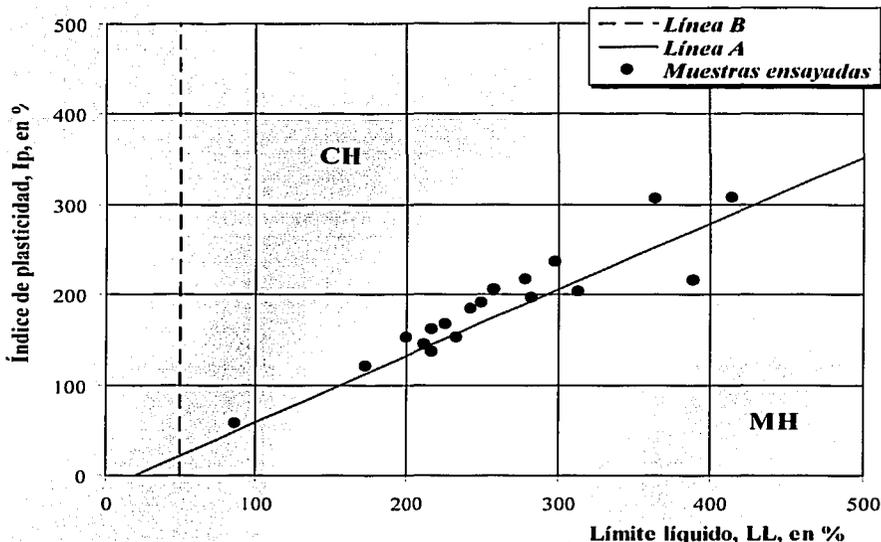


Fig 3.2 Clasificación de muestras de acuerdo con el SUCS

3.2 Pruebas de laboratorio

El ensayo de columna resonante tiene la característica principal de someter una muestra cilíndrica de suelo a un estado de vibración forzada torsional, variando la frecuencia de excitación hasta lograr su resonancia, para un intervalo de deformación angular entre 10^{-5} y $10^{-2}\%$. El módulo de rigidez correspondiente se calcula con los datos de la frecuencia de resonancia, f_n , la geometría del espécimen y las características del equipo. En el anexo A, se expone con detalle el fundamento teórico y el procedimiento de esta prueba.

Para lograr el objetivo de esta investigación, a cada una de las muestras señaladas en la Tabla 3.1, se le hizo un ensayo dinámico con las siguientes características:

- Consolidado isotrópicamente, no drenado; en probetas de suelo cuyas dimensiones fueron: diámetro de 3.6 cm y altura variable entre 8.5 y 8.8 cm.
- La muestra se saturó aplicándole presión confinante y contrapresión, de manera que el esfuerzo efectivo en la cámara fue de 0.05 kg/cm^2 .

- c) Para determinar los parámetros dinámicos (G y λ), a diferentes niveles de esfuerzo, a una misma muestra se le aplicaron diferentes presiones de consolidación (0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5 y 2.0 kg/cm²), dependiendo de la profundidad del material, según lo siguiente:
- Para cada espécimen se calculó su esfuerzo efectivo de campo, σ'_{vo} , considerando la estratigrafía de cada sitio, los pesos volumétricos determinados en el laboratorio, durante el proyecto del nuevo Aeropuerto, y la información obtenida con piezómetros abiertos instalados en algunos sitios de exploración. El valor de σ'_{vo} se multiplicó por un factor de 1.5 (cuyo resultado se redondeó al valor inmediato superior, de acuerdo con las presiones establecidas en el inciso anterior) para definir el primer esfuerzo de consolidación y aproximar la condición del suelo a un estado normalmente consolidado.
- d) Las pruebas se realizaron al término de la consolidación primaria (según el criterio de Taylor, citado en Juárez y Rico, 1998); posteriormente, se aplicaba una serie de barridos de frecuencias para obtener las curvas de rigidez y de amortiguamiento *versus* deformación angular. Durante todo este proceso el drenaje permanecía cerrado.
- e) Concluido el ensaye, la probeta de suelo se consolidaba a una presión mayor, con el fin de aplicar una nueva serie de barridos de frecuencias. Este proceso se repetía hasta completar de 4 a 5 series por muestra.
- f) Con el objetivo de definir el tramo de degradación y el menor valor de rigidez posible, en la última serie de barridos (generalmente cuando $\sigma'_{vo} = 1.5$ ó 2 kg/cm²), la probeta se sometió a la mayor amplitud de deformación angular, capaz de producir una señal idónea para construir la curva de aceleraciones versus frecuencia (ver Anexo A).

3.3 Programa de ensayes

A todos los especímenes se les realizaron ensayes dinámicos de columna resonante como se describió anteriormente. Algunas muestras tuvieron ensayes gemelos en un equipo estático, diseñado para medir deformaciones pequeñas, con el fin de verificar el comportamiento de ese sistema. En un solo espécimen se realizó un ensaye gemelo en cámara triaxial cíclica, con el objetivo de verificar la continuidad de la curva de rigidez.

En estos materiales se obtuvieron resultados para un rango de deformación desde 10^{-5} hasta 1%, y se utilizaron para aplicar y verificar la modelación matemática del comportamiento del subsuelo. En la siguiente tabla se indica qué tipo de prueba se practicó en cada muestra; además, se especifica el nivel de esfuerzos al que estuvieron sometidas.

Tabla 3.2 Tipo de pruebas y nivel de esfuerzos aplicados en cada muestra del antiguo lago de Texcoco

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)	Tipo de ensaye	Esfuerzos de confinamiento (kg/cm ²)
SMS-1	5-4	4.60-4.80	CR	0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5
	6-2	5.20-5.40	CR	0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5
		8.20-8.40	CR, TX-E	0.6, 0.8, 1.0, 1.5
	11-3	12.90-13.00	CR	0.6, 0.8, 1.0, 1.5
	12-4	18.10-18.30	CR	0.8, 1.0, 1.5, 2.0
	13-1	21.20-21.40	CR, TX-E	0.8, 1.0, 1.5, 2.0
SMC-4	14-3	9.20-9.40	CR	0.45, 0.6, 0.8
		17.20-17.40	CR, TX-E	0.6, 0.8, 1.0, 1.5
SMS-8	13-4	13.60-13.80	CR	0.6, 0.8, 1.0, 1.5
	16-2	18.70-18.90	CR	0.8, 1.0, 1.5, 2.0
SMC-14	10-5	9.80-10.00	CR	0.5, 0.6, 0.8
	12-1	17.50-17.70	CR, TX-E	0.7, 0.8, 1.0, 1.5
SMM-18	4-1	8.10-8.30	CR	0.6, 0.8, 1.0, 1.5
SMC-29	6-3	5.60-5.80	CR	0.4, 0.6, 1.0, 1.5
	6-4	5.80-6.00	CR	0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5
	11-5	10.80-11.00	CR	0.6, 0.8, 1.0, 1.5
	18-3	17.40-17.60	CR	1.5, 2.0
	18-4	17.60-17.80	CR, TX-C	0.8, 1.0, 1.5, 2.0

Nota: CR, Columna resonante; TX-E, Triaxial estática; TX-C, Triaxial cíclica

3.4 Resultados

3.4.2 Rigidez

Se graficaron las curvas de G versus γ , cuyas características destacan la influencia del confinamiento y de la deformación angular en el valor del módulo de rigidez al corte. Es decir, G aumenta con el σ'_c y se degrada notablemente a partir de un valor crítico, conocido como deformación de umbral, γ_c .

Los materiales ensayados exhiben una respuesta similar al de otras arcillas de la cuenca de México, que se caracterizan por un comportamiento casi elástico-lineal hasta niveles de deformación relativamente grandes, en comparación con lo observado en otros suelos menos plásticos (Romo *et al.*, 2002).

Diversos autores (Rábago, 1976; Díaz, 1996; Romo *et al.*, 2002), han descrito que en estas arcillas el módulo de rigidez permanece aproximadamente constante, hasta deformaciones de 0.1%. Sin embargo, con los resultados obtenidos en esta investigación, queda claro que ese umbral no corresponde a las arcillas del antiguo lago de Texcoco, ya que el intervalo de deformaciones angulares críticas, determinado para los suelos ensayados, se encuentra entre 0.0032% y 0.02% (figs 3.4 a 3.21).

Por otra parte, el rango de distorsiones aplicado a las probetas varió de 10^{-6} a $10^{-2}\%$; y de 18 muestras ensayadas, sólo en las figuras 3.6, 3.7, 3.8, 3.12, 3.13, 3.14, 3.17, 3.19, 3.20 y 3.21, se distingue la tendencia casi constante del módulo de rigidez a deformaciones pequeñas. En los otros especímenes, se aprecia que G disminuye con una pendiente suave al aumentar γ .

Para cada una de las curvas obtenidas se definió un valor máximo del módulo de rigidez al corte, $G_{m\acute{a}x}$ (cuando $\gamma=10^{-6}$ %) y se estimó el valor de la deformación de umbral, γ_c . En este caso, para cada muestra ensayada se utilizó la curva de rigidez correspondiente al mayor esfuerzo de confinamiento, ya que en dicho esquema se distingue el inicio del tramo de degradación. De manera gráfica, se definió el punto donde la curva cambia de pendiente, el cual se corresponde al valor del parámetro γ_c .

A continuación se presentan los resultados experimentales obtenidos para cada sondeo.

SMS-1

En este sondeo se tomaron seis especímenes, con el fin de estudiar la variación de los parámetros dinámicos con la profundidad. De la figura 3.4 a la 3.9 se observan las gráficas de rigidez para estas muestras.

En la mayoría de las curvas se aprecia la degradación del material en el último barrido. Para aquellos ensayos en los cuales la degradación es mínima, el valor de umbral se consideró incierto.

Por otra parte, hubo pruebas donde la deformación angular mínima alcanzada fue cercana a 10^{-6} % (especímenes de 5.3, 8.3, 18.2 m de profundidad). En las muestras de 4.7, 8.3 y 18.2 m, se observa que a mayor confinamiento las curvas de rigidez se definen mejor.

Tabla 3.4 Resumen de resultados para el sondeo SMS-1

Sondeo	Profundidad (m)	w (%)	I_p (%)	σ_c (kg/cm ²)	γ_c (%)	$G_{m\acute{a}x}$ (kg/cm ²)
SMS-1	4.60-4.80	208.76	137.15	0.4	0.007	89
				0.6		112
				0.8		126
				1.0		140
				1.5		171
	5.20-5.40	220.16	152.65	0.4	0.0093	79
				0.6		101
				0.8		119
				1.0		150
	8.20-8.40	262.29	236.25	0.6	0.0089	62
				0.8		80
				1.0		98
	12.90-13.00	181.03	167.04	1.5	-	129
				0.6		75
				0.8		90
				1.0		103
	18.10-18.30	178.21	144.75	1.5	0.01	142
				0.8		113
				1.0		134
				1.5		178
	21.20-21.40	225.38	206.15	2.0	0.02	222
0.8				85		
1.0				100		
1.5				126		
				2.0		146

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

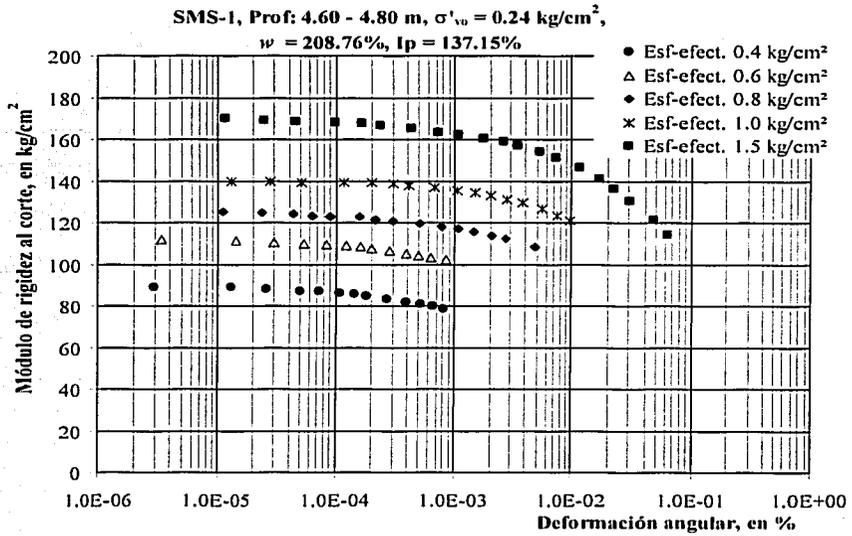


Fig 3.4 Curva de rigidez

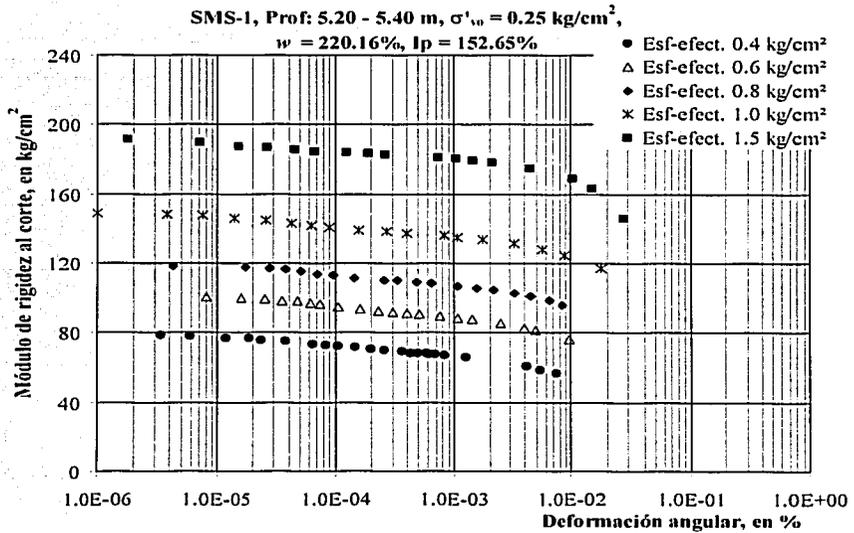


Fig 3.5 Curva de rigidez

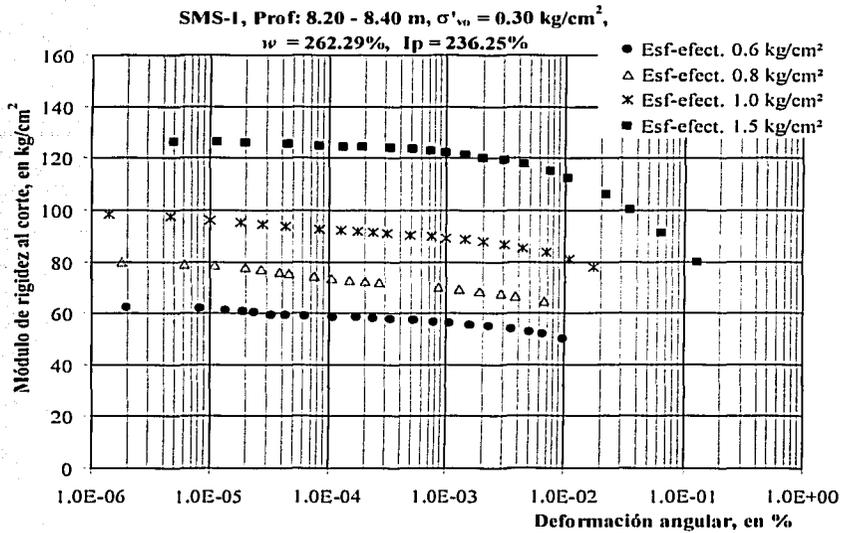


Fig 3.6 Curva de rigidez

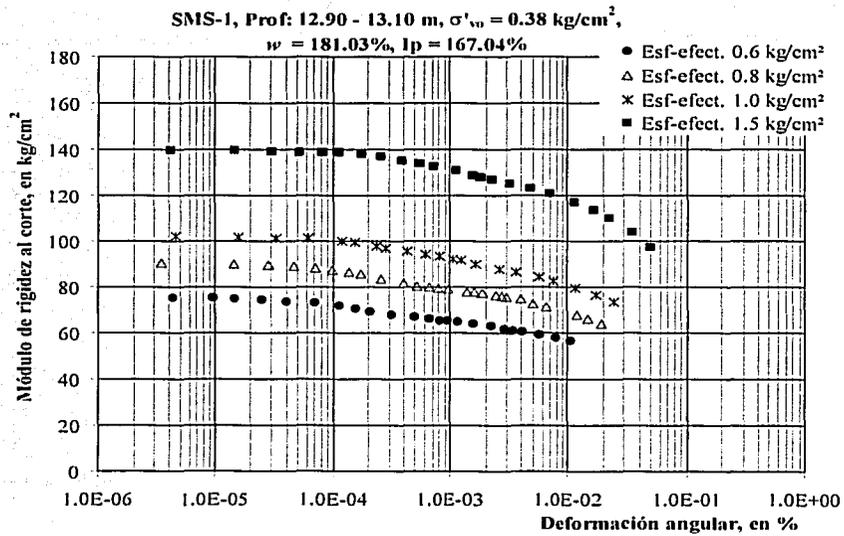


Fig 3.7 Curva de rigidez

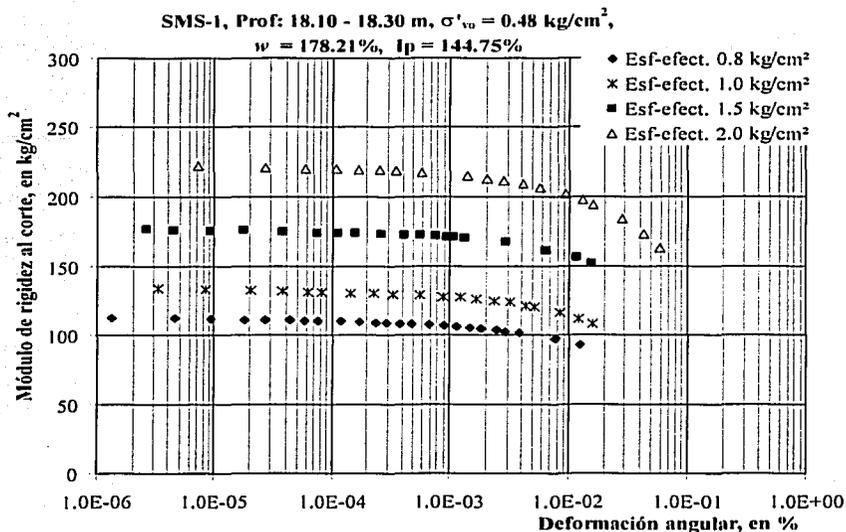


Fig 3.8 Curva de rigidez

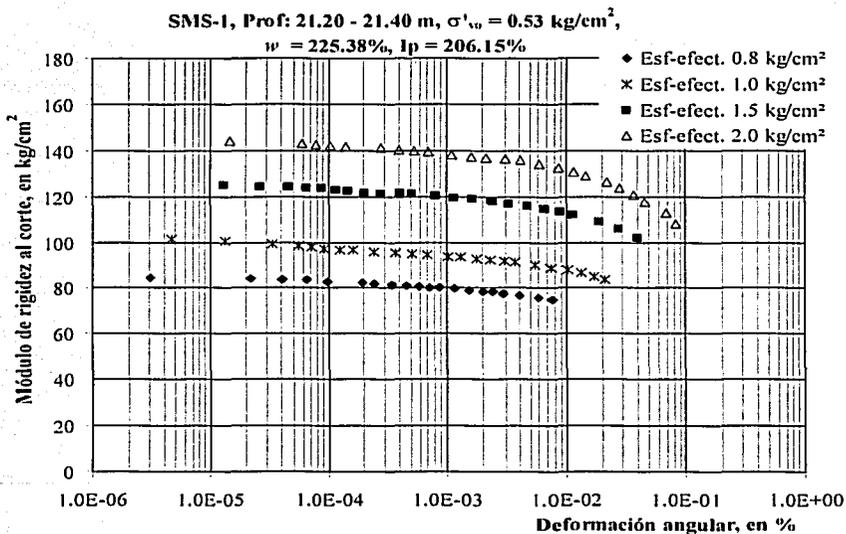


Fig 3.9 Curva de rigidez

SMC-4

De este sondeo se utilizaron dos muestras para ensayar, cuyas curvas de rigidez se presentan en las figuras 3.10 y 3.11.

Como se ve en la figura 3.10, a la muestra de 9.3 m de profundidad sólo se aplicaron tres series de barridos, debido a que la deformación axial de la muestra fue tal, que impedía el desplazamiento libre del sistema móvil. A raíz de este inconveniente, se labraron las probetas 3 mm más altas, y se colocó una base postiza para evitar dicho problema.

Tabla 3.5 Resumen de resultados para el sondeo SMC-4

Sondeo	Profundidad (m)	w (%)	Ip (%)	σ'_c (kg/cm ²)	γ_c (%)	$G_{m\acute{a}x}$ (kg/cm ²)
SMC-4	9.20-9.40	370.84	307	0.45	0.008	35
	0.6			42		
				0.8		46
	17.20-17.40	285.20	203.68	0.6	0.01	90
				0.8		107
				1.0		116
				1.5		150

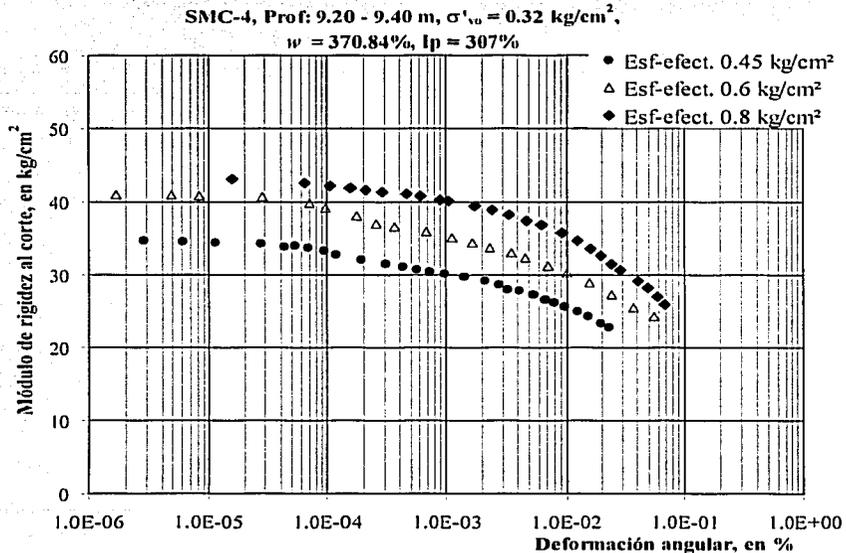
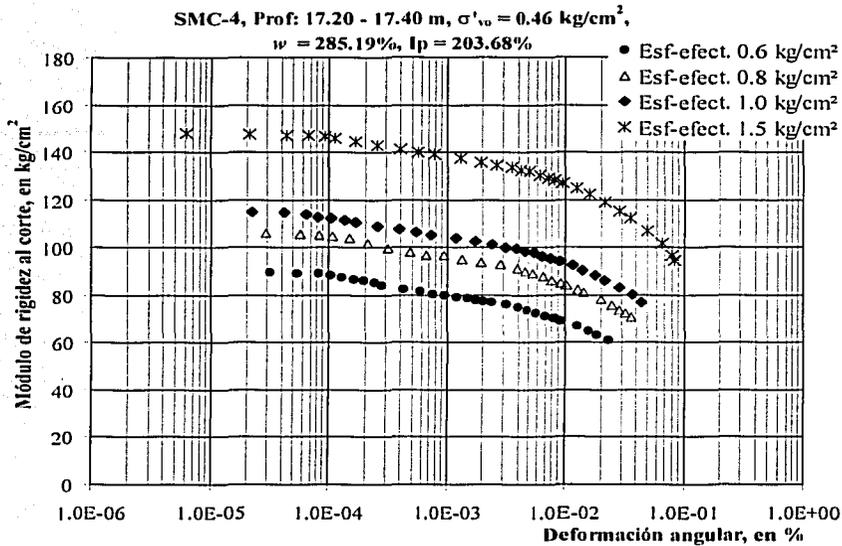


Fig 3.10 Curva de rigidez





SMS-8

Se ensayaron dos especímenes de este sondeo, en las figuras 3.12 y 3.13 se exhiben sus gráficas de rigidez.

En la figura 3.12, se observa que el último barrido de frecuencias quedó incompleto y no se definió el umbral de ese material. Lo cual se explica porque al inicio de la prueba, el sistema móvil queda centrado con respecto a las bobinas; sin embargo, al consolidar la probeta, ésta se deformó axialmente y el sistema giró un poco. Por lo que a partir de cierto valor de amplitud de deformación, dicho sistema chocaba con las bobinas. Este impedimento modificó la respuesta registrada por el acelerómetro, la cual ya no correspondía con la del suelo (para $\gamma > 0.006\%$).

Tabla 3.6 Resumen de resultados para el sondeo SMS-8

Sondeo	Profundidad (m)	w (%)	I_p (%)	σ'_c (kg/cm^2)	γ_c (%)	G_{mix} (kg/cm^2)
SMS-8	13.60-13.80	173.34	161.23	0.6	-	83
				0.8		99
1.0				115		
1.5				159		
18.70-18.90	205.15	152.37	-	0.8	0.0083	133
				1.0		151
				1.5		190
				2.0		230

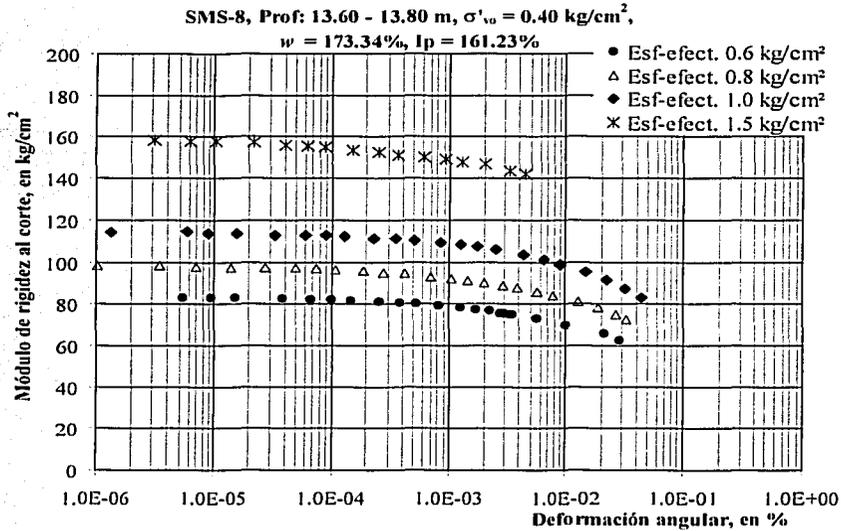


Fig 3.12 Curva de rigidez

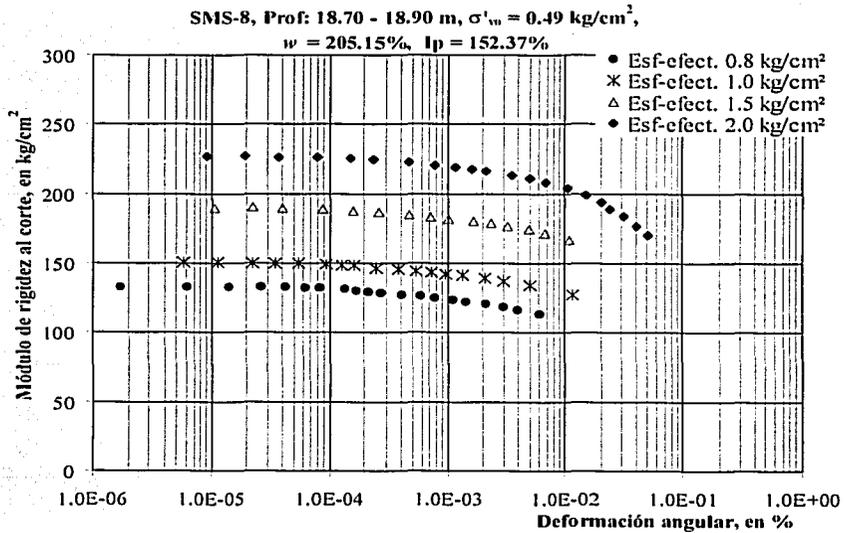


Fig 3.13 Curva de rigidez

SMC-14

De este sitio se tomaron dos muestras para ser ensayadas en la columna resonante; las curvas de rigidez obtenidas se presentan en las figuras 3.14 y 3.15.

De acuerdo con la figura 3.14, en la muestra respectiva sólo se realizaron tres barridos y el umbral no quedó definido claramente; ya que en este caso se repitieron los fenómenos descritos para las muestras de 9.3 m (SMC-4) y de 13.7 m (SMS-8).

Tabla 3.7 Resumen de resultados para el sondeo SMC-14

Sondeo	Profundidad (m)	w (%)	Ip (%)	σ'_c (kg/cm ²)	γ_c (%)	$G_{m\acute{a}x}$ (kg/cm ²)
SMC-14	9.80-10.00	214.68	184.55	0.5 0.6 0.8	-	66 75 86
	17.50-17.70	245.98	191.13	0.7 0.8 1.0 1.5	0.012	145 150 155 183

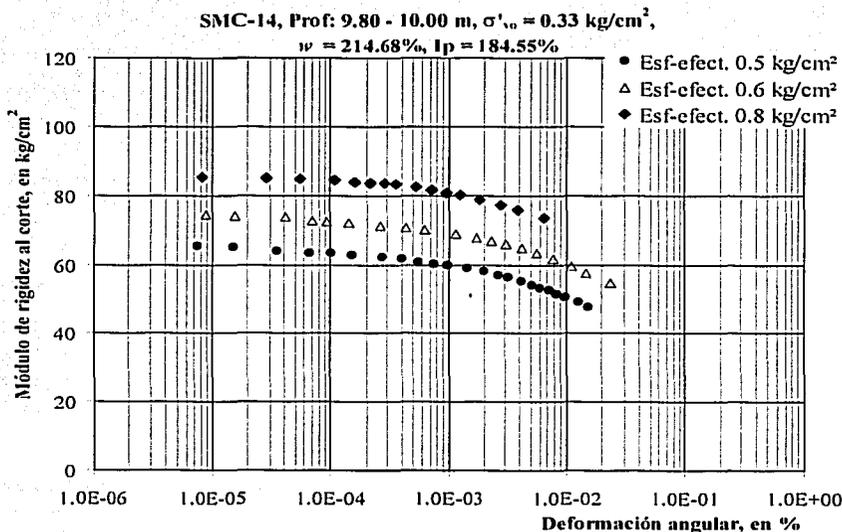


Fig 3.14 Curva de rigidez

FIN CON FALLA DE ORIGEN

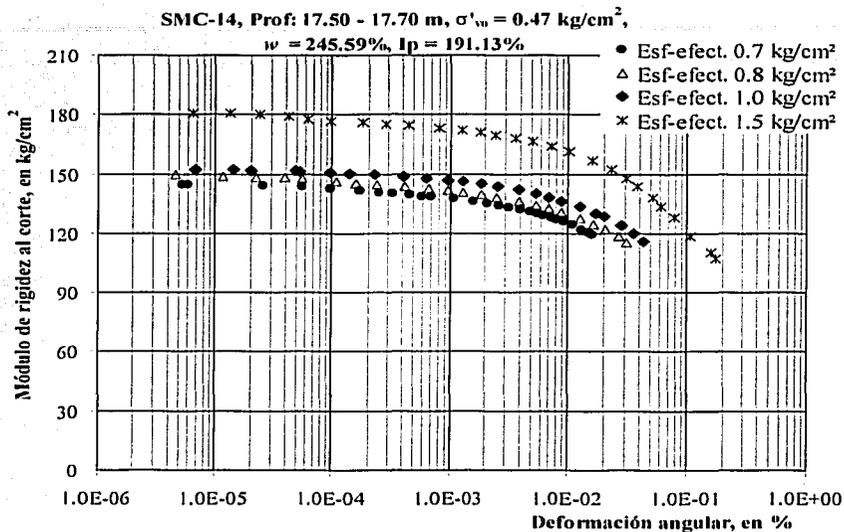


Fig 3.15 Curva de rigidez

SMM-18

Se ensayó un solo espécimen debido a que este sondeo se localiza en una región cuya estratigrafía es similar a la existente en una zona de transición (con repetidas intercalaciones de lentes arenosas); por lo que se tenían pocas muestras con suficiente material blando para labrar.

La figura 3.16 exhibe la curva de rigidez de este suelo, sin embargo, se dificultó establecer un valor para la deformación de umbral.

Tabla 3.8 Resumen de resultados para el sondeo SMM-18

Sondeo	Profundidad (m)	w (%)	Ip (%)	σ'_c (kg/cm ²)	γ_c (%)	$G_{m\acute{a}x}$ (kg/cm ²)
SMM-18	8.10-8.30	356.18	307.53	0.6	-	57
				0.8		65
				1.0		74
				1.5		100

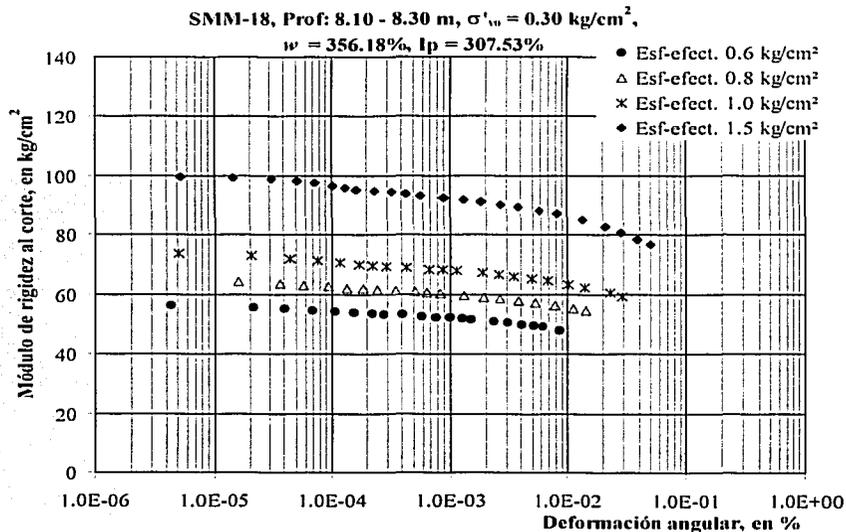


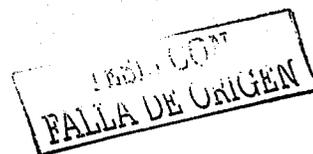
Fig 3.16 Curva de rigidez

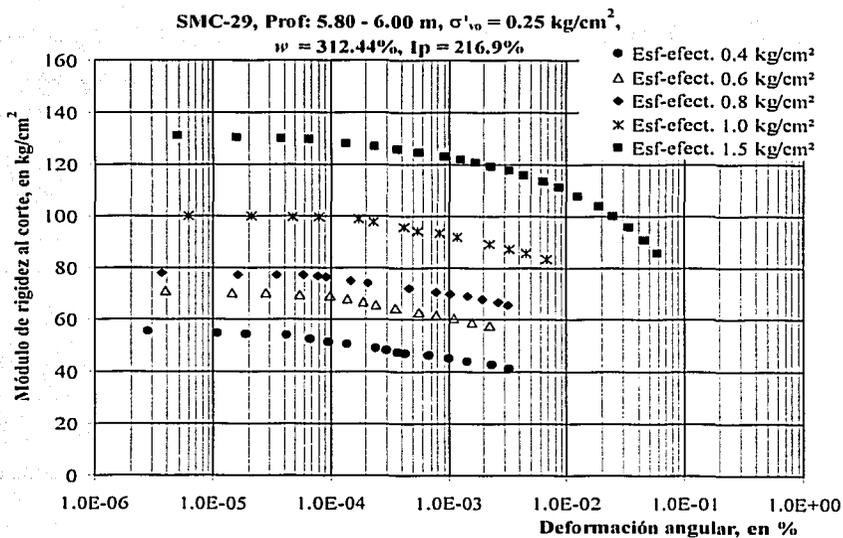
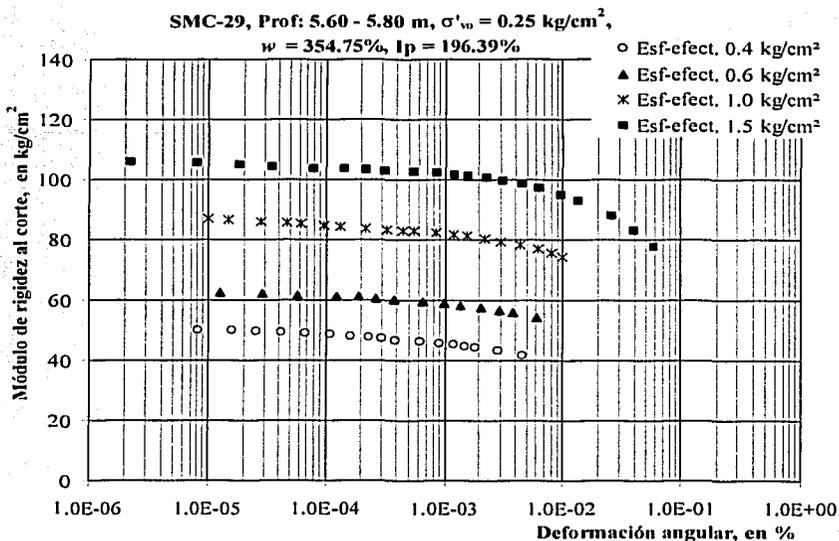
SMC-29

De este sondeo se tomaron cinco muestras, cuyas curvas de rigidez se presentan en las figuras 3.17 a 3.21; en las cuales se observa, nuevamente, que a mayor esfuerzo de confinamiento las gráficas se definen mejor. En este caso, los dos pares de especímenes contiguos se utilizaron para cerciorarse de los resultados obtenidos, ya que existía objeción acerca de su veracidad; no obstante, se considera que el comportamiento de ambos es consistente.

Tabla 3.9 Resumen de resultados para el sondeo SMC-29

Sondeo	Profundidad (m)	w (%)	Ip (%)	σ'_c (kg/cm ²)	γ_c (%)	G_{mix} (kg/cm ²)
SMC-29	5.60-5.80	354.75	196.39	0.4	0.0098	50
				0.6		63
				1.0		87
				1.5		107
				0.4		55
5.80-6.00	312.44	216.90	0.6	0.007	71	
			0.8		79	
			1.0		101	
			1.5		134	
			0.6		51	
10.80-11.00	369.85	216	0.8	0.01	63	
			1.0		74	
			1.5		99	
			1.5		151	
			2.0		205	
17.40-17.60	293.56	121.21	0.8	0.012	130	
			1.0		151	
			1.5		201	
			2.0		253	
			0.8		130	
17.60-17.80	240.58	58.13	1.0	0.0032	151	
			1.5		201	
			2.0		253	
			0.8		130	
			1.0		151	





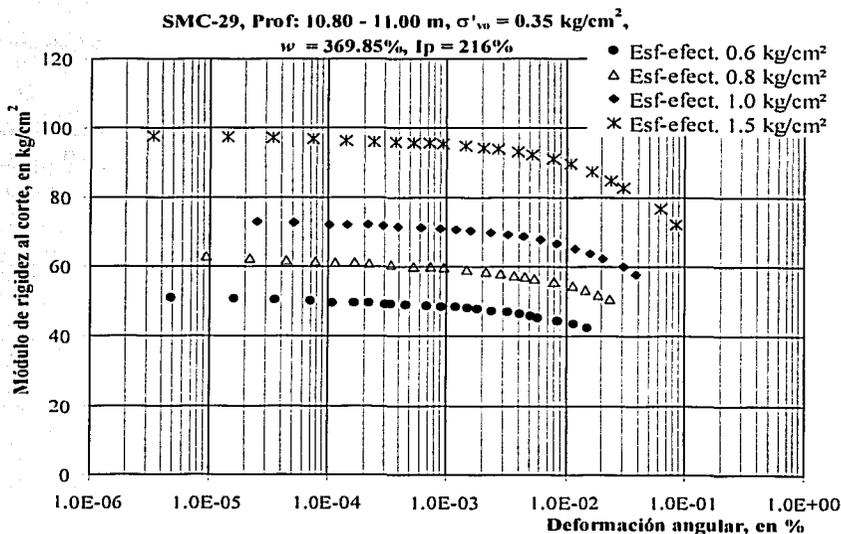


Fig 3.19 Curva de rigidez

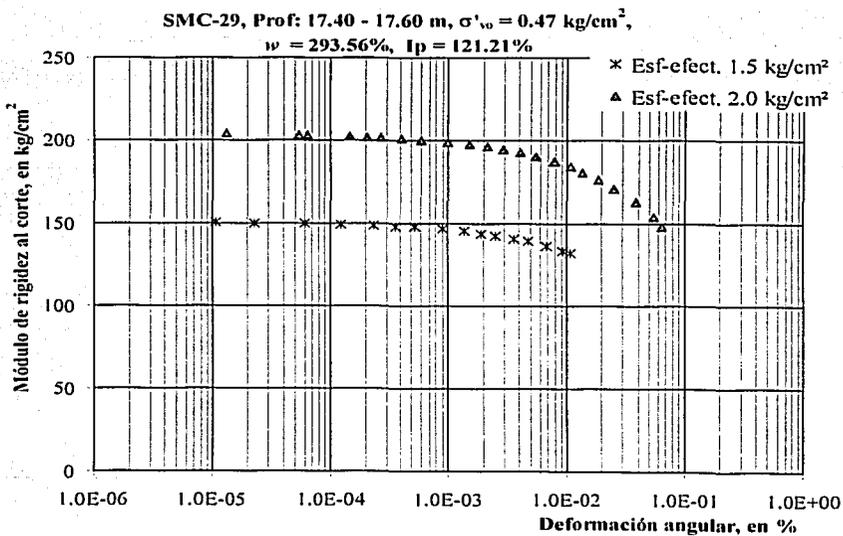


Fig 3.20 Curva de rigidez

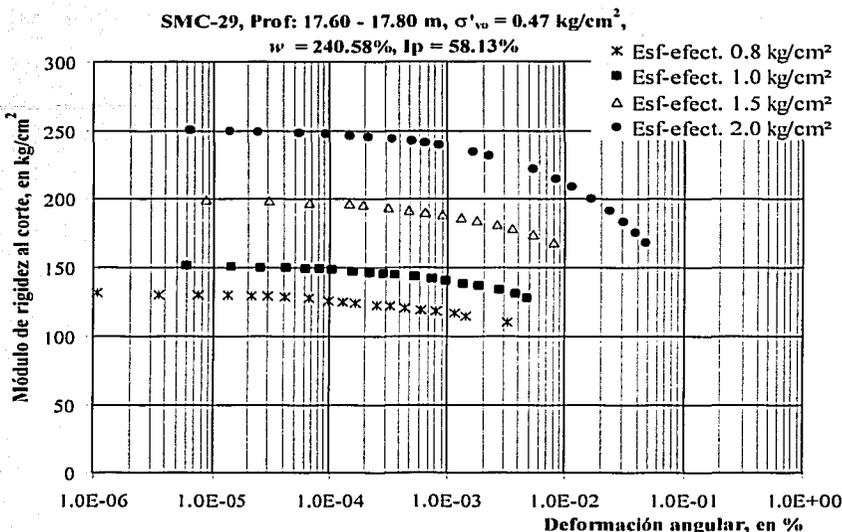


Fig 3.21 Curva de rigidez

3.4.3 Amortiguamiento

A continuación se presentan las curvas de amortiguamiento *versus* deformación angular (figuras de la 3.22 a la 3.39). En ellas se observa que el efecto del esfuerzo de consolidación es despreciable y no existe algún arreglo que sugiera correlación con dicha presión; lo cual es congruente con lo que encontraran Rábago (1976), Romo (1990) y López (1996), para arcillas del valle de México.

Es un hecho experimental que λ depende de la distorsión inducida en el suelo; sin embargo, sólo en algunas curvas se distingue el umbral, a partir del cual el valor de amortiguamiento crece (figs 3.23, 3.24, 3.28, 3.33 y 3.37). En el resto de las gráficas, se tiene un valor aproximadamente constante.

Por otra parte, al agrupar las gráficas por esfuerzo de confinamiento, como se ve en las figuras 3.40 a 3.45, se distingue que a mayor presión, el amortiguamiento disminuye; esto coincide con lo establecido por Rábago (1974). En la tabla 3.10 se muestra la variación de parámetro.

Finalmente, el amplio intervalo de comportamiento elástico-lineal, en combinación con valores bajos de amortiguamiento; se considera una peculiaridad de las arcillas de la cuenca de México. No obstante, este tipo de suelos tiene un gran potencial para amplificar los movimientos del terreno (Dobry y Vucetic, 1987).

Tabla 3.10 Resumen de resultados de amortiguamiento (considerando todas las muestras ensayadas)

σ'_c (kg/cm ²)	λ_{\min} (%)	λ_{\max} (%)	$\lambda_{\text{promedio}}$ (%)
0.4	1.37	3.25	2.23
0.6	1.20	3.00	1.98
0.8	1.08	3.67	1.78
1.0	1.05	2.53	1.67
1.5	0.94	2.77	1.62
2.0	1.08	1.86	1.38

Nota: λ_{\min} y λ_{\max} , valores determinados para el intervalo $10^{-6} \leq \gamma \leq 10^{-1}$ (%)

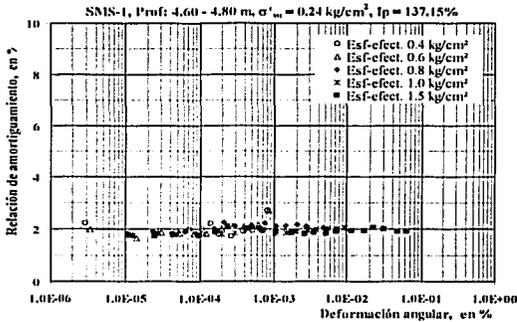


Fig 3.22 Curva de amortiguamiento

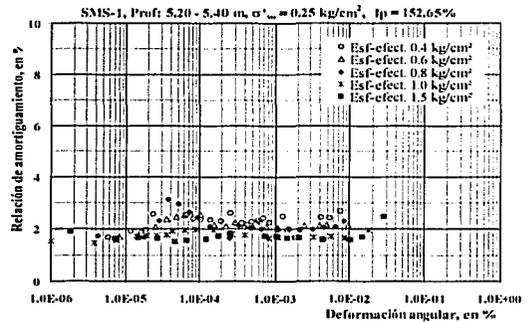


Fig 5.23 Curva de amortiguamiento

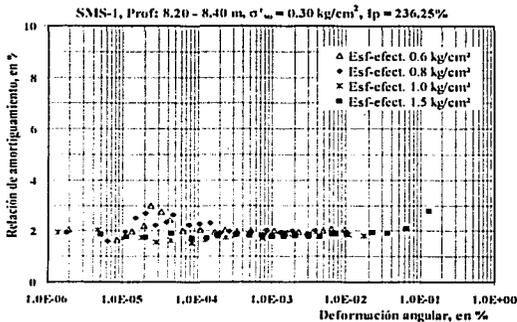


Fig 3.24 Curva de amortiguamiento

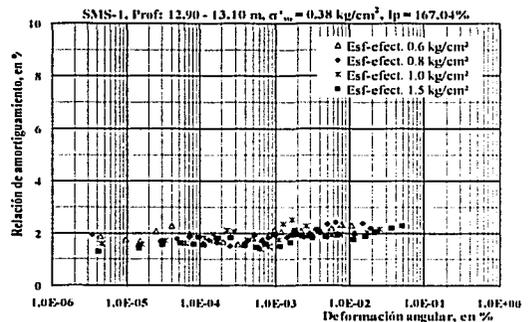


Fig 3.25 Curva de amortiguamiento



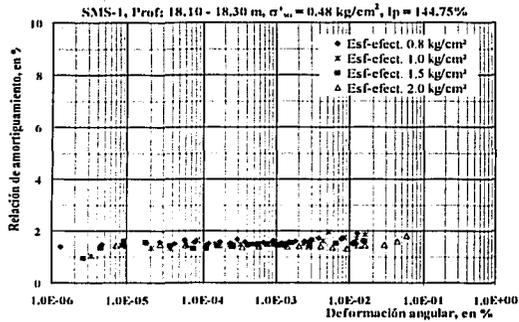


Fig 3.26 Curva de amortiguamiento

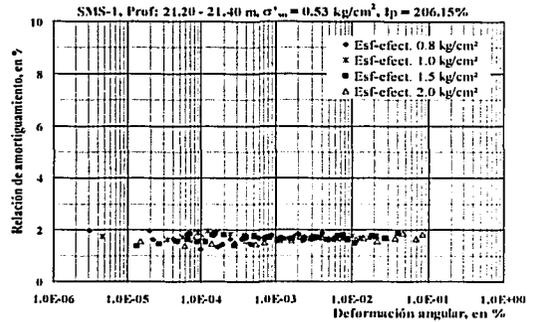


Fig 3.27 Curva de amortiguamiento

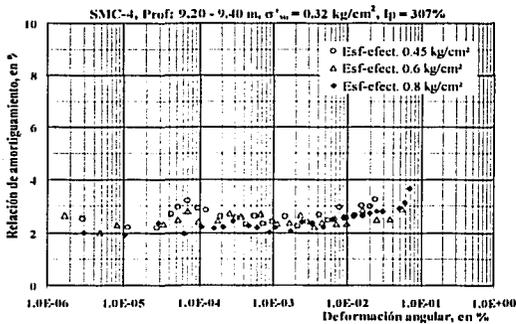


Fig 3.28 Curva de amortiguamiento

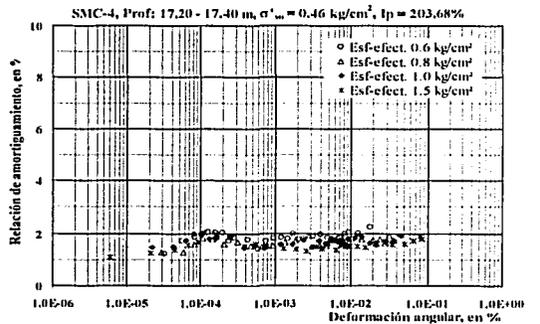


Fig 3.29 Curva de amortiguamiento

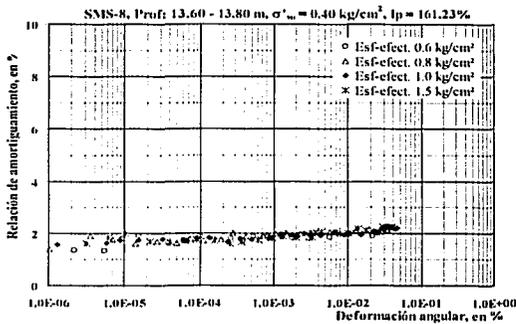


Fig 3.30 Curva de amortiguamiento

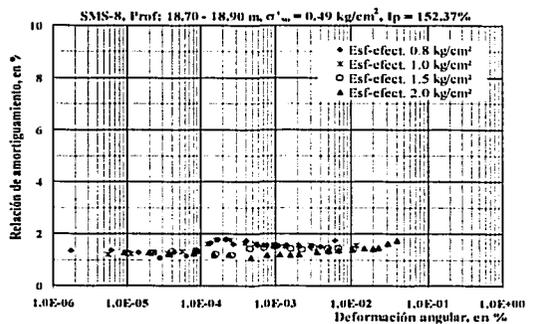


Fig 3.31 Curva de amortiguamiento

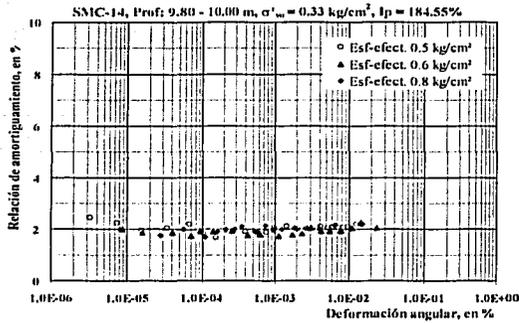


Fig 3.32 Curva de amortiguamiento

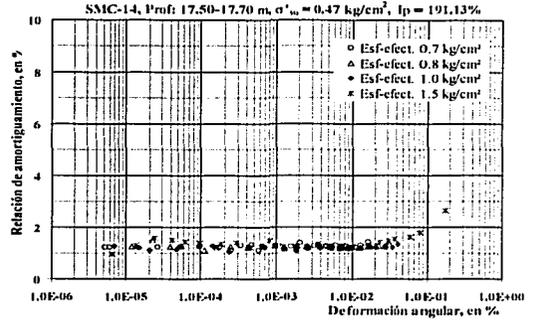


Fig 3.33 Curva de amortiguamiento

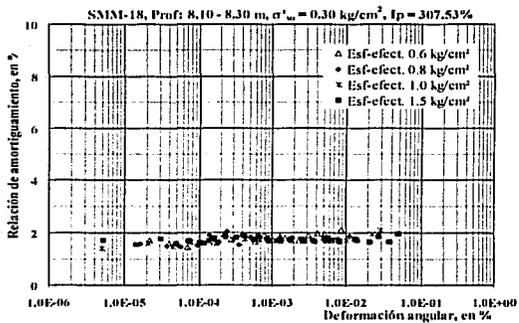


Fig 3.34 Curva de amortiguamiento

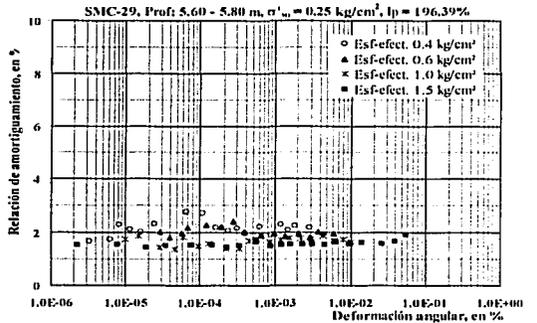


Fig 3.35 Curva de amortiguamiento

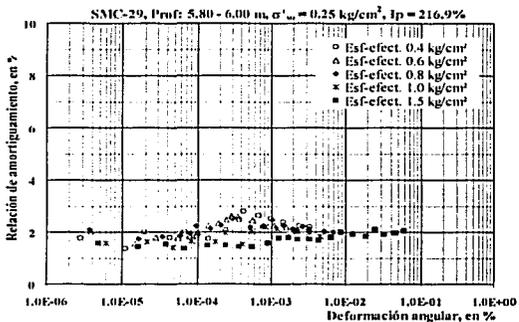


Fig 3.36 Curva de amortiguamiento

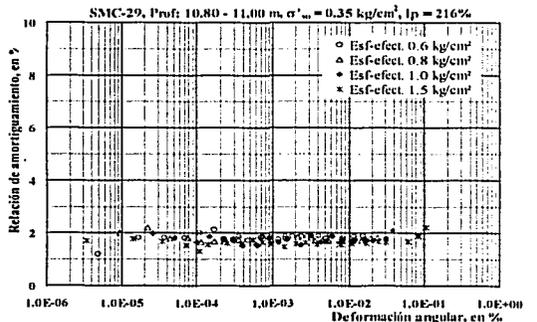
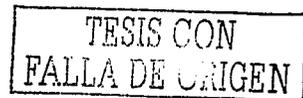


Fig 3.37 Curva de amortiguamiento



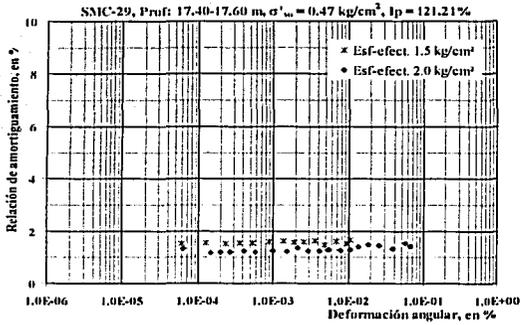


Fig 3.38 Curva de amortiguamiento

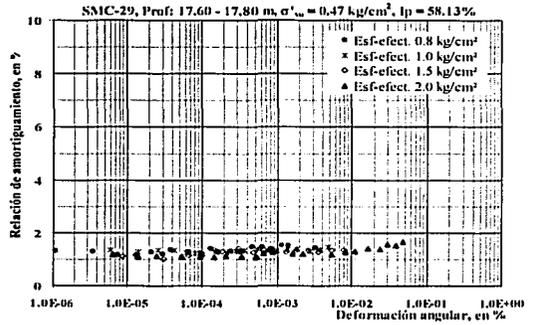


Fig 3.39 Curva de amortiguamiento

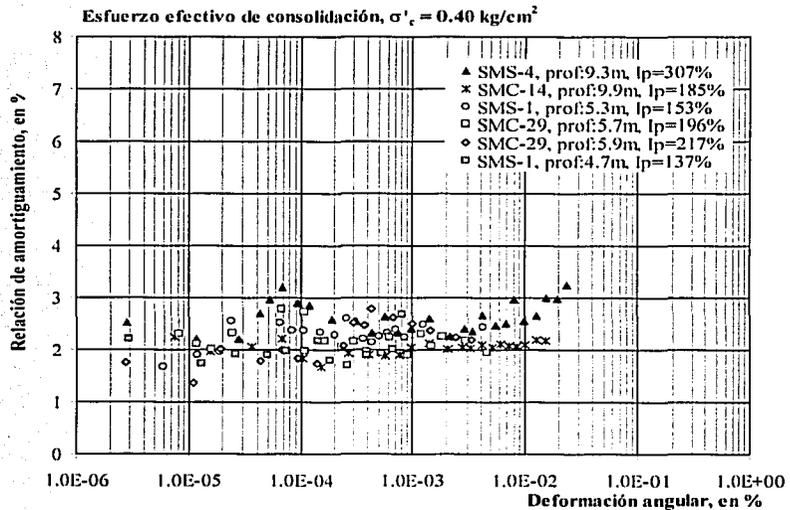


Fig 3.40 Curva de amortiguamiento para un confinamiento de 0.4 kg/cm²

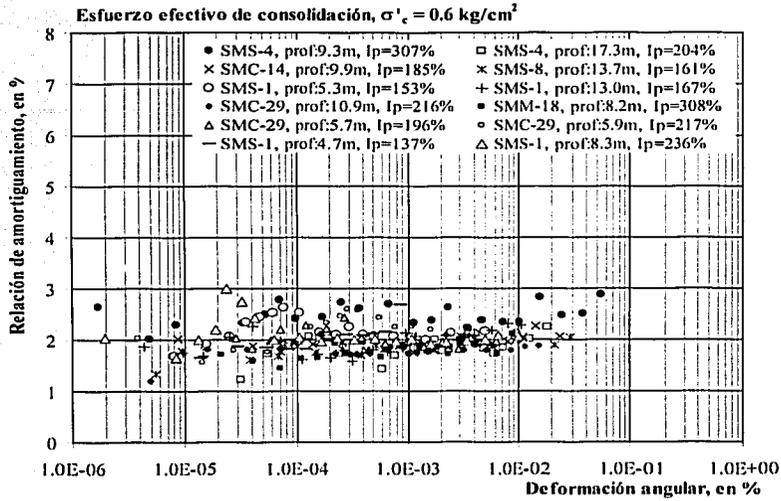


Fig 3.41 Curva de amortiguamiento para un confinamiento de 0.6 kg/cm^2

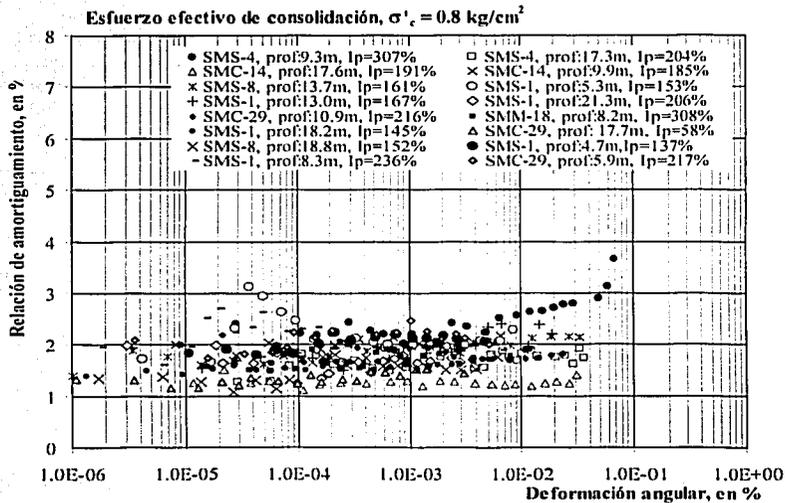


Fig 3.42 Curva de amortiguamiento para un confinamiento de 0.8 kg/cm^2

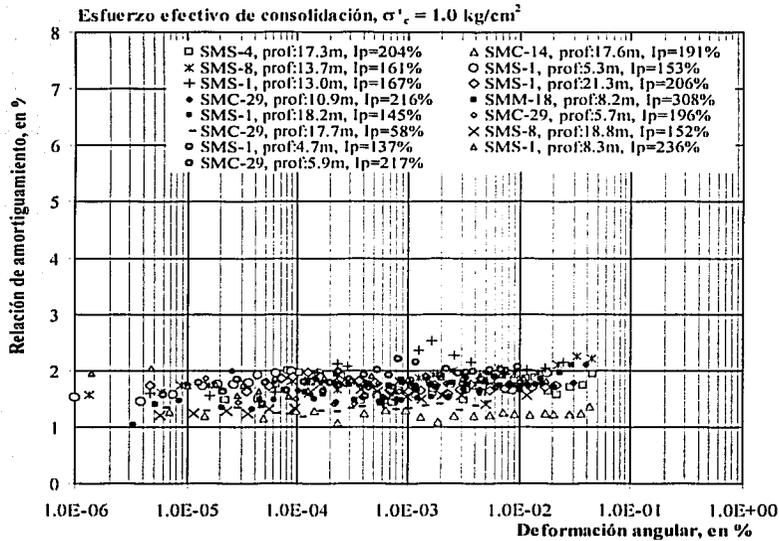


Fig 3.43 Curva de amortiguamiento para un confinamiento de 1.0 kg/cm^2

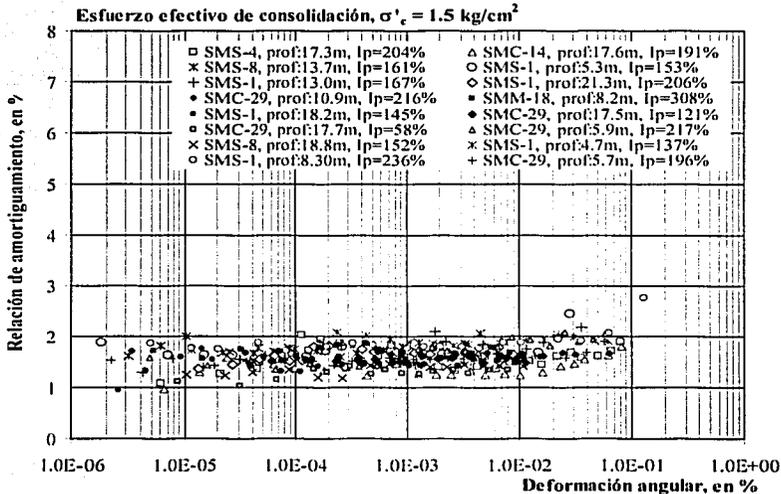


Fig 3.44 Curva de amortiguamiento para un confinamiento de 1.5 kg/cm^2

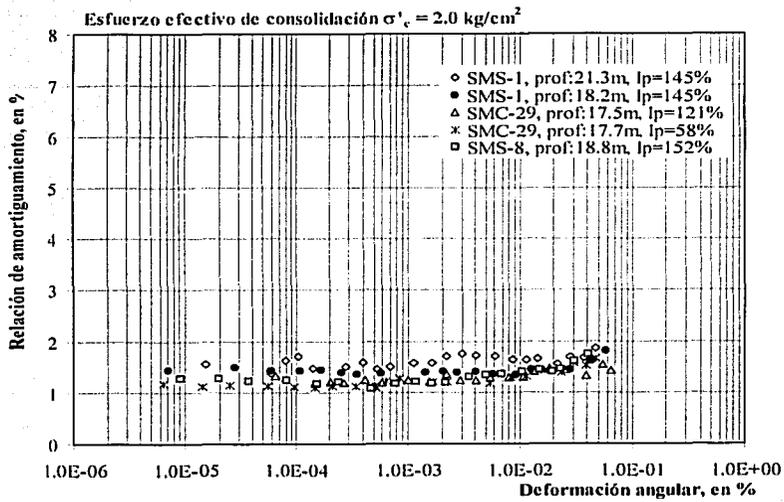


Fig 3.45 Curva de amortiguamiento para un confinamiento de 2.0 kg/cm²

4 Análisis de resultados

En este apartado se comparan los resultados expuestos en el Capítulo Tres con algunos parámetros como: el esfuerzo de confinamiento, σ'_c , la profundidad, la relación de vacíos, e , el contenido de agua, $w(\%)$, el índice de plasticidad, $I_p(\%)$, y el índice de liquidez, $IL(\%)$. También se normalizaron las curvas de rigidez versus deformación angular, con respecto al valor inicial de rigidez, $G_{m\acute{a}x}$, el esfuerzo efectivo de campo, σ'_{vo} , la carga de preconsolidación, σ'_{pc} , el esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , y la resistencia no drenada, s_u , con el fin de verificar cuáles de estas presiones favorecen la concentración de los datos.

A partir de este análisis se describen las características más importantes de las arcillas del antiguo lago de Texcoco y se hace una comparación con los resultados obtenidos en investigaciones previas.

Por otra parte, se presenta una revisión de cómo influye el contenido de sales en las relaciones establecidas entre la rigidez y los parámetros de relación de vacíos y contenido de agua.

4.1 Curvas normalizadas

4.1.1 Respecto al módulo de rigidez inicial, $G_{m\acute{a}x}$

Con el valor máximo del módulo de rigidez al corte, $G_{m\acute{a}x}$ (definido para una deformación angular de $10^{-6}\%$), se normalizaron los resultados obtenidos y se elaboraron las gráficas $G/G_{m\acute{a}x}$ versus γ . Al dibujar estas curvas para cada muestra ensayada con diferentes presiones de consolidación, se exhibe que el efecto del esfuerzo de confinamiento es poco importante, como se aprecia en las figuras 4.1, 4.2 y 4.3.

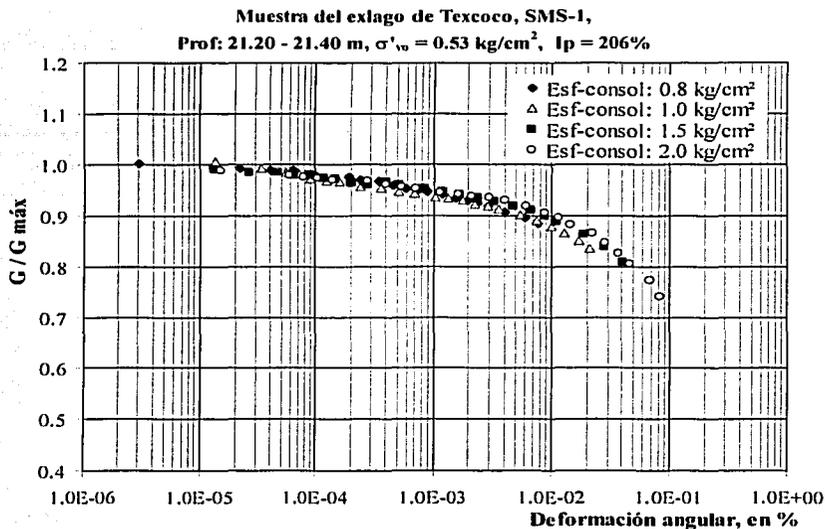


Fig 4.1 Curva $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ para una muestra (A)

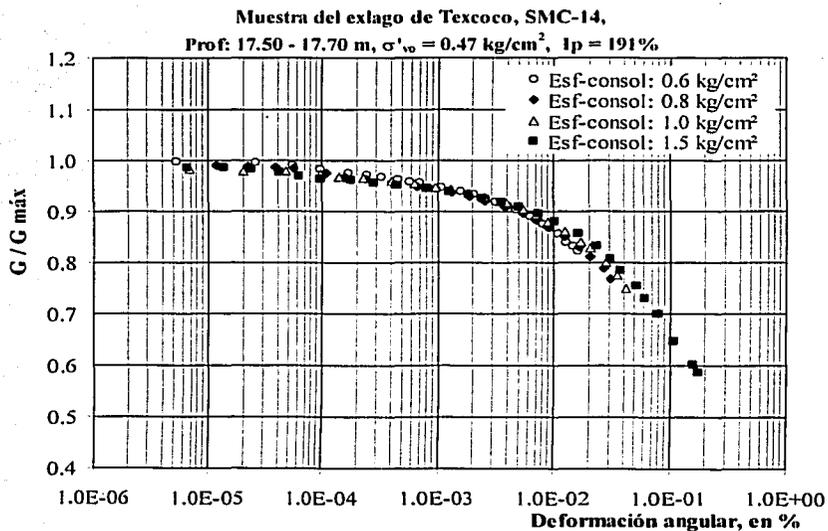
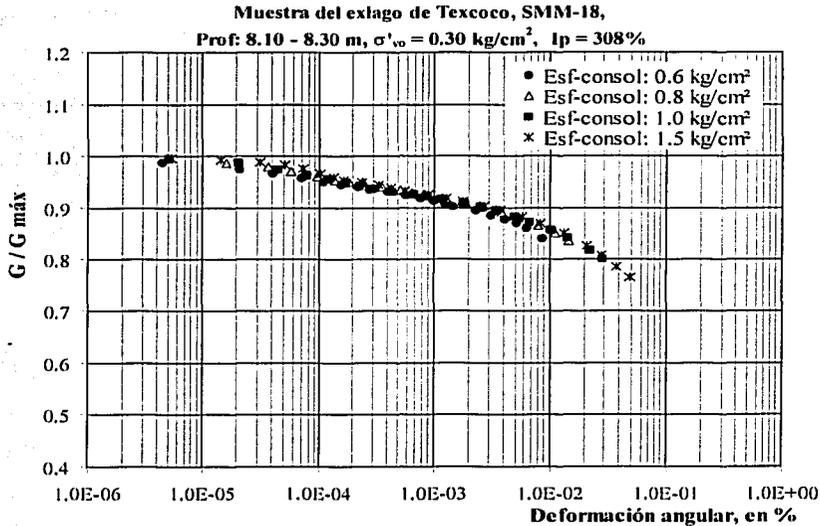


Fig 4.2 Curva $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ para una muestra (B)



Con todos los resultados experimentales se construyeron curvas normalizadas con respecto a $G_{máx}$, agrupadas por sondeos, con el fin de observar la variación del módulo de degradación, $G/G_{máx}$, en cada sitio de exploración.

En los sondeos SMS-1 y SMC-29, se determinaron curvas promedio por cada profundidad, pues en estos sitios se tomaron más de dos muestras para ensayar, por lo que la cantidad de datos en una misma gráfica no permitía observar claramente la tendencia que seguían de los resultados.

SMS-1: La figura 4.4 muestra las curvas normalizadas para especímenes de diferentes profundidades, la gráfica expone la variación del comportamiento lineal del suelo en este sitio de exploración. Además, como se explicó en el capítulo anterior, en algunas probetas superficiales la rigidez disminuye con una pendiente suave al aumentar γ y sus deformaciones de umbral son menores de 0.01%.

SMC-4: En este caso, a pesar de que existe un poco de dispersión, se ve que el conjunto de resultados mantiene una tendencia similar en la forma de la curva (fig 4.5).

SMS-8: En la gráfica se observa que al normalizar los datos se obtuvo una curva única para muestras de diferentes profundidades, ensayadas con distintos esfuerzos de confinamiento (fig 4.6).

SMC-14: En este sondeo cada una de las muestras se agrupa adecuadamente y se distinguen dos probetas con rigidez diferente (fig 4.7).

SMC-29: En la figura 4.8 se presentan los resultados para este sitio.

En general, las siguientes gráficas exhiben que las muestras más profundas presentan los mayores intervalos de comportamiento lineal, así como la menor degradación (cuando $\gamma > 10^{-3}$ %). Cabe señalar que algunos especímenes no siguen estas tendencias, debido a que la rigidez de un suelo no sólo depende de la historia de esfuerzos, sino también de la plasticidad y del esfuerzo efectivo de confinamiento.

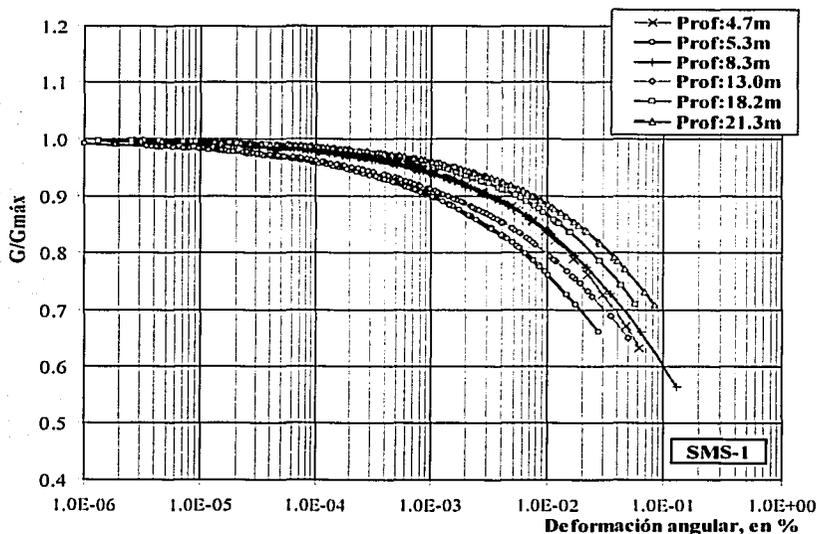


Fig 4.4 Curva $G/G_{máx}$ vs γ para el SMS-1

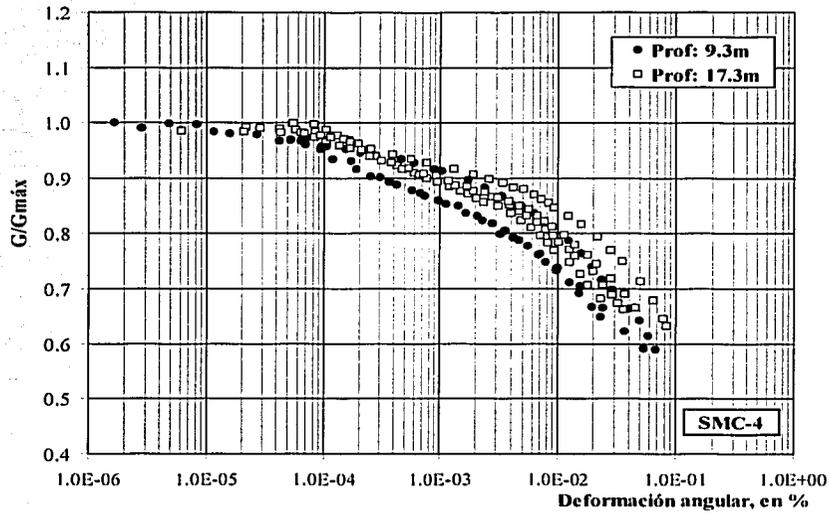


Fig 4.5 Curva $G/G_{máx}$ vs γ para el SMC-4

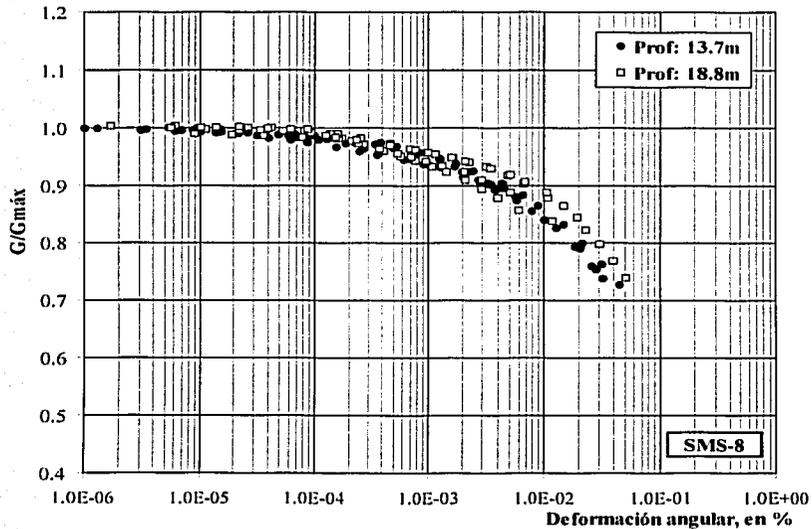


Fig 4.6 Curva $G/G_{máx}$ vs γ para el SMS-8

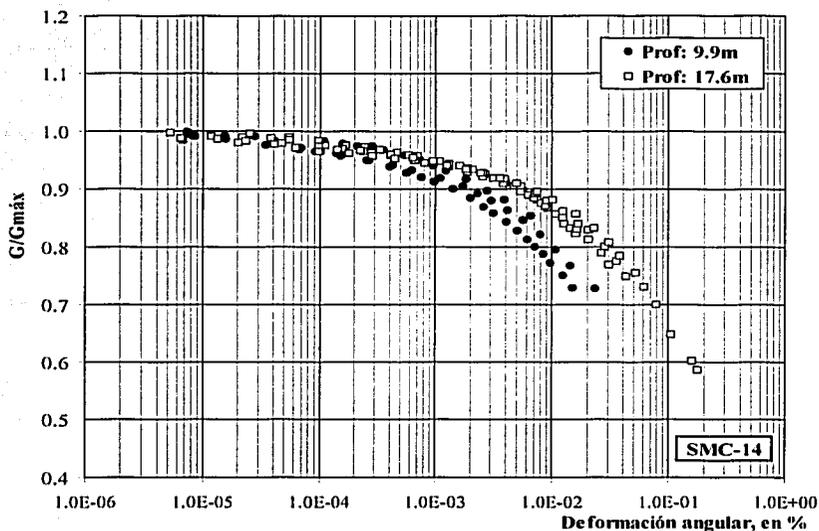


Fig 4.7 Curva $G/G_{máx}$ vs γ para el SMC-14

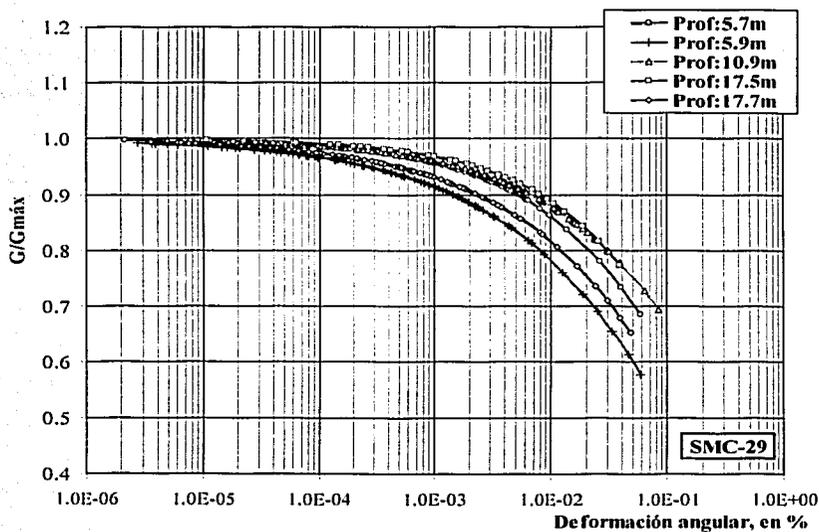


Fig 4.8 Curva $G/G_{máx}$ vs γ para el SMC-29

En la figura 4.9, se integraron todas las curvas normalizadas; la gráfica muestra una banda de datos con la cual se determina que $G/G_{m\acute{a}x}$ es casi constante para $\gamma \leq 10^{-4} \%$. A partir de este valor la curva cambia de pendiente con suavidad, hasta valores de $\gamma \approx 0.02\%$. En adelante, el cambio de inclinación en la curva es pronunciado. Esta información contrasta con el intervalo de degradación brusca ($0.1\% \leq \gamma \leq 1\%$), según Taboada (1989). La figura también indica que el 80% del $G_{m\acute{a}x}$ se alcanza a deformaciones angulares entre 0.002% y 0.05%, dependiendo del comportamiento lineal del suelo.

Finalmente, se ordenó toda la información por esfuerzo y se graficó la figura 4.10, en la cual se exhibe que el módulo de degradación, $G/G_{m\acute{a}x}$, depende del esfuerzo efectivo al que se encuentre sometido el material cuando $\gamma > 10^{-3} \%$.

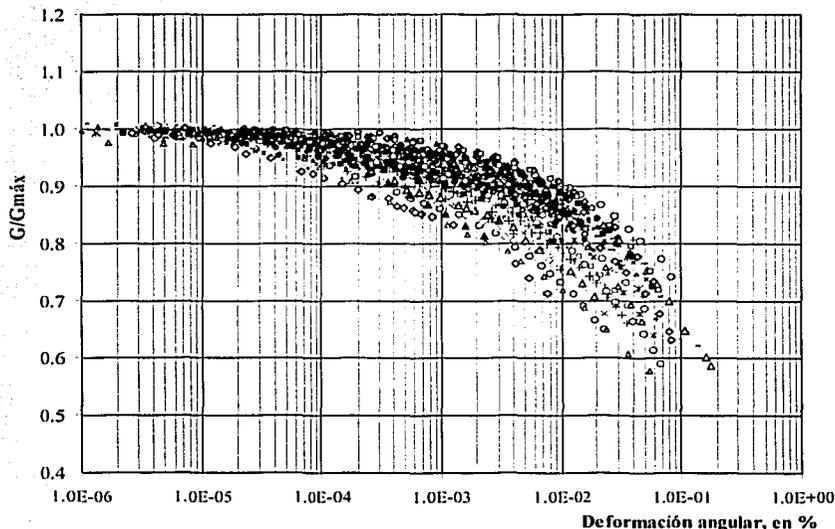


Fig 4.9 Curva de rigidez normalizada respecto a $G_{m\acute{a}x}$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

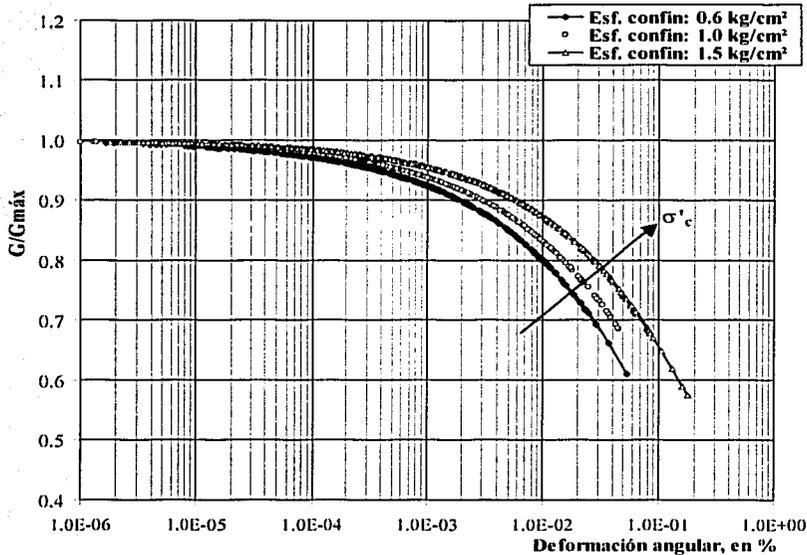


Fig 4.10 Curva $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ , agrupada por esfuerzo de confinamiento

4.1.2 Respecto al esfuerzo efectivo de campo (G/σ'_{vo})

Para examinar qué efecto tiene éste y los siguientes parámetros en la normalización de las curvas, se revisaron tres condiciones de esfuerzo de confinamiento diferentes.

Para $\sigma'_c = 0.6 \text{ kg/cm}^2$: En la figura 4.11 se observan dos muestras del SMS-1 (con profundidades de 4.7 m y 5.3 m) aisladas del resto, en la parte superior de las curvas; este par de probetas se distingue por tener los índices de plasticidad menores. Sin embargo, en la mayoría de los resultados no se advierte arreglo alguno, con relación al I_p . En general, las curvas se agrupan en un intervalo de valores de G/σ'_{vo} desde 100 hasta 330.

Para $\sigma'_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$: Las dos muestras del sondeo uno, señaladas anteriormente, se normalizan y sobresalen de los otros especímenes; algunos de los cuales se agrupan en el rango $150 \leq G/\sigma'_{vo} \leq 200$. En la tabla 4.1 se indican las características de estas probetas y la figura 4.12 indica algunos valores de índice de plasticidad para verificar que no existe ordenamiento con ese parámetro.

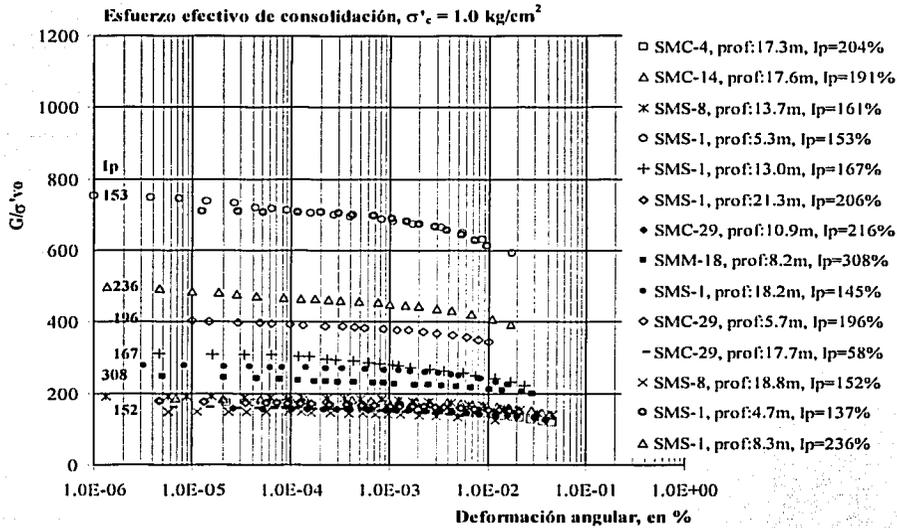


Fig 4.12 Curva de rigidez normalizada respecto a G/σ'_{vo} para un $\sigma'_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

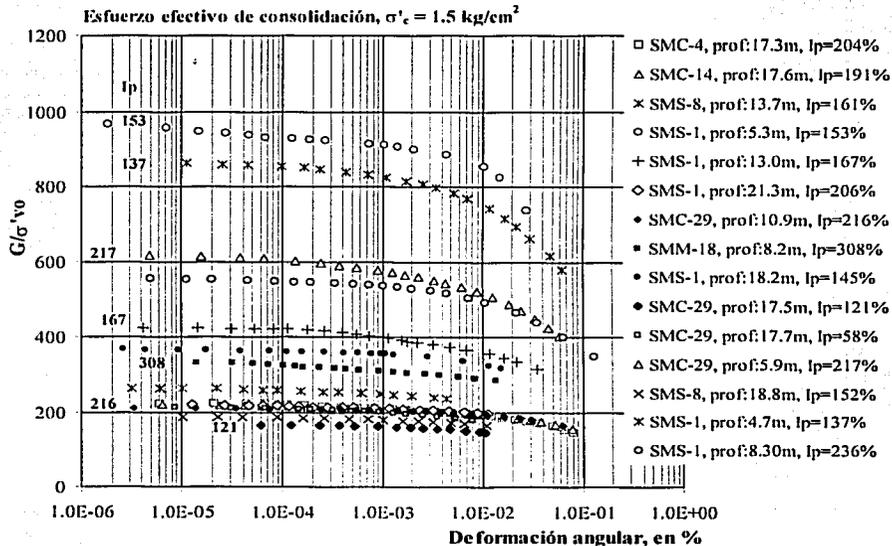


Fig 4.13 Curva de rigidez normalizada respecto a G/σ'_{vo} para un $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

4.1.3 Respecto al esfuerzo efectivo de preconsolidación (G/σ'_{pc})

Para cada ensaye, la etapa de consolidación se realizó por incrementos, en cada uno de ellos se registró el volumen de agua expulsada mediante una bureta, con estas mediciones se graficaron curvas de deformación volumétrica para conocer el estado de consolidación de cada espécimen. A partir de dichas curvas, se estimó el valor del esfuerzo de preconsolidación, σ'_{pc} , de cada probeta, aplicando el método de Casagrande (citado en Juárez y Rico, 1998).

Para $\sigma'_c = 0.6 \text{ kg/cm}^2$: Nuevamente las muestras del SMS-1 (de 4.7 m y 5.3 m de profundidad) se aislan de las otras probetas (fig 4.14). Ahora, el resto de los especímenes se concentra en un intervalo de $90 \leq G/\sigma'_{pc} \leq 305$; además, se observa que existen parejas de curvas normalizadas como las que se enlistan en la tabla 4.2.

Por otro lado, se ve que la muestra del sondeo SMM-18 se localiza en el extremo inferior; cabe señalar que dicho espécimen se identificó en el capítulo anterior como un material con características estratigráficas diferentes del resto de los sitios en estudio.

Tabla 4.2 Características de las muestras que se concentran en el intervalo $90 \leq G/\sigma'_{pc} \leq 305$

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	Ip (%)	σ'_{pc} (kg/cm ²)	q_c (kg/cm ²)
SMS-1	8.3 y	262	236	0.28	2.5
SMC-29	5.7	355	196	0.23	2.0
SMC-14	9.9 y	214	185	0.32	2.5
SMS-1	13.0	181	167	0.315	3.0
SMS-8	13.7 y	173	161	0.43	4.0
SMC-4	17.3	285	204	0.48	5.0

Para $\sigma'_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$: Las muestras superficiales del sondeo uno se sobreponen en el valor de $G/\sigma'_{pc} = 660$. El resto de las curvas se concentran entre $185 \leq G/\sigma'_{pc} \leq 380$; con algunos especímenes normalizados como se ve en la figura 4.15, la tabla 4.3 indica las características de dichos materiales.

Tabla 4.3 Características de las muestras que se concentran en el intervalo $185 \leq G/\sigma'_{pc} \leq 380$

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	Ip (%)	σ'_{pc} (kg/cm ²)	q_c (kg/cm ²)
SMS-8	18.8 y	205	152	0.63	6.5
SMC-4	17.3	285	204	0.48	5.0
SMC-14	17.6 y	245	191	0.73	5.5
SMS-1	21.3 y	225	206	0.50	4.8
SMC-29	10.9	369	216	0.39	2.0

Para $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$: En la figura 4.16 se ve que las gráficas se diseminan aún más, a pesar de que existen grupos de curvas superpuestas, los cuales se enlistan en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Características de las muestras que se normalizan respecto a σ'_{pc} para un $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	Ip (%)	σ'_{pc} (kg/cm^2)	q_c (kg/cm^2)
SMC-29	17.5	294	121	0.42	4.0
SMS-8	13.7	173	161	0.43	4.0
SMS-8	18.8 y	205	152	0.63	6.5
SMC-4	17.3	285	204	0.48	5.0
SMC-14	17.6 y	245	191	0.73	5.5
SMS-1	21.3 y	225	206	0.50	4.8
SMC-29	10.9	369	216	0.39	2.0

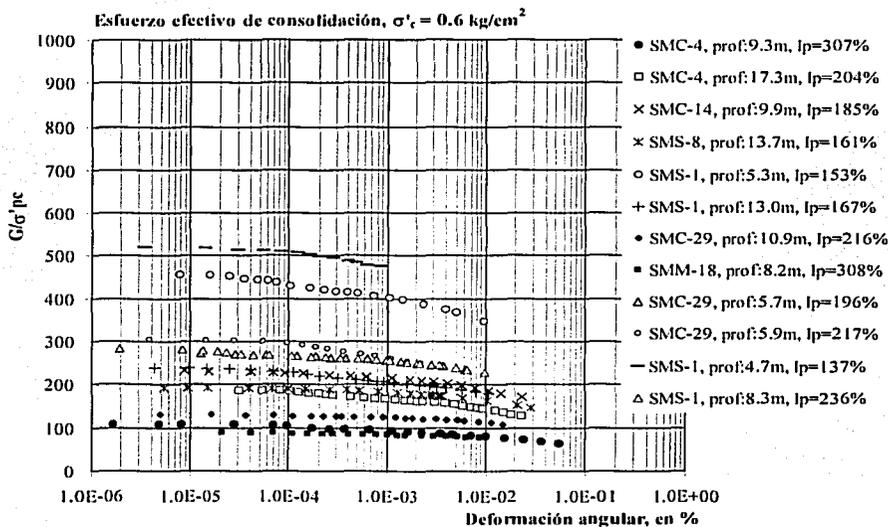


Fig 4.14 Curva de rigidez normalizada respecto a G/σ'_{pc} para un $\sigma'_c = 0.6 \text{ kg/cm}^2$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

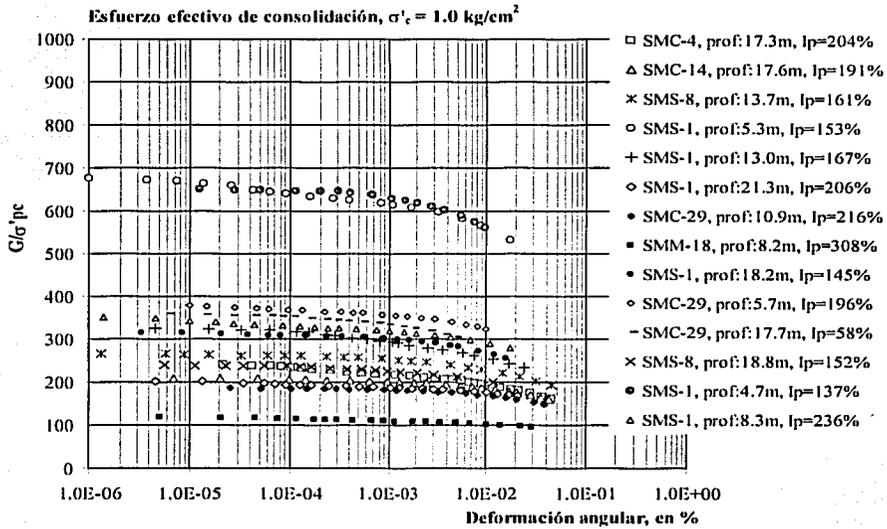


Fig 14.15 Curva de rigidez normalizada respecto a G/σ'_{pc} para un $\sigma'_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

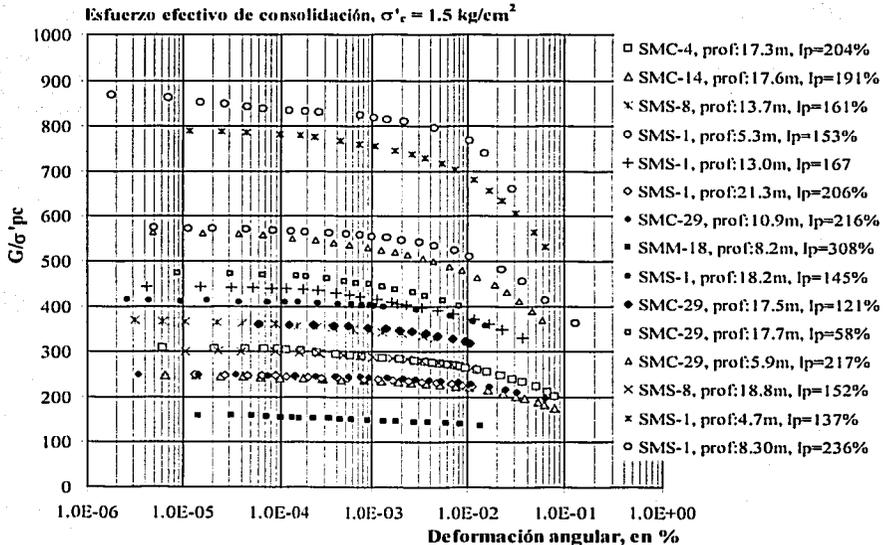


Fig 14.16 Curva de rigidez normalizada respecto a G/σ'_{pc} para un $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

Como se ha visto, al igual que el esfuerzo efectivo de campo, σ'_{vo} , el esfuerzo de preconsolidación, σ'_{pc} , no es un parámetro que convenga a la normalización de los resultados; ya que en las figuras anteriores se observó que a mayor esfuerzo de confinamiento la dispersión de los datos también aumenta.

4.1.4 Respecto a la resistencia no drenada (G/s_u)

Como se mencionó en el Capítulo Uno, Santoyo *et al* (1989) presentaron una correlación entre la resistencia no drenada, s_u , y la resistencia a la penetración por punta, q_c (ec. 1.3), donde N_k es el coeficiente de resistencia del cono. Para la ciudad de México se ha recomendado utilizar un valor de $N_k = 13$.

Con información de los sitios de exploración SMS-1 y SMC-29, Alanís (2003) verificó el valor de dicha constante. En esta tesis se utilizó la expresión 1.3 para determinar la resistencia no drenada de los especímenes ensayados, a partir de los sondeos de cono eléctrico realizados en la zona.

Para $\sigma'_c = 0.6 \text{ kg/cm}^2$: Las curvas se concentran en un intervalo de $110 \leq G/s_u \leq 660$ (fig 4.17), en el cual se encuentran las siguientes muestras normalizadas:

Tabla 4.5 Características de las muestras que se concentran en el intervalo $110 \leq G/s_u \leq 660$

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	I_p (%)	σ'_{pc} (kg/cm^2)	q_c (kg/cm^2)
SMS-1	13.0 y	181	167	0.32	3.0
SMS-1	8.3 y	262	236	0.28	2.5
SMC-29	10.9	369	216	0.39	2.0
SMS-8	13.7 y	173	161	0.43	4.0
SMC-14	9.9	214	185	0.32	2.5

Para $\sigma'_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$: En la figura 4.18 se observa que las dos muestras superficiales del SMS-1 (de 4.7 m y 5.3 m) nuevamente se separan del resto de los especímenes, y se distinguen algunas parejas superpuestas (tabla 4.6).

Tabla 4.6 Características de las muestras que se normalizan respecto a s_u para un $\sigma'_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	I_p (%)	σ'_{pc} (kg/cm^2)	q_c (kg/cm^2)
SMC-29	10.9 y	369	216	0.39	2.0
SMS-1	8.3	262	236	0.28	2.5
SMS-8	13.7 y	173	161	0.43	4.0
SMS-1	18.2	178	145	0.43	4.8

Para $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$: A mayor esfuerzo de confinamiento las curvas se dispersan más, aunque se conservan algunos conjuntos normalizados (fig 4.19 y tabla 4.7). En la figura se incluyen valores del I_p ; esto indica que no existe un orden en relación con este parámetro, aunque más adelante se discuten las posibles correlaciones entre $G_{\text{máx}}$ y esta propiedad índice del suelo.

Tabla 4.7 Características de las muestras que se normalizan respecto a s_u para un $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	I_p (%)	σ'_{pc} (kg/cm^2)	q_c (kg/cm^2)
SMS-1	4.7 y	209	137	0.22	2.2
SMS-1	5.3	220	153	0.22	2.5
SMS-1	8.3 y	262	236	0.28	2.5
SMC-29	10.9	369	216	0.39	2.0
SMS-1	18.2 y	178	145	0.43	4.8
SMS-8	13.7 y	173	161	0.43	4.0
SMC-29	17.5	294	121	0.42	4.0

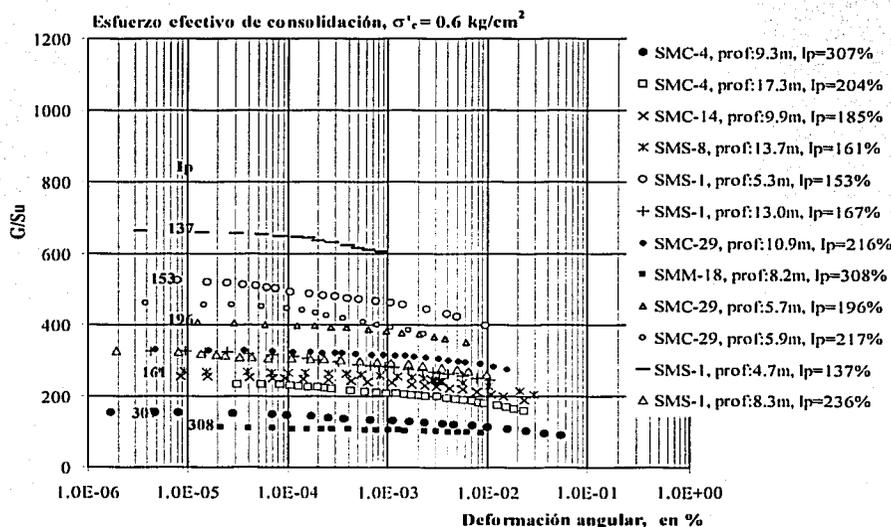


Fig 4.17 Curva de rigidez normalizada respecto a G/s_u para un $\sigma'_c = 0.6 \text{ kg/cm}^2$



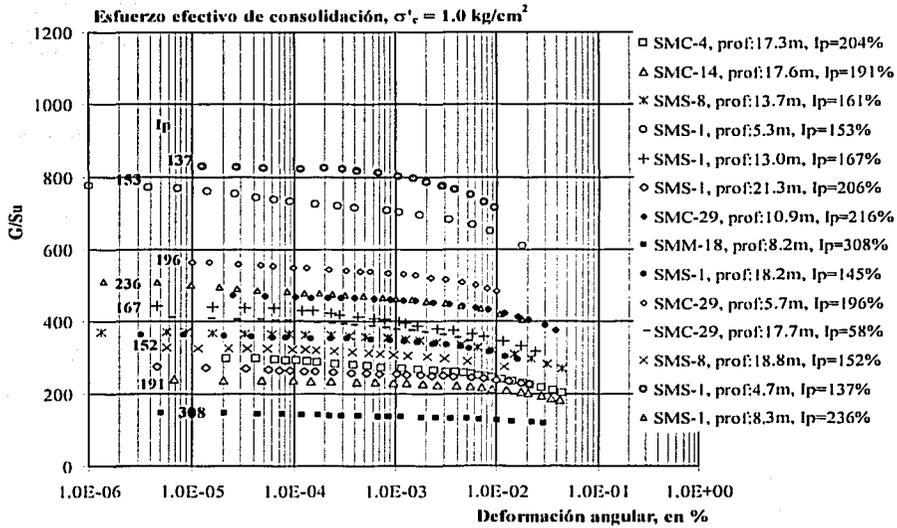


Fig. 14.18 Curva de rigidez normalizada respecto a G/s_u para un $\sigma'_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

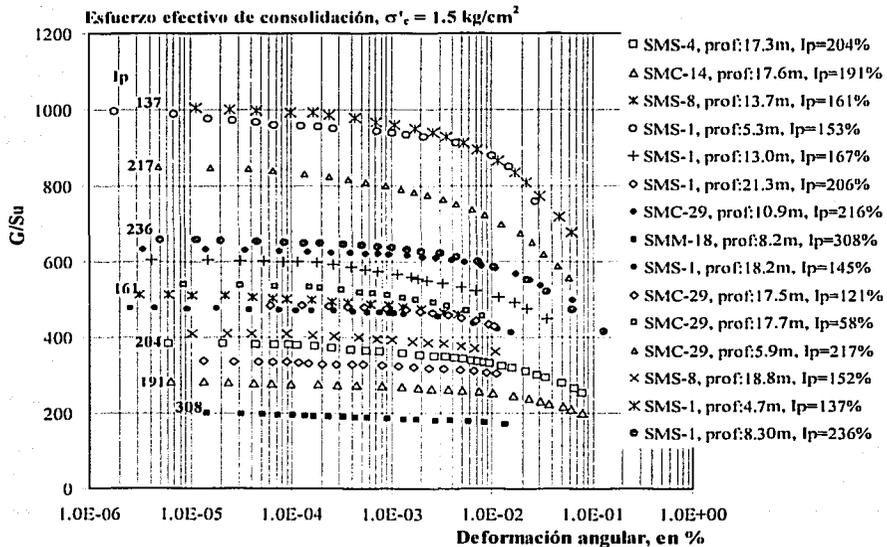


Fig. 14.19 Curva de rigidez normalizada respecto a G/s_u para un $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

4.1.5 Respecto al esfuerzo efectivo de consolidación (G/σ'_c):

Autores como Taboada (1989) y Jaime (1987), utilizaron este concepto para normalizar los resultados experimentales de sus investigaciones. A continuación se muestra que σ'_c beneficia la concentración de las curvas en intervalos estrechos, en comparación con los otros casos expuestos.

Para $\sigma'_c = 0.6 \text{ kg/cm}^2$: En la figura 4.20 las curvas se agrupan en el intervalo de $68 \leq G/\sigma'_c \leq 187$ y las muestras que se normalizan son:

Tabla 4.8 Características de las muestras que se concentran en el intervalo $68 \leq G/\sigma'_c \leq 187$

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	Ip (%)	σ'_{pc} (kg/cm^2)	q_c (kg/cm^2)
SMS-8	13.7 y	173	161	0.43	4.0
SMC-4	17.3	285	204	0.48	5.0
SMC-14	9.9 y	214	185	0.32	2.5
SMS-1	13.0	181	167	0.32	3.0
SMS-1	8.3 y	262	236	0.28	2.5
SMC-29	5.7	355	196	0.23	2.0

0

Para $\sigma'_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$: El intervalo en el cual se sobreponen las curvas se reduce desde $G/\sigma'_c = 74$ hasta $G/\sigma'_c = 152$ (fig 4.21) y existen más conjuntos de muestras normalizadas, como son:

Tabla 4.9 Características de las muestras que se concentran en el intervalo $74 \leq G/\sigma'_c \leq 152$

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	Ip (%)	σ'_{pc} (kg/cm^2)	q_c (kg/cm^2)
SMS-8	13.7 y	173	161	0.43	4.0
SMC-4	17.3	285	204	0.48	5.0
SMM-18	8.2 y	356	308	0.62	6.5
SMC-29	10.9	369	216	0.39	2.0
SMS-1	5.3 y	220	153	0.22	2.5
SMS-1	4.7	209	137	0.22	2.2
SMS-1	21.3 y	225	206	0.50	4.8
SMS-1	13.0 y	181	167	0.32	3.0
SMS-1	8.3	262	236	0.28	2.5
SMS-8	18.8 y	205	152	0.63	6.0
SMC-14	17.6 y	245	191	0.73	5.5
SMC-29	17.7	241	58	0.42	4.8

Para $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$: La figura 4.22 exhibe que la concentración de las curvas aumenta dentro del intervalo de $65 \leq G/\sigma'_c \leq 133$ y los grupos de especímenes superpuestos son los que se indican en la tabla 4.10. La gráfica incluye algunos datos de índice de plasticidad; en general, se aprecia la tendencia de que los materiales con mayor I_p se ordenan en la parte inferior de las curvas.

Tabla 4.10 Características de las muestras que se concentran en el intervalo $65 \leq G/\sigma'_c \leq 133$

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	I_p (%)	σ'_{pc} (kg/cm^2)	q_c (kg/cm^2)
SMS-8	13.7 y	173	161	0.43	4.0
SMC-29	17.5	294	121	0.42	4.0
SMM-18	8.2 y	356	308	0.62	6.5
SMC-29	10.9	369	216	0.39	2.0
SMS-1	5.3 y	220	153	0.22	2.5
SMS-8	18.8	205	152	0.63	6.0
SMS-1	18.2 y	178	145	0.43	4.8
SMC-14	17.6	245	191	0.73	5.5
SMS-1	8.3 y	262	236	0.28	2.5
SMS-1	21.3 y	225	206	0.50	4.8
SMC-29	5.9	312	217	0.23	2.0

En este caso se concluye que a mayor confinamiento la dispersión de los datos disminuye.

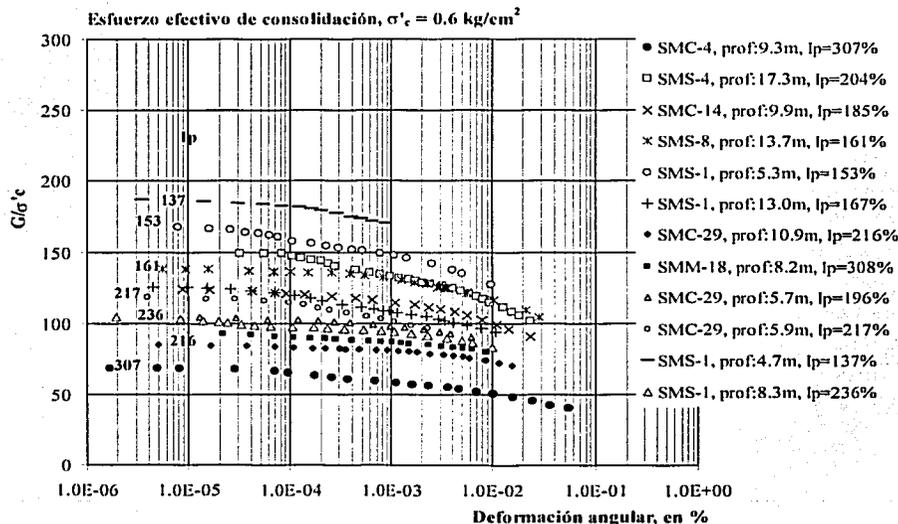


Fig 4.20 Curva de rigidez normalizada respecto a G/σ'_c (donde $\sigma'_c = 0.6 \text{ kg/cm}^2$)

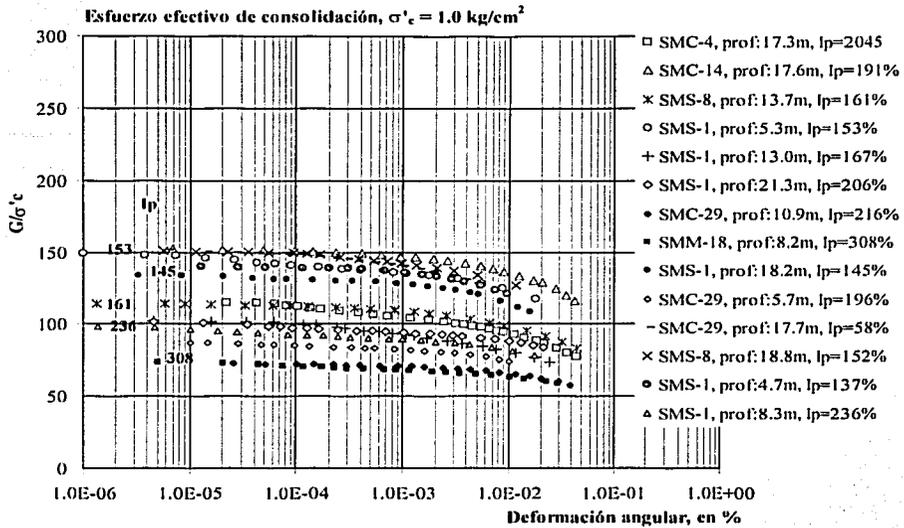


Fig 4.21 Curva de rigidez normalizada respecto a G/σ'_c (donde $\sigma'_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

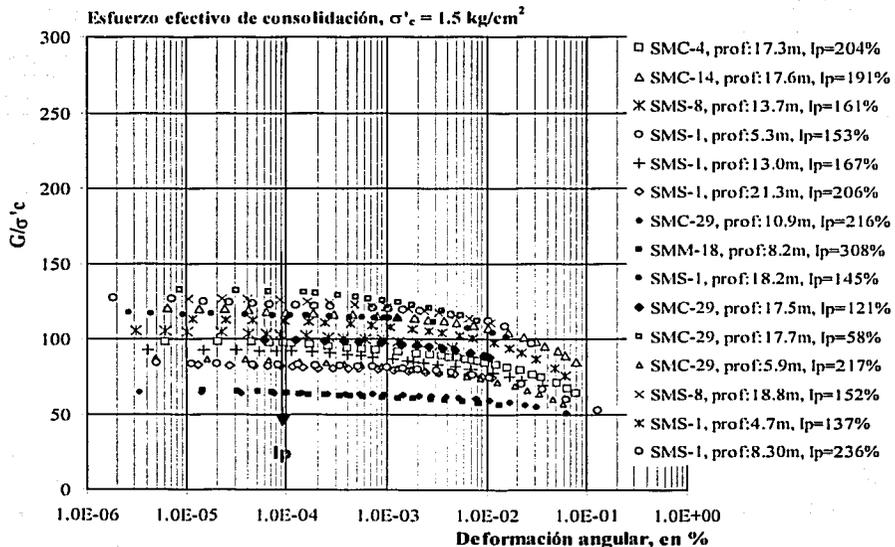


Fig 4.22 Curva de rigidez normalizada respecto a G/σ'_c (donde $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$)

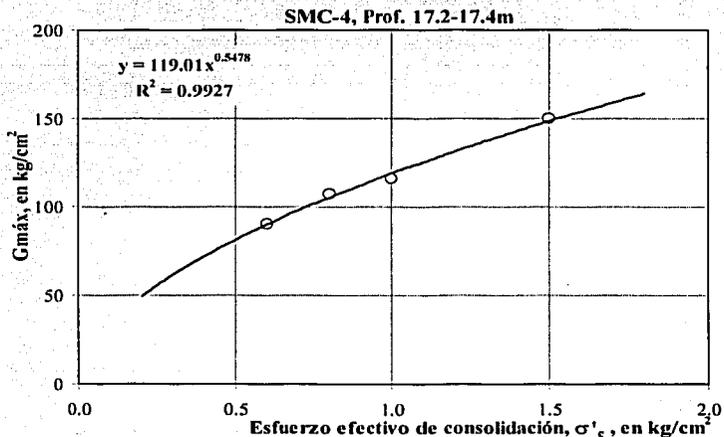
4.2 Correlaciones

En esta investigación se estudiaron las posibles relaciones entre $G_{m\acute{a}x}$ y algunas propiedades índice tales como el contenido de agua, w , la relación de vacíos, e , el índice de plasticidad, I_p , y el índice de liquidez, IL ; así como el confinamiento y la profundidad. A continuación se presentan los aspectos sobresalientes de estas comparaciones.

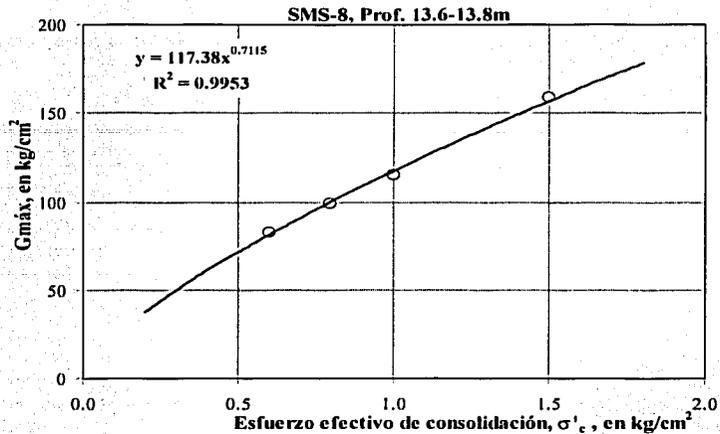
4.2.1 Con el confinamiento

Como se mencionó en el Capítulo Tres, el módulo de rigidez es proporcional al esfuerzo efectivo de consolidación. Al graficar estos parámetros, para cada probeta, se obtienen curvas como se expone en la figura 4.23 las cuales indican que el $G_{m\acute{a}x}$ varía con σ'_c elevado a una potencia cercana a $\frac{1}{2}$. Para los datos experimentales de este trabajo, los exponentes calculados fueron los siguientes: el mínimo, 0.48; el máximo, 0.80; y el valor promedio, 0.64.

En estas curvas se ve que la línea de tendencia es adecuada, para cada muestra, y pueden hacerse interpolaciones o extrapolaciones confiables. Sin embargo, al reunir la información de todos los ensayos realizados, sería riesgoso establecer una ecuación general para todos los materiales del antiguo lago de Texcoco.



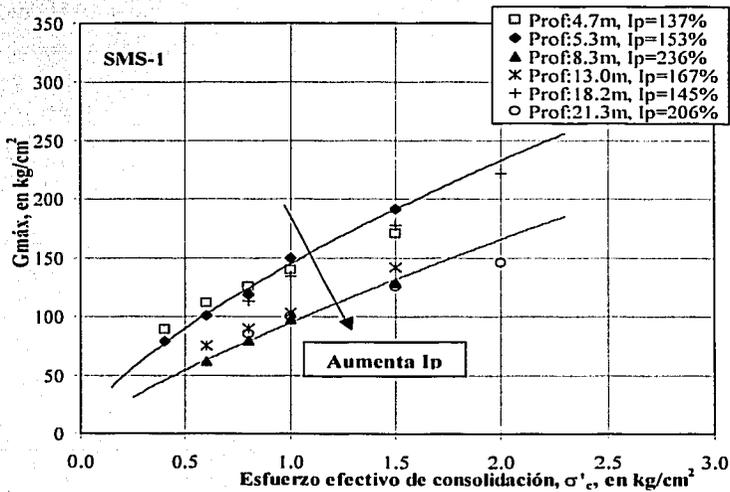
a) Muestra del sitio SMC-4



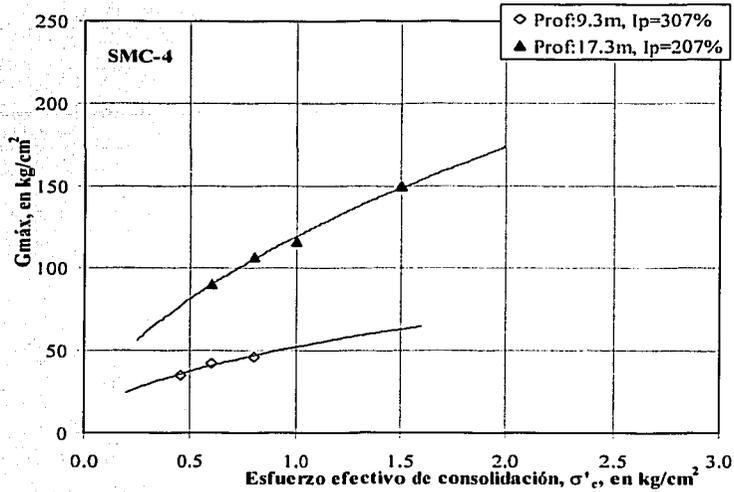
b) Muestra del sitio SMS-8

Fig 4.23 Curva $G_{máx}$ vs σ'_c , por muestra

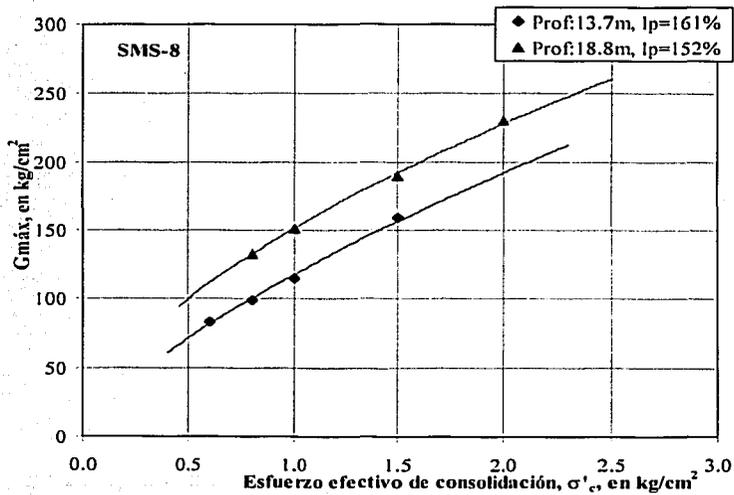
Por otra parte, se construyeron curvas $G_{máx}$ versus σ'_c para cada sondeo (fig 4.24). En ellas se distingue que los resultados se ordenan, aproximadamente, con su índice de plasticidad. En la mayoría de las gráficas, las muestras más rígidas se relacionan con los I_p más bajos y viceversa.



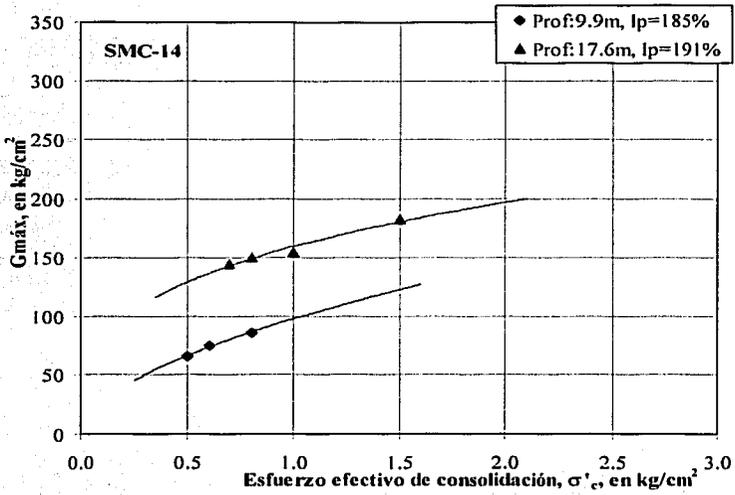
a) Curva para el sitio SMS-1



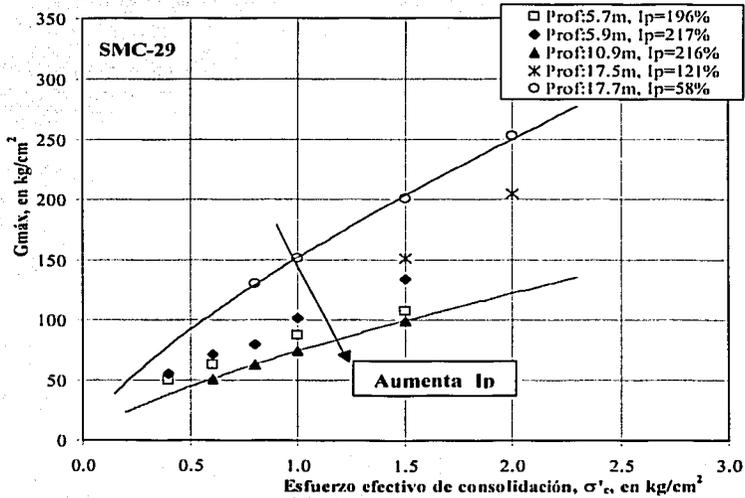
b) Curva para el sitio SMC-4



c) Curva para el sitio SMS-8



d) Curva para el sitio SMC-14



e) Curva para el sitio SMC-29

Fig 4.24 Curvas $G_{m\acute{a}x}$ vs σ'_c

Romo (1995) propuso una correlación entre el módulo de rigidez al corte inicial y el confinamiento. De acuerdo con este autor, el $G_{m\acute{a}x}$ es una función del esfuerzo efectivo de consolidación, σ'_{c} , el índice de plasticidad, I_p , y la consistencia relativa, I_r , la cual se determina según lo siguiente:

$$I_r = \frac{w_L - w_n}{I_p} \dots (4.1)$$

donde, w_L : es el límite líquido
 w_n : es el contenido natural de agua

$$G_{m\acute{a}x} = 122 Pa \left(\frac{1}{I_p - I_r} \right)^{(I_p - I_r)} \left(\frac{\sigma'_c}{Pa} \right)^{0.82} \dots (4.2)$$

donde Pa es una constante con unidades de esfuerzo

La expresión se considera aceptable para valores de $(I_p - I_r)$ positivos, donde el índice de plasticidad está dado en forma decimal.

Con los resultados obtenidos en este trabajo experimental se verificó la aplicabilidad de la ecuación 4.2. En este caso se determinó una constante $Pa = 10 \text{ kg/cm}^2$. Sin embargo, como puede verse en la figura 4.25 la aproximación de $G_{m\acute{a}x}$ no fue muy buena.

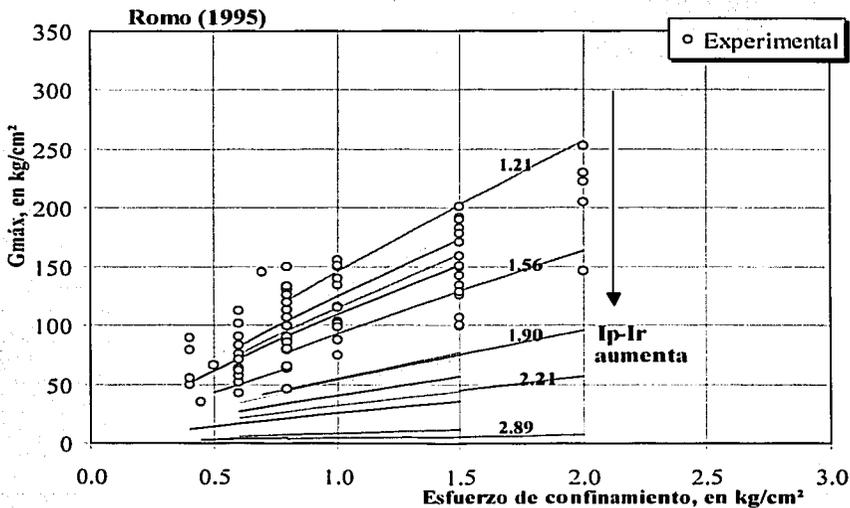


Fig 4.25 Ajuste de los datos experimentales con la ecuación 4.2

Para corregir la diferencia que se observa en la gráfica, se propuso modificar la fórmula propuesta de acuerdo con lo siguiente:

$$G_{\text{máx}} = 115 \text{Pa} \left(\frac{1}{I_p - I_r} \right)^{0.85} \left(\frac{\sigma'_c}{\text{Pa}} \right)^{0.75} \quad \dots (4.3)$$

Con esta modificación el modelo se comporta como en la figura 4.26 y se observa que la ecuación anterior proporciona un ajuste adecuado que exhibe la tendencia de los valores de $G_{\text{máx}}$.

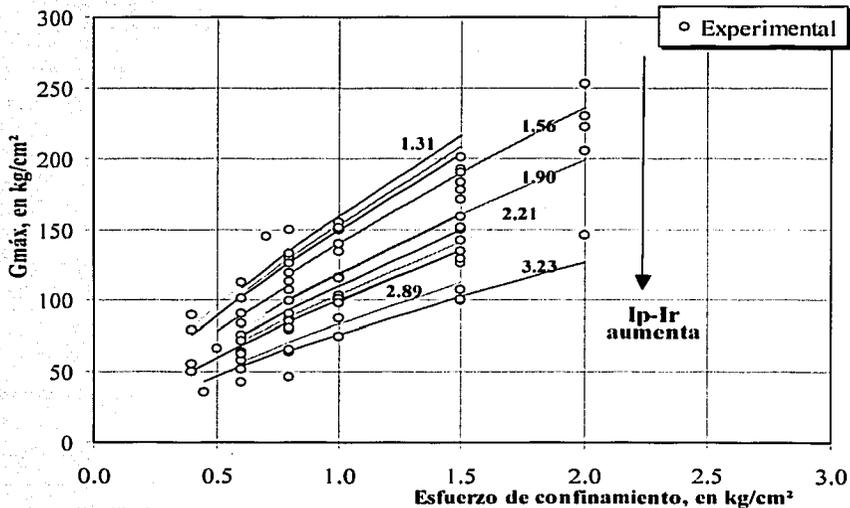


Fig 4.26 Ajuste a los datos experimentales con la ecuación 4.3

4.2.2 Con la profundidad

En la figura 4.27 se presentan los $G_{\text{máx}}$ obtenidos para diferentes esfuerzos de confinamiento, en función de la profundidad correspondiente a cada muestra. En la gráfica se ve que los valores de rigidez se relacionan con la estratigrafía típica de la zona. Es decir, en la superficie, las muestras cercanas a la costra superficial tienen módulos altos, los cuales disminuyen en la FAS; conforme el material se acerca a las primeras lentes arenosas que forman la capa dura, la rigidez vuelve a incrementar su valor, ya que los especímenes manifiestan la influencia de estos drenes naturales.

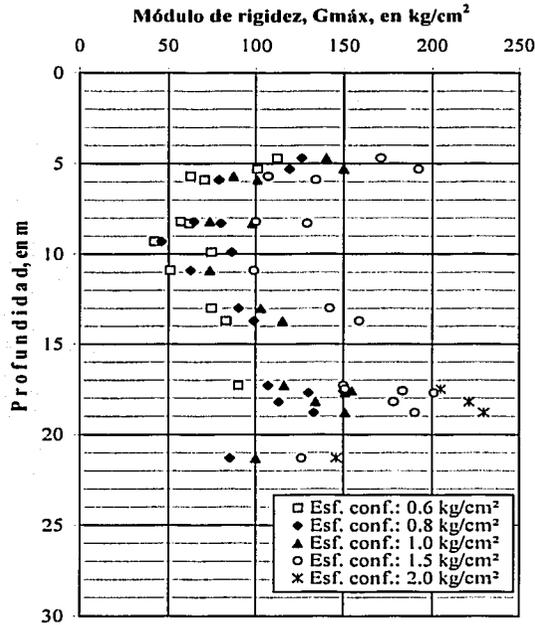


Fig 4.27 Perfil de variación del módulo de rigidez inicial, $G_{máx}$

4.2.3 Con el contenido de agua

La comparación se estableció entre la rigidez y el contenido de agua que la probeta tenía en el momento de aplicar el barrido, es decir, se calcularon los $w(\%)$ al finalizar la consolidación, para cada condición de esfuerzo ensayada.

$G_{máx}$ versus $w(\%)$: Esta relación se presenta en la figura 4.28. En general, se observa que a mayor contenido de agua la rigidez disminuye. Por otra parte se confirma la relación proporcional entre el módulo G y el confinamiento.

$G_{máx}/\sigma'_c$ versus $w(\%)$: La figura 4.29 demuestra que la normalización del parámetro $G_{máx}$ conviene al arreglo de los datos, los cuales se concentran en un intervalo más estrecho.

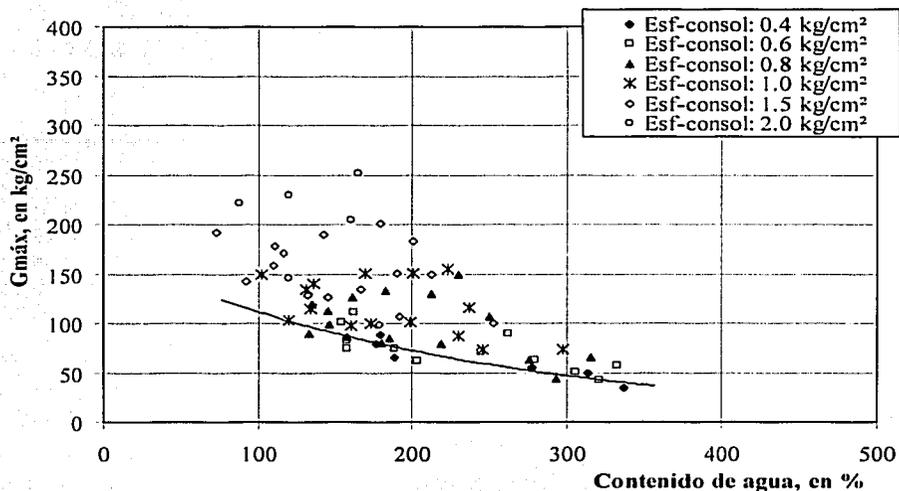


Fig 4.28 Relación entre el módulo de rigidez al corte y el contenido de agua

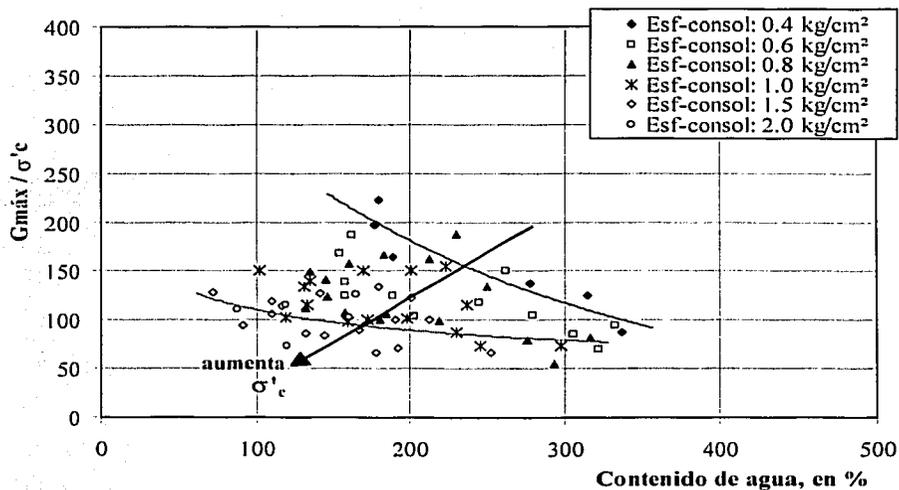


Fig 4.29 Relación entre el módulo de rigidez al corte normalizado y el contenido de agua

4.2.4 Con el índice de plasticidad

El índice de plasticidad de cada espécimen se determinó en el laboratorio, a partir de los límites de consistencia (líquido, LL, y plástico, LP) resumidos en el capítulo anterior.

$$I_p = LL - LP \quad \dots (4.4)$$

$G_{máx}$ versus $I_p(\%)$: Los resultados indican que la rigidez se incrementa si el índice de plasticidad disminuye (fig 4.30).

$G_{máx}/\sigma'_c$ versus $I_p(\%)$: En la fig 4.31 se verifica que el parámetro para normalizar, σ'_c , favorece al agrupamiento de la información en intervalos reducidos.

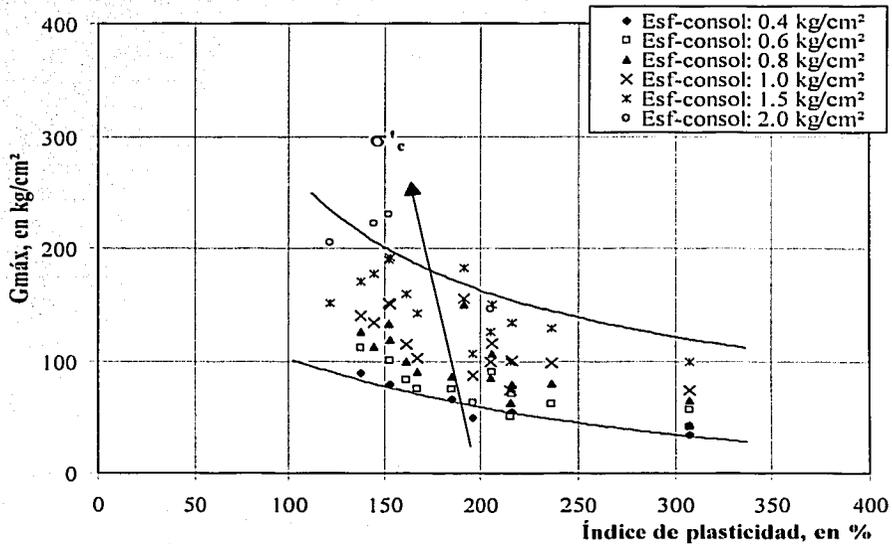


Fig 4.30 Relación entre el módulo de rigidez al corte y el índice de plasticidad

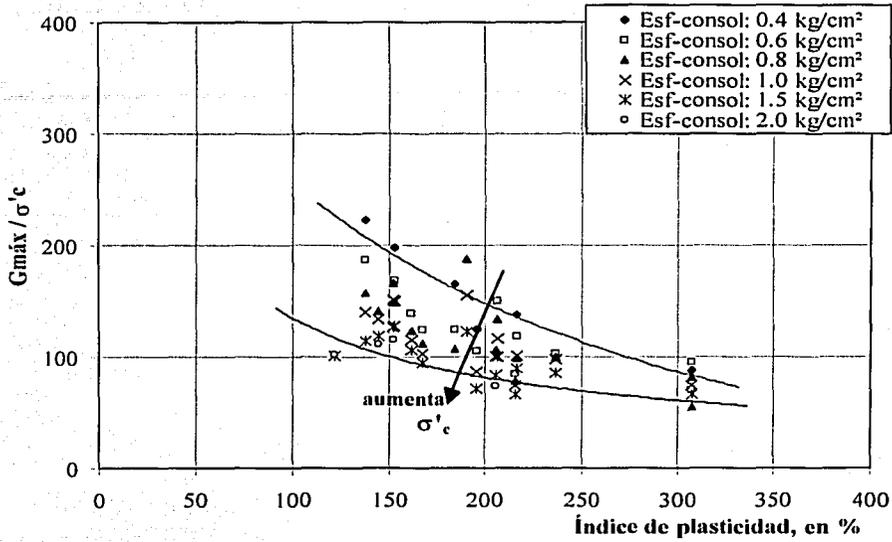


Fig 4.31 Relación entre el módulo de rigidez al corte normalizado y el índice de plasticidad

4.2.5 Con el índice de liquidez

El índice de liquidez, IL, es un parámetro que señala cómo es la consistencia del suelo *in situ*, y se expresa como una relación entre el contenido de agua del espécimen y sus propiedades índice (Whitlow, 1995):

$$IL = \frac{w - LP}{I_p} \quad \dots (4.5)$$

La figura 4.32 muestra que este parámetro disminuye conforme se incrementa el esfuerzo, ya que es una función del contenido de agua. Con respecto a la rigidez, los datos son muy dispersos y no se puede establecer tendencia alguna del comportamiento; en cuanto al factor $G_{máx}/\sigma'_c$, los datos se van concentrando en un intervalo reducido para confinamientos grandes (fig 4.33).

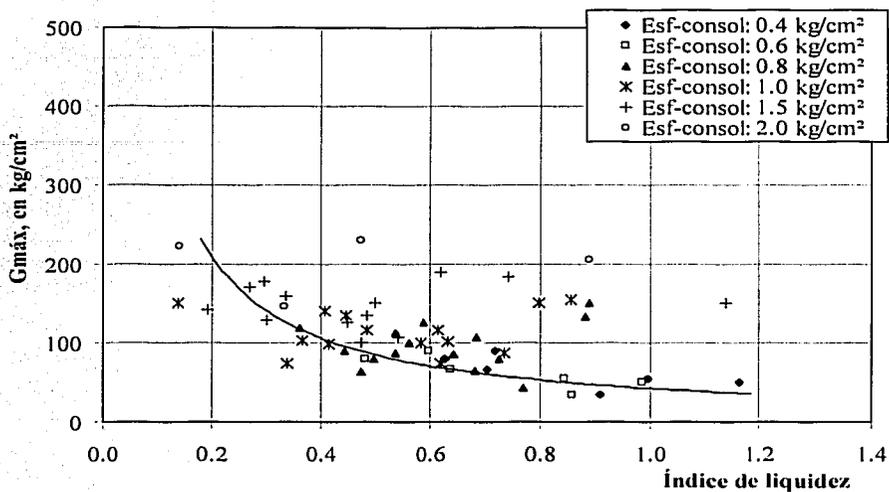


Fig 4.32 Relación entre el módulo de rigidez al corte y el índice de liquidez

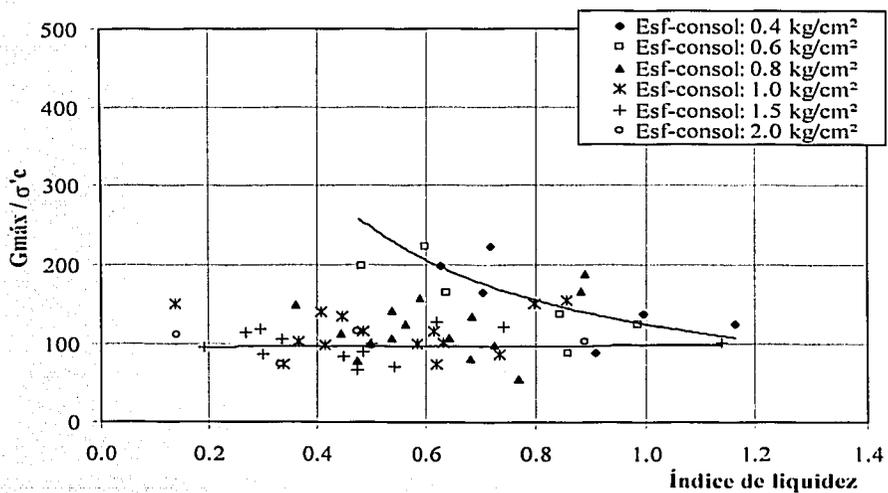


Fig 4.33 Relación entre el módulo de rigidez al corte normalizado y el índice de liquidez

4.2.6 Con la relación de vacíos

Para conocer la influencia de este parámetro en el módulo de rigidez, se utilizó el cambio volumétrico o volumen específico, $1+e$.

$G_{m\acute{a}x}$ versus $(1+e)$: Cuando el volumen específico se incrementa, $G_{m\acute{a}x}$ disminuye. Además, se ve que para esfuerzos mayores (1.5 y 2.0 kg/cm^2), la relación diverge (fig 4.34).

$G_{m\acute{a}x}/\sigma'_c$ versus $(1+e)$: Como el esfuerzo interviene en el cambio volumétrico, en esta correlación se observa que mayor esfuerzo los resultados se dispersan cada vez más (fig 4.35).

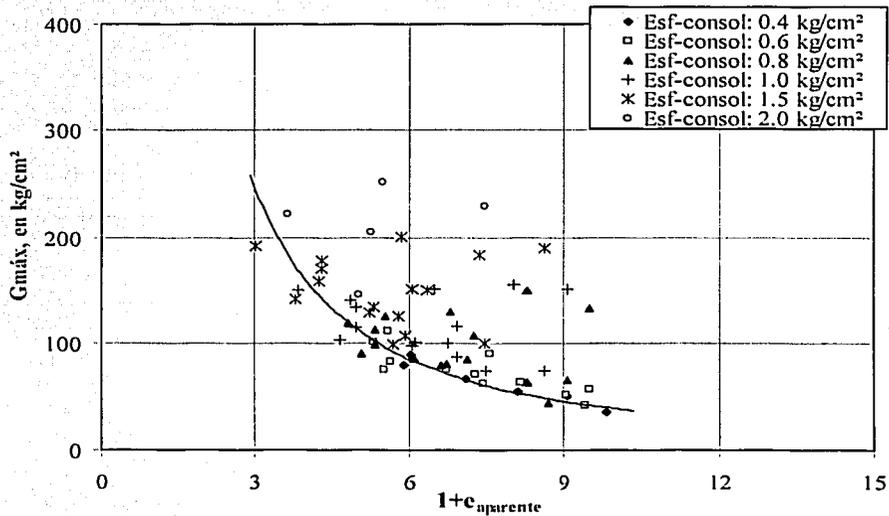


Fig 4.34 Relación entre el módulo de rigidez al corte y el volumen específico

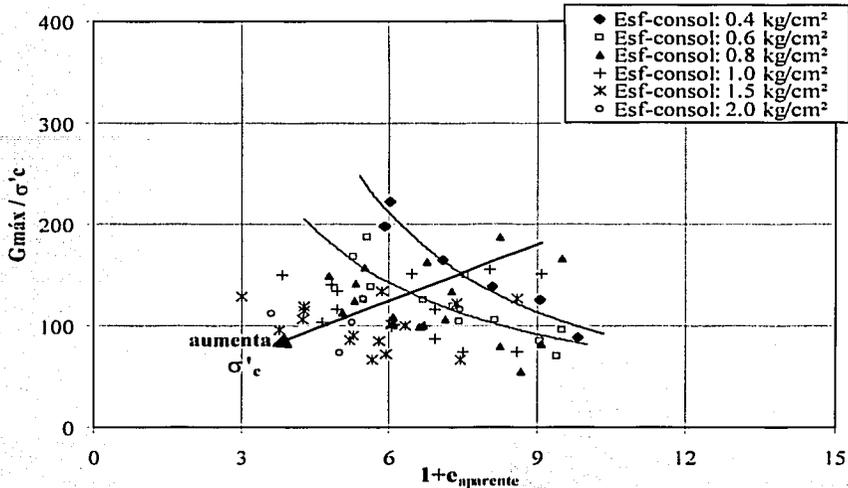


Fig 4.35 Relación entre el módulo de rigidez al corte normalizado y el volumen específico

A continuación, algunas de las correlaciones antes vistas, se presentan agrupando la información por sondeo, con el fin de establecer alguna tendencia regional del comportamiento del suelo.

$G_{máx}$ versus $(1+e)$: La figura 4.36 contiene la misma información que la fig 4.34, sólo que ahora se identifican los datos según el sitio de exploración.

En la gráfica se ve que existen tres conjuntos de muestras, bien definidos. El primero, consta de todo el sondeo SMS-1 y la mayoría del SMC-29 (excepto el espécimen más profundo), también se incluyen las muestras superficiales de los sondeos SMS-8, SMC-4 y SMC-14.

El segundo grupo (inmediato superior) consta de las muestras del SMM-18, las muestras más profundas del SMC-4 y del SMC-29.

Por último, el tercer grupo lo forman los materiales de mayor profundidad de los sondeos SMC-14 y del SMS-8.

$G_{máx}$ versus $w(\%)$: En este caso, los datos que la fig 4.28 agrupa por esfuerzo de confinamiento, se presentan en la fig 4.37 ordenados según el sondeo al que pertenecen. La gráfica expone que los mayores contenidos de agua ($>300\%$) se determinaron a partir de los especímenes superficiales de los sondeos SMC-4, SMC-29 y del SMM-18.

El resto de las muestras se localizan en valores de $w < 300\%$. Los contenidos más bajos ($w < 200\%$), son de los sondeos: SMS-1, SMS-8 y la muestra superficial del sondeo SMC-14.

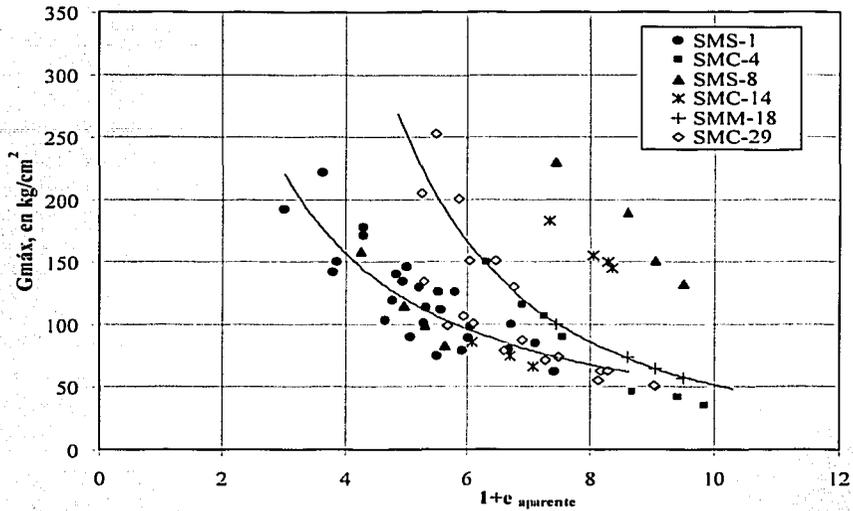


Fig 4.36 Relación entre el módulo de rigidez al corte y el volumen específico (por sondeo)

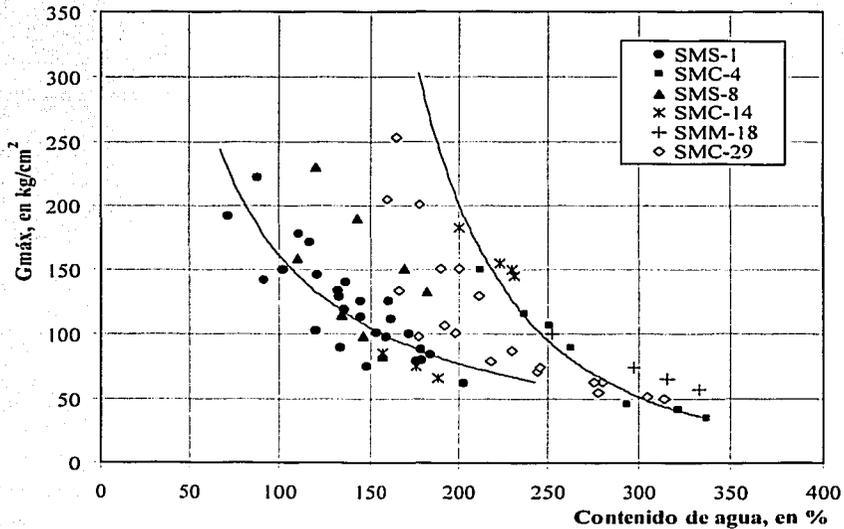


Fig 4.37 Relación entre el módulo de rigidez al corte y el contenido de agua (por sondeo)

4.3 Corrección por contenido de sal

Una de las características más importantes del subsuelo del antiguo lago de Texcoco es la presencia de sales en el agua intersticial, cuyo contenido es muy alto en comparación con el resto de los materiales estudiados en el valle de México.

Como ya se explicó en la caracterización geotécnica del sitio, la concentración elevada de sales se refleja en las propiedades índice del suelo. Los contenidos de agua resultan menores mientras que la densidad de sólidos alcanza valores alrededor de 3, en confrontación con especímenes de la cuenca, donde la concentración salina es baja.

En esta investigación se analizó cómo influye la presencia de sales en las correlaciones establecidas entre el módulo de rigidez con la relación de vacíos y con el contenido de agua (aparentes). Para lograr este objetivo se propuso corregir la densidad de sólidos obtenida en el laboratorio (o aparente), la cual involucra la salinidad del suelo.

De acuerdo con Silva (2003), para examinar la repercusión que tiene el contenido de sal en las propiedades índice del suelo, por lo menos en lo que respecta a los límites de Atterberg, es recomendable estudiar la interacción fisicoquímica que existe entre los minerales de arcilla y los compuestos salinos involucrados, considerando el tipo de arcilla y de sal, así como la modificación de las fuerzas entre partículas y el intercambio iónico, cuyos efectos pueden alterar la dirección de cambio de los límites plástico y líquido en un mismo o distinto sentido. Además, debe tomarse en cuenta que la forma tradicional para determinar dichas propiedades implica un lavado del suelo, lo cual modifica las concentraciones de sal. Es decir, que el estudio del comportamiento del suelo cuya salinidad es alta, es un problema complejo que requiere de mayor investigación, pues no es suficiente incluir un porcentaje de sal en el peso de los sólidos y corregir las propiedades índice que involucren a este parámetro.

A pesar de estos avances, la comprensión del fenómeno es aún limitada; sin embargo, para realizar un análisis cualitativo de esta cuestión, se recurrió a las correcciones propuestas por Marsal y Graue (1969). A partir de las ecuaciones 1.1 y 1.2, Alanís (2003) dedujo la expresión (4.6) para calcular el contenido de sales en una muestra de suelo, cuya densidad de sólidos y contenido de agua aparente, son conocidos, y con un valor propuesto para la densidad de sólidos desprovista de sales, Ss' .

$$c = \frac{Ss - Ss'}{w Ss} \quad \dots (4.6)$$

Por otra parte, de acuerdo con los estudios de Marsal y Graue (1969), la densidad de sólidos promedio en el área urbana es de 2.4; este valor ha sido una referencia de suelos cuya concentración de sales es despreciable. Según Alanís (2003), para la zona del antiguo lago de Texcoco, donde se proyectó la construcción de pistas aéreas, la densidad de sólidos corregida puede tomar valores entre 2.1 y 2.4, de acuerdo con el tipo de suelo.

De esta forma, se convino considerar en este análisis que para los materiales con $w > 200\%$, la densidad de sólidos, S_s' , tomaría un valor de 2.2, mientras que para las muestras con $w < 200\%$, en las cuales se detectó la presencia de arena fina, se consideró una $S_s' = 2.35$. A partir de estos valores se determinó la posible concentración salina en los especímenes ensayados, utilizando la expresión 4.6.

En la tabla 4.11 se presenta la información correspondiente al contenido de sales y contenido de agua, densidad de sólidos y relación de vacíos, aparentes; en confrontación con los datos corregidos por presencia de sales.

Tabla 4.11 Comparación de propiedades aparentes y corregidas por concentración salina

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)	w (%)	S _s aparente	S _s	c (%)	w _a (%)	e _a	e
SMS-1	5-4	4.60-4.80	208.76	2.82	2.2	10.53	267.59	5.90	5.40
	6-2	5.20-5.40	220.16	2.79	2.2	9.61	279.20	6.02	5.55
	9-2	8.20-8.40	262.29	3.17	2.2	11.67	377.94	8.41	7.61
	11-3	12.90-13.10	181.03	3.04	2.35	12.54	234.18	5.73	5.19
	12-4	18.10-18.30	178.21	2.99	2.35	12.01	226.74	5.49	4.99
	13-1	21.20-21.40	225.38	3.32	2.2	14.97	340.12	7.60	6.71
SMC-4	14-3	9.20-9.40	370.84	2.62	2.2	4.32	441.64	9.81	9.44
		17.20-17.40	285.20	2.50	2.2	4.21	324.09	7.14	6.89
SMS-8	13-4	13.60-13.80	173.34	2.95	2.35	11.73	217.60	5.24	4.77
	16-2	18.70-18.90	205.15	2.99	2.2	12.88	278.82	6.19	5.56
SMC-14	10-5	9.80-10.00	214.68	3.23	2.2	14.85	315.19	7.15	6.33
	12-1	17.50-17.70	245.98	2.17	2.2	12.44	354.43	7.79	7.01
SMM-18	4-1	8.10-8.30	356.18	2.56	2.2	3.95	414.46	9.19	8.88
SMC-29	6-3	5.60-5.80	354.75	2.57	2.2	4.06	414.46	9.18	8.86
	6-4	5.80-6.00	312.44	2.57	2.2	4.61	364.99	8.19	7.87
	11-5	10.80-11.00	369.85	2.64	2.2	4.51	443.82	9.82	9.44
	18-3	17.40-17.60	293.56	2.66	2.2	5.89	354.94	7.85	7.46
	18-4	17.60-17.80	240.58	2.72	2.2	7.95	297.44	6.66	6.23

Nota: c, contenido de sales; e_a, relación de vacíos aparente; e, relación de vacíos; S_s, densidad de sólidos

En la figura 4.38 se exhibe que la concentración salina influye en el contenido de agua del suelo, haciéndolo más bajo. Y con relación a la densidad de sólidos, también se verifica que a mayor contenido de sal, se alcanzan valores de $S_s > 3$ (fig 4.39).

La figura 4.40 contiene la misma información que la figura 4.38, pero ordenada por sondeos. Se observa que los sitios con salinidad $> 10\%$ son el SMS-1, el SMS-8 y el SMC-14 (que son los más cercanos al Caracol); y aquellos que exhibieron contenidos $< 5\%$ son el SMM-18, el SMC-4 y las muestras superficiales del SMC-29.

La figura 4.41 muestra que en $G_{\text{máx}} \text{ versus } (1+e)_{\text{sin sal}}$ la dispersión de los datos disminuye, y se distinguen dos grupos de resultados. Uno donde se resumen las muestras del SMS-1, las muestras superficiales de los sitios SMS-8, y del SMC-14.

El segundo grupo, en la parte superior de la gráfica, lo forman las muestras profundas del SMC-14, del SMC-4, del SMC-29 y el espécimen del SMM-18.

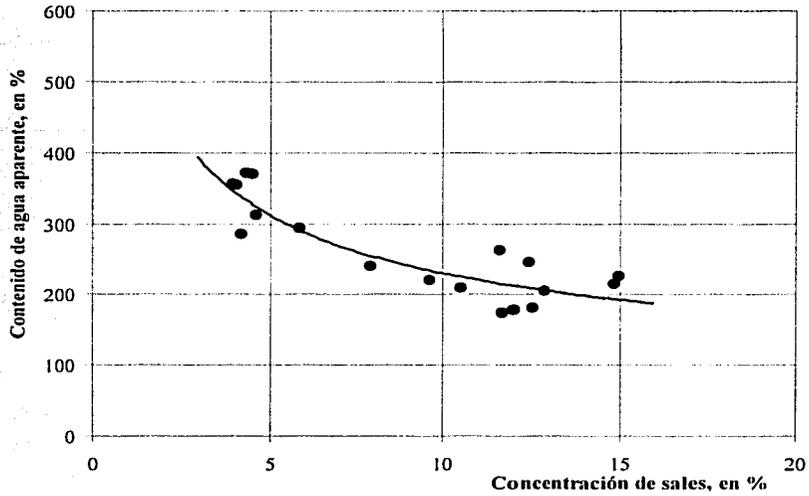


Fig 4.38 Contenido de agua aparente en función del concentración salina

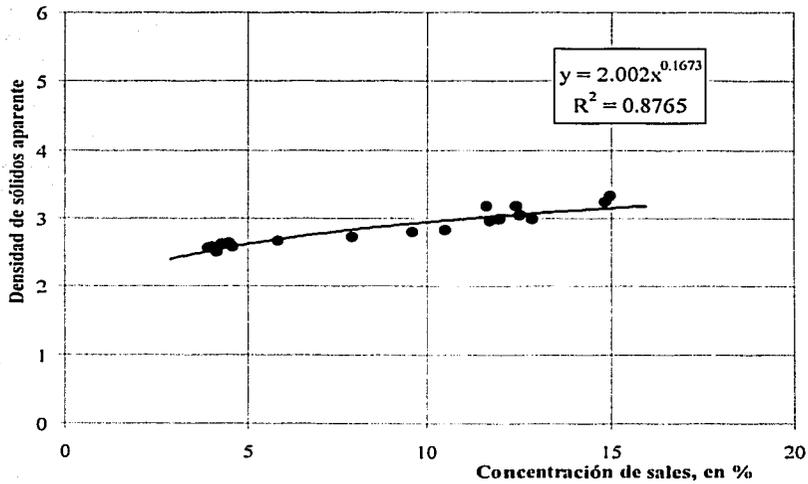


Fig 4.39 Densidad de sólidos en función de la concentración salina

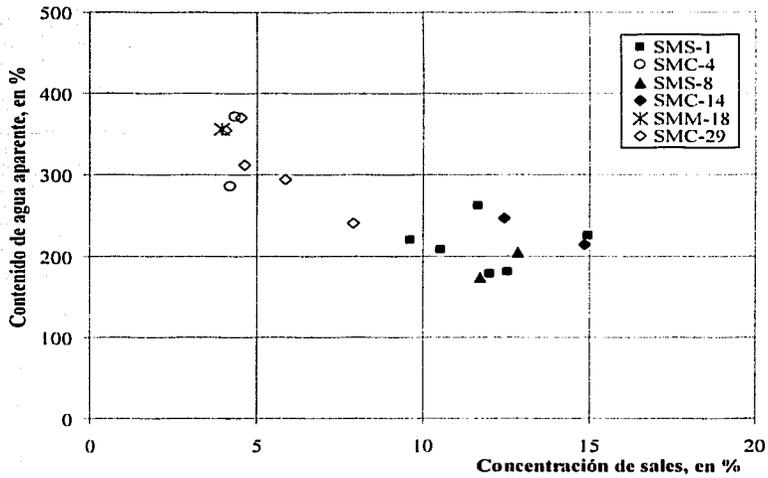


Fig 4.40 Contenido de agua aparente en función del concentración salina (por sondeo)

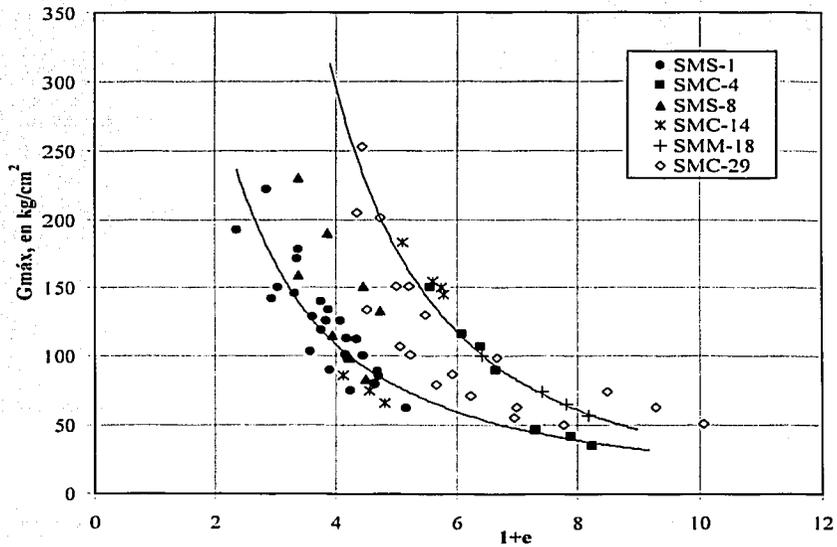


Fig 4.41 Relación entre el módulo de rigidez al corte y el volumen específico corregido por sal

En la figura 4.42 se presenta la gráfica anterior, pero con el $G_{m\acute{a}x}$ normalizado; además, se indica en cada una de las muestras el contenido de sal determinado y se observa que, en general, las probetas con menor salinidad se concentran en el extremo inferior derecho de las curvas.

Finalmente, con la salinidad propuesta se realizó una corrección en el contenido de agua y en el índice de liquidez de cada probeta ensayada. En las figuras 4.43 y 4.44 se exhibe la relación entre estos parámetros y el módulo de rigidez $G_{m\acute{a}x}$.

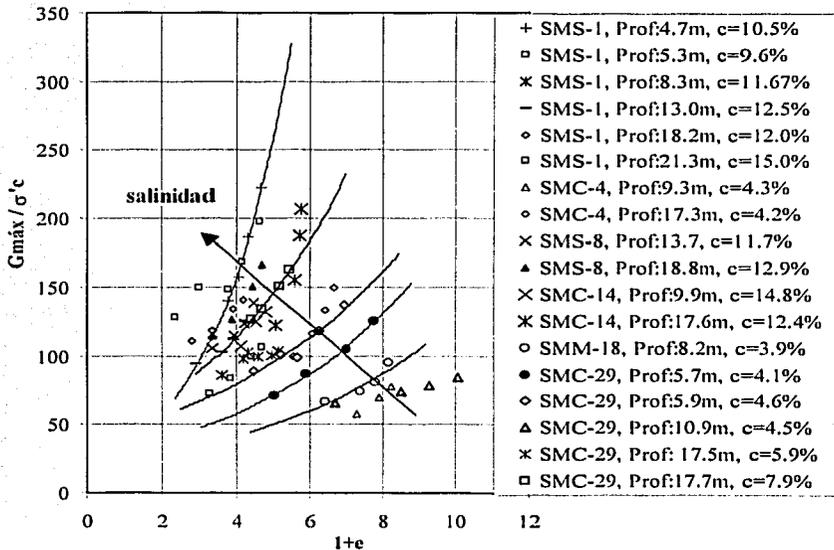


Fig 4.42 Relación entre el módulo de rigidez al corte normalizado y el volumen específico corregido por sal

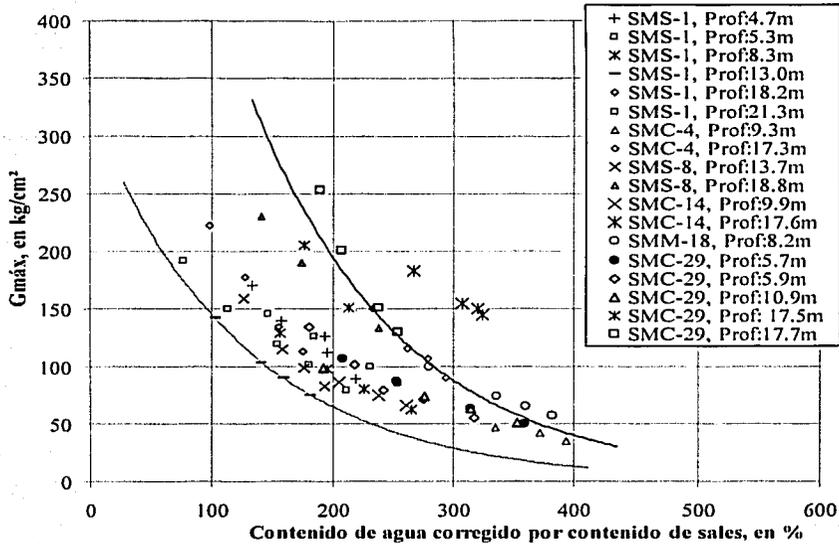


Fig 4.43 Relación entre el módulo de rigidez al corte y el contenido de agua corregido por sal

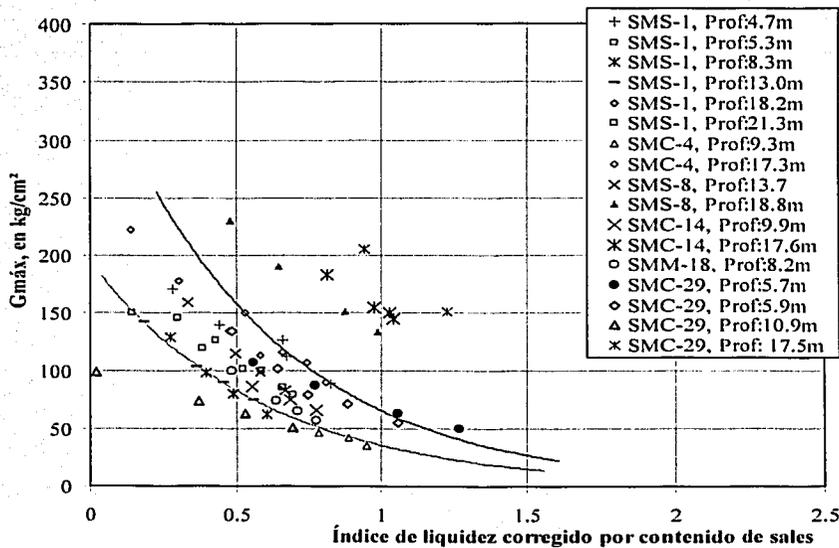


Fig 4.44 Relación entre el módulo de rigidez al corte y el índice de liquidez corregido por sal

5 Modelación de resultados

5.1 Introducción

Se sabe que la corteza de la Tierra presenta una actividad telúrica acentuada que va desde los microsismos hasta los grandes terremotos. Estos fenómenos han sido motivo de intensos estudios con variados enfoques, los cuales han intentado dar explicación a cuestiones tales como su origen, propagación de ondas, posible predicción y su capacidad destructiva.

En Ingeniería Civil el interés se concentra en el diseño de estructuras cuyo comportamiento, ante fuerzas sísmicas, sea admisible, lo cual ha implicado que los investigadores traten de predecir y entender cómo será la respuesta del conjunto suelo-estructura ante dicha situación. Este análisis se encuentra influenciado por la respuesta dinámica del sitio que, de acuerdo con Vucetic y Dobry (1987), en suelos arcillosos puede generalizarse en términos de $G/G_{\text{máx}}$ y del amortiguamiento.

Por tal motivo, se han realizado extensos programas de ensayos de laboratorio y campo para determinar las características del comportamiento del suelo bajo sollicitaciones dinámicas, así como el desarrollo de métodos analíticos para calcular la respuesta sísmica de los depósitos.

Diversos especialistas (Ramberg y Osgood, 1943; Seed e Idris, 1970 -citados en Jaime, 1987-; Hardin y Drnevich, 1972b; Puzrin y Shiran, 2000) han propuesto leyes constitutivas con el fin de reproducir, de la forma más cercana posible, la relación existente entre los esfuerzos cortantes y las deformaciones angulares, considerando el comportamiento no lineal e hysterético de los materiales.

En la ciudad de México, después del terremoto de 1985, se han intensificado las investigaciones para conocer las características que rigen el comportamiento dinámico del subsuelo. Autores tales como Bárcena (1989), Rangel (1990) y Romo (1995) realizaron trabajos enfocados al estudio de la respuesta sísmica de los depósitos del valle. Por otra parte, Rábago (1976), Jaime (1987), Taboada (1989), López (1996) y Pérez (2003), por mencionar algunos, han contribuido con ensayos dinámicos cuyos resultados se han utilizado para identificar las particularidades de los parámetros dinámicos, que distinguen a las arcillas de la cuenca.

5.2 Técnicas analíticas para evaluar el comportamiento dinámico de las arcillas

Cuando una probeta de suelo se somete a deformaciones de pequeña amplitud, la progresión de ciclos no afecta su respuesta, es decir, a sus parámetros de rigidez y amortiguamiento. Sin embargo, se considera que la amplitud de deformación es lo suficientemente grande como para producir ciclos de histéresis en las relaciones esfuerzo-deformación (fig 5.1). En general, se considera que este comportamiento se presenta cuando se tienen valores de deformación entre 10^{-5} y 10^{-3} %.

De acuerdo con la figura, la carga se incrementa hasta el punto *a* después se descarga y recarga de manera que la curva pasa por los puntos *bcdefa*. También se considera que el punto *d* es la imagen del punto *a* con respecto al origen. Esta gráfica esfuerzo-deformación se compone por dos curvas: la primera se denomina curva esqueleto (puntos *agojld*) y reproduce el comportamiento ante carga monotónica; la segunda se conoce como lazo de histéresis (ciclo *abcdef*) y representa las características de disipación de energía (Ishihara, 1996).

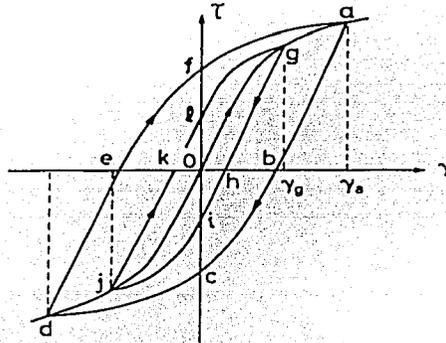


Fig 5.1 Curva histerética no lineal (Ishihara, 1996)

Una vez que se establece cómo cambia el esfuerzo efectivo de confinamiento en la masa de suelo, se busca un modelo constitutivo que defina las relaciones no lineales de la curva esfuerzo-deformación. Generalmente, se establecen dos funciones: una que describa la curva esqueleto; y otra, el ciclo de histéresis.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Algunas de las técnicas analíticas que se revisarán en este trabajo son las siguientes:

- Modelo empírico de Seed e Idriss
- Modelo de Hardin - Drnevich
- Modelo de Ramberg - Osgood
- Modelo hiperbólico general
- Modelo de Davidenkov
- Modelo Logarítmico

Los métodos analíticos mencionados aceptan como válida la regla de Masing (citada en Barcena, 1989), que es uno de los conceptos más utilizados para construir modelos. A continuación se enlistan sus hipótesis.

- El amortiguamiento del material es independiente de la deformación, y por lo tanto es de naturaleza histerética.
- El comportamiento no lineal de los materiales es de naturaleza plástica es decir, la rigidez del suelo regresa a su valor máximo cada vez que la carga cambia de sentido.
- Bajo cargas armónicas de amplitud constante, la respuesta en los materiales se estabiliza, con lo que las curvas esfuerzo-deformación resultan cerradas.

A partir de estos criterios se idealiza la curva esfuerzo-deformación inicial del suelo y se expresa como:

$$\tau = f(\gamma) \quad \dots (5.1)$$

donde τ es el esfuerzo cortante, y γ es la deformación angular.

Por lo que las ramas de descarga y recarga están dadas por:

$$\frac{\tau \pm \tau_n}{2} = f\left(\frac{\gamma \pm \gamma_n}{2}\right) \quad \dots (5.2)$$

donde τ_n es el esfuerzo cortante de los puntos extremos de la curva de histéresis (fig 5.2) y γ_n es la deformación angular correspondiente. La figura muestra que las dos ramas tienen la misma forma que el tramo virgen, pero afectadas por un factor de dos.

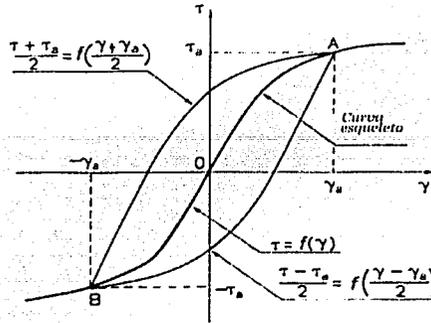


Fig 5.2 Curva esfuerzo-deformación idealizada (Ishihara, 1996)

Por otra parte, si se considera que las propiedades del suelo no varían con el número de ciclos de carga y descarga, entonces el módulo de rigidez al corte se define como el módulo secante:

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{f(\gamma)}{\gamma} \quad \dots (5.3)$$

La relación de amortiguamiento, λ , se define igual que en el capítulo dos (ec. 2.3): a partir de un lazo de histéresis se divide la energía de amortiguamiento entre la energía potencial de deformación almacenada.

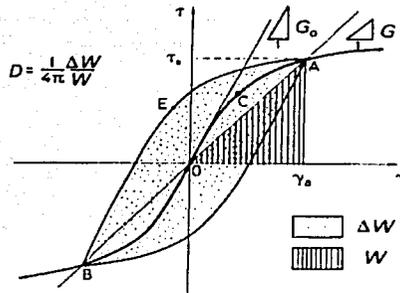


Fig 5.3 Definición de los parámetros dinámicos (Ishihara, 1996)

Cabe señalar que en este trabajo no se obtuvieron curvas, λ versus γ , para un amplio rango de deformaciones angulares. En este caso, los datos experimentales abarcan el intervalo $10^{-5} \leq \gamma \leq 10^{-1}$ [%]; por tal motivo, la revisión de los modelos para el comportamiento dinámico del suelo, se limita únicamente al aspecto de la rigidez.

Por otra parte, los métodos numéricos en estudio se clasificaron en tres grupos: los empíricos, los hiperbólicos y los logarítmicos.

5.3 Modelo empírico

Con base en resultados de laboratorio propios y otros publicados en la literatura, Seed e Idriss (1970, citado en Jaime, 1987) propusieron una correlación empírica para conocer, de manera aproximada, la variación de $G/G_{m\acute{a}x}$ en función de la deformación angular, γ (fig 5.4). Los autores indican que este modelo acepta que el comportamiento dinámico del suelo es el idealizado según la regla de Masing.

Para emplear la curva es necesario determinar $G_{m\acute{a}x}$ mediante alguna técnica de campo o de laboratorio; así, se podrá conocer el valor del módulo de rigidez para cualquier deformación angular.

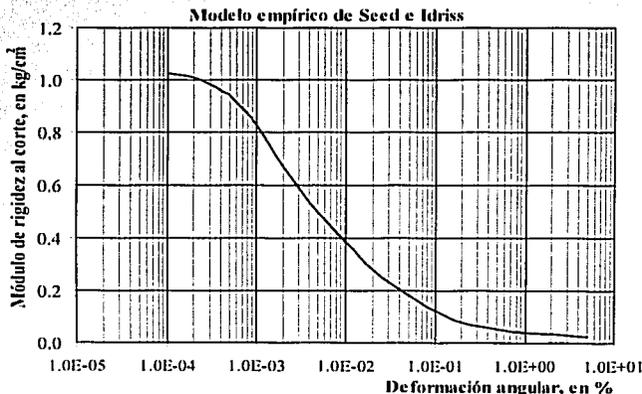


Fig 5.4 Modelo empírico de Seed e Idriss

5.4 Modelos hiperbólicos

La primer función utilizada para describir el comportamiento dinámico del suelo fue la hiperbólica, propuesta por Kondner y Zelasko (1963), cuya investigación demuestra que la curva esfuerzo-deformación de los suelos cohesivos se puede ajustar a una hipérbola (fig 5.5).

Los modelos propuestos, con base en esta hipótesis, presentan un mejor funcionamiento cuando se incluye un número adicional de parámetros que beneficien el ajuste de los datos experimentales.

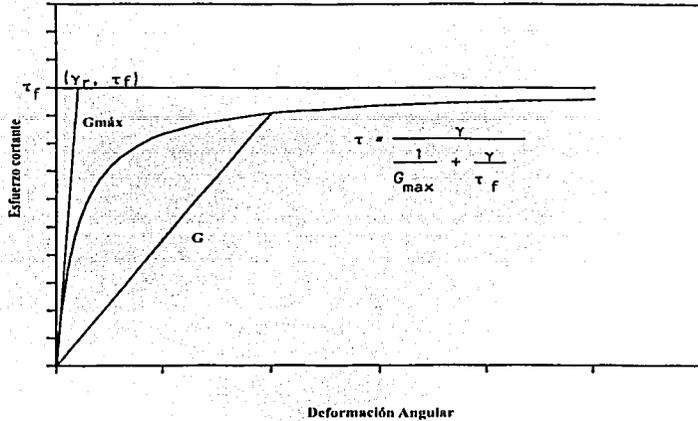


Fig 5.5 Curva esfuerzo-deformación, Modelo hiperbólico

5.4.1 Hardin-Drnevich

Hardin y Drnevich (1972b) proponen el modelo siguiente:

$$\tau = \frac{G_{\text{máx}} \cdot \gamma}{1 + \frac{G_{\text{máx}}}{\tau_f} \cdot \gamma} \quad \dots (5.4)$$

donde, $G_{\text{máx}}$: módulo tangente inicial
 τ_f : resistencia del suelo al corte

γ_r es la deformación angular de referencia y está definida por:

$$\gamma_r = \frac{\tau_f}{G_{\text{máx}}} \quad \dots (5.5)$$

Por lo anterior, el módulo de rigidez secante para cualquier deformación angular es:

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad \dots (5.6)$$

Para utilizar este modelo se debe conocer $G_{\text{máx}}$ y τ_f , después se sustituyen estos valores en las ecuaciones 5.5 y 5.6.



O bien, se determina $G_{\text{máx}}$ a partir de una prueba de columna resonante y de la ecuación 5.6 se desprende que $G/G_{\text{máx}} = 0.5$, para $\gamma = \gamma_r$; por lo que el valor de γ_r se puede obtener directamente de la curva experimental.

5.4.2 Ramberg-Osgood

Este modelo representa la rama virgen de la curva esfuerzo-deformación del suelo con la siguiente ecuación:

$$\tau = \frac{G_y \gamma}{1 + \alpha \left(\frac{G \gamma}{G_y \gamma_y} \right)^{r-1}} \quad \dots (5.7)$$

en la cual, $G_y = \frac{\tau_y}{\gamma_y}$

donde, τ_y : esfuerzo cortante de un punto característico de la curva virgen
 γ_y : deformación angular de un punto característico de la curva virgen
 α, r : constantes que permiten ajustar la forma y la posición de la curva

De acuerdo con Ishihara el punto característico no debe ser ambiguo, por ejemplo, Hara (1980) sugiere que τ_y y γ_y sean la resistencia al corte del suelo, τ_r , y la deformación angular de referencia, γ_r . Esta sugerencia es más razonable, que agregar una constante arbitraria como lo propuso Richart (1975) (Referencias citadas en Ishihara, 1982).

Sustituyendo τ en la ecuación 5.7, se tiene que:

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = \frac{1}{1 + \alpha \left(\frac{G \gamma}{G_{\text{máx}} \gamma_r} \right)^{r-1}} \quad \dots (5.8)$$

El modelo de Ramberg-Osgood emplea cuatro parámetros para representar las propiedades dinámicas del suelo (τ_r , $G_{\text{máx}}$ o γ_r , α y r). En este caso, τ_r y $G_{\text{máx}}$ se calculan igual que en el modelo de Hardin-Drnevich y las constantes α y r , como se indica a continuación.

$$\alpha = \frac{\gamma_r}{\gamma_r} - 1 \quad \dots (5.9)$$

α resulta de sustituir $\tau = \tau_r$ y $\gamma = \gamma_r$ o $G = \tau_r / \gamma_r$, en la ecuación 5.8

r se calcula a partir de la ecuación 5.10, tomando un punto conocido (λ , $G/G_{\text{máx}}$); o bien, los valores en el momento de la falla.



$$\lambda = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \left(1 - \frac{G}{G_{\text{máx}}} \right) \quad \dots (5.10)$$

Este modelo tiene la misma forma que el de Hardin-Drnevich; sin embargo, las constantes α y r permiten ajustar mejor los datos experimentales.

5.4.3 Hiperbólico general

En este modelo se proponen dos ecuaciones básicas para carga (ec. 5.11) y descarga (ec. 5.12):

$$\frac{d\tau}{d\gamma} = G_{\text{máx}} [1 - F(\gamma - \gamma_{\text{min}})] \quad \dots (5.11)$$

$$\frac{d\tau}{d\gamma} = G_{\text{máx}} [1 - F(\gamma_{\text{máx}} - \gamma)] \quad \dots (5.12)$$

De lo anterior, Martín (citado en Jaime, 1987) demostró que la variación de $G/G_{\text{máx}}$ versus γ se puede escribir como:

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = [1 - H(\gamma)] \quad \dots (5.13)$$

donde $H(\gamma)$ es:

$$H(\gamma) = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)}{a + b \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)} \quad \dots (5.14)$$

Sustituyendo $H(\gamma)$ en la ecuación 5.13 se tiene el modelo de Martin-Davidenkov:

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = 1 - \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)}{a + b \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)} \quad \dots (5.15)$$

Esta ecuación es un modelo hiperbólico general, ya que si $a = b = 1$, la expresión se reduce al modelo propuesto por Hardin y Drnevich

Para determinar los parámetros a y b , con la curva G versus γ , se realiza una transformación de ejes de la hipérbola dada por la ecuación 5.15. Se hace eje de las abscisas a (γ/γ_r) y de las ordenadas a $(\gamma/\gamma_r)/(1-G/G_{\text{máx}})$; así si los datos experimentales se alinean a una recta; donde la ordenada al origen es "a" y su pendiente es "b".

5.4.4 Davidenkov

Esta técnica analítica tiene como base el modelo hiperbólico general, sin embargo, define la función $H(\gamma)$ en términos de los parámetros A y B , los cuales definen la geometría de la curva que relaciona a G y γ (Flores, 1996).

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{A_1}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{A_1}} \right]^{B_1} \dots (5.26)$$

Conociendo la función $H(\gamma)$ y el valor de G_{\max} , se pueden obtener los valores de G para cualquier deformación angular. Los parámetros γ_r , A_1 y B_1 se obtienen a partir de ensayos dinámicos y son una función del índice de plasticidad (Romo, 1990).

De acuerdo con Romo y Ovando (1993), la ecuación 5.26, también se puede escribir como:

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \dots (5.27)$$

Estos autores indican que γ_r es una función de la consistencia relativa, I_r , del material.

Por otra parte, Romo (1995) redefinió el exponente A como A' , y lo expresa en términos de I_r .

El modelo del Davidenkov ha demostrado ser una de las mejores herramientas para reproducir el comportamiento dinámico del suelo (Romo y Ovando, 1993; Romo, 1995; Flores, 1996; Pérez, 2003). En este trabajo, se utilizó la ecuación 5.26 para ajustar los resultados experimentales.

5.5 Modelo Logarítmico

Como una alternativa para representar el comportamiento no lineal esfuerzo-deformación de suelos y rocas, Puzrin y Burland (1996) analizaron resultados de pruebas estáticas y propusieron una técnica numérica basada en la función logarítmica, la cual consideran lo suficientemente versátil para ajustar datos experimentales normalizados en un amplio rango de deformaciones.

No obstante, para corroborar que dicha técnica sirve en la predicción del comportamiento cíclico del suelo, en un rango de deformaciones de pequeñas a medianas; Puzrin y Shiran (2000) evaluaron la capacidad de ajuste del modelo contra datos experimentales encontrados en la literatura, cubriendo una amplia gama de suelos.

De acuerdo con estos autores, la función logarítmica ofrece adelantos en la modelación del comportamiento dinámico del suelo, ya que esta relación constitutiva incluye parámetros fáciles de determinar y comprobaron su capacidad de ajustar exactamente las curvas experimentales.

El modelo logarítmico propuesto por Puzrin y Burland (1996) es el siguiente:

$$y = x - \alpha x [\ln(1 + x)]^R \quad \dots (5.28)$$

A partir de esta ecuación Puzrin y Shiran (2000) determinaron el módulo de rigidez al corte del suelo:

$$\frac{G_{eq}}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{y}{x} = 1 - [\alpha \ln(1 + x)]^R \quad \dots (5.29)$$

donde y es el esfuerzo cortante normalizado:

$$y = \frac{\tau}{\tau_L} \quad \dots (5.30)$$

x es la deformación angular normalizada:

$$x = \frac{\gamma}{\tau_L} G_{m\acute{a}x} \quad \dots (5.31)$$

donde τ_L es el esfuerzo cortante límite (límite superior del rango de esfuerzos) según la figura 5.5.

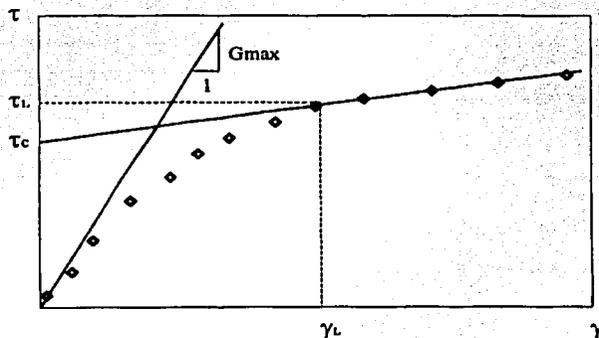


Fig 5.5 Derivación de los parámetros a partir de una curva experimental

Los coeficientes α y R están dados por:



$$R = \frac{c (1 + x_L) \ln(1 + x_L)}{x_L (x_L - 1)} \quad \dots (5.32)$$

$$\alpha = \frac{x_L - 1}{x_L [\ln(1 + x_L)]^R} \quad \dots (5.33)$$

donde x_L es la deformación límite normalizada. c es la intersección entre la tangente y la función en la deformación x_L según la figura 5.6. γ_L es la deformación angular para el esfuerzo cortante límite; y $(G_{eq})_L$ es el módulo de rigidez equivalente a la deformación angular límite.

$$x_L = \frac{\gamma_L}{\tau_L} G_{m\acute{a}x} = \left(\frac{G_{m\acute{a}x}}{(G_{eq})_L} \right) \quad \dots (5.34)$$

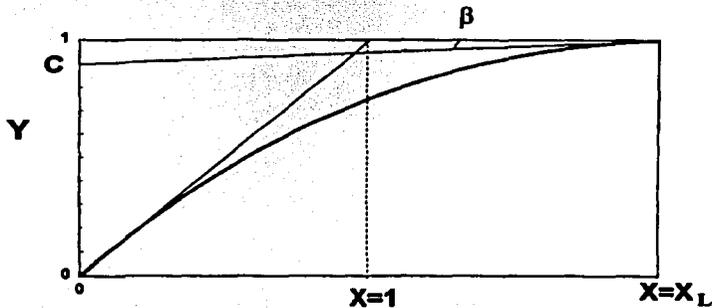


Fig 5.6 Curva normalizada esfuerzo-deformación

Por último, rescribiendo la ecuación 5.29, de acuerdo con la nomenclatura utilizada en este trabajo; el modelo logarítmico queda expresado como:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = 1 - \left[\alpha \ln \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \right]^R \quad \dots (5.35)$$

5.6 Modelación de resultados

Este apartado presenta la modelación de los datos experimentales, que consistió en aplicar las teorías expuestas a los resultados de cinco muestras ensayadas en columna resonante y en equipo triaxial (estático o cíclico), de esta manera se obtuvieron curvas para un intervalo de deformación desde 10^{-5} hasta 3%. En la tabla 5.1 se indica cuáles fueron las probetas utilizadas, así como el tipo de ensaye al que fueron sometidas.

Tabla 5.1 Resumen de muestras empleadas en la revisión de modelos

Sondeo	Muestra	Prof. (m)	Tipo de ensaye	σ'_c (kg/cm ²)
SMS-1	a	8.20-8.40	CR, TX-E	1.5
	b	21.20-21.40	CR, TX-E	2.0
SMC-4	c	17.20-17.40	CR, TX-E	1.5
SMC-14	d	17.50-17.70	CR, TX-E	1.5
SMC-29	e	17.60-17.80	CR, TX-C	2.0

Nota: CR, Columna resonante; TX-E, Triaxial estática; TX-C, Triaxial cíclica

En la figura 5.7 se exhiben la curvas, G versus γ , analizadas en este capítulo en las cuales se observa la influencia que tiene la plasticidad en el módulo de rigidez al corte y en el comportamiento lineal del suelo. Es decir, a menor índice de plasticidad los valores de G aumentan, aunque el comportamiento lineal del suelo se presenta hasta deformaciones de 0.001% (correspondiente a un material con $I_p=58\%$) y hasta valores de 0.03%, para una muestra con $I_p=236\%$.

La figura 5.8 presenta las mismas curvas, pero normalizadas con respecto al módulo de rigidez inicial, $G_{m\acute{a}x}$. En esta gráfica se ve que la influencia del índice de plasticidad no es tan evidente, en cambio, el efecto de la historia de esfuerzos es notable ya que no todas las muestras provienen de la misma profundidad.

Por otra parte, se aprecia que en la rama de degradación existen tres tipos de comportamiento, según la pendiente:

- Las muestras del SMS-1, prof. 21.3 m y del SMC-4, prof. 17.3 m, tienen una pendiente prácticamente recta.
- Las muestras del SMS-1, prof. 8.3 m y del SMC-14, prof. 17.6 m, tiene una pendiente cóncava hacia arriba.
- La probeta del SMC-29, prof. 17.7 m, presenta una pendiente cóncava hacia abajo.

El cambio de la geometría en el tramo de degradación está relacionado con la forma de la señal que se aplica a la probeta, lo cual se atribuye al tipo de ensaye. Es decir, en la cámara triaxial cíclica el espécimen se somete a una señal periódica sinusoidal con cierto número de ciclos, posteriormente, se incrementa la amplitud de la señal y se aplica una nueva serie de ciclos a la muestra. Para cada una de estas secuencias se obtiene un lazo de histéresis, con el que se determinan los parámetros de rigidez, amortiguamiento y deformación angular.

En el caso de la cámara triaxial estática, la señal que se transmite a la probeta es una rampa (deformación a velocidad constante), en este ensaye para cada incremento de deformación, δ , se registra una carga axial, ΔP ; con los resultados se construye una curva esfuerzo-deformación a partir de la cual se calcula el módulo de rigidez secante, E_s , en seguida utilizando la Teoría de la Elasticidad se infiere el valor del módulo de rigidez al corte, G (ver sección 2.2.1) y de la deformación angular, γ .

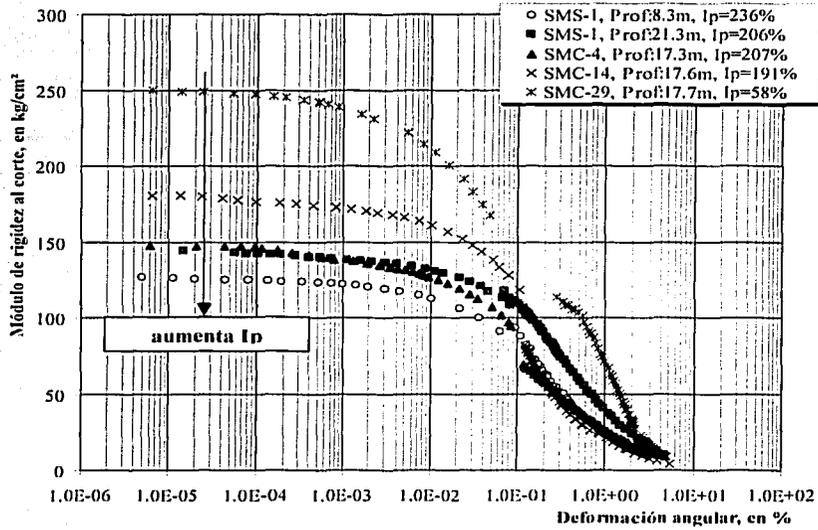


Fig 5.7 Datos experimentales para la modelación

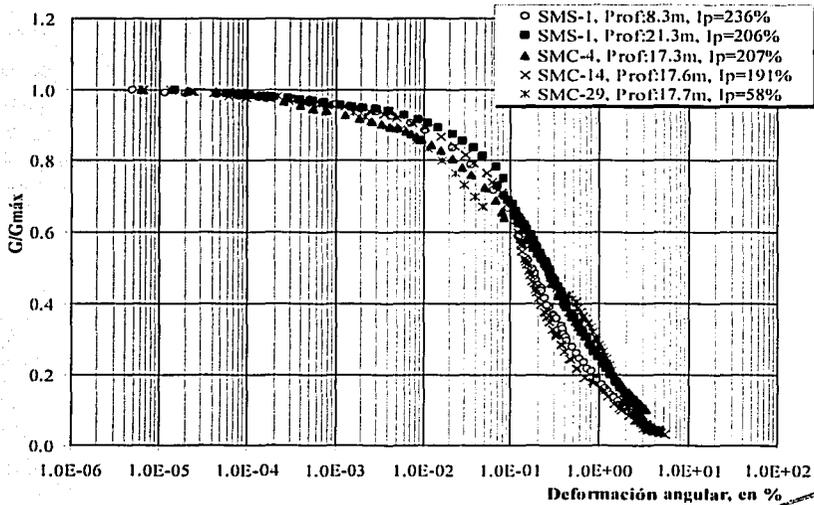


Fig 5.8 Curva de rigidez normalizada



A continuación, se presenta el ajuste de los datos experimentales con los modelos estudiados en el capítulo anterior.

5.6.1 Modelo de Seed e Idriss

En la figura 5.9 se compara la relación empírica de Seed e Idriss con al curva G/G_{\max} versus γ para las arcillas del antiguo lago de Texcoco. Los resultados muestran que este suelo tiene un comportamiento dinámico singular y no comparable con el de otras arcillas del mundo, por lo que esta correlación no es aplicable al subsuelo del antiguo lago.

Por otra parte, sólo para este modelo, se presenta una comparación con los resultados de amortiguamiento (fig 5.10). En general, los valores de λ se ubican arriba del límite inferior de la curva teórica, esto coincide con las observaciones hechas por Jaime (1987). Sin embargo, en esta gráfica las curvas se cruzan en una deformación de 10^{-3} %, a partir de la cual los datos experimentales siguen una trayectoria "recta", sin exhibir algún punto donde el valor de amortiguamiento se incremente.

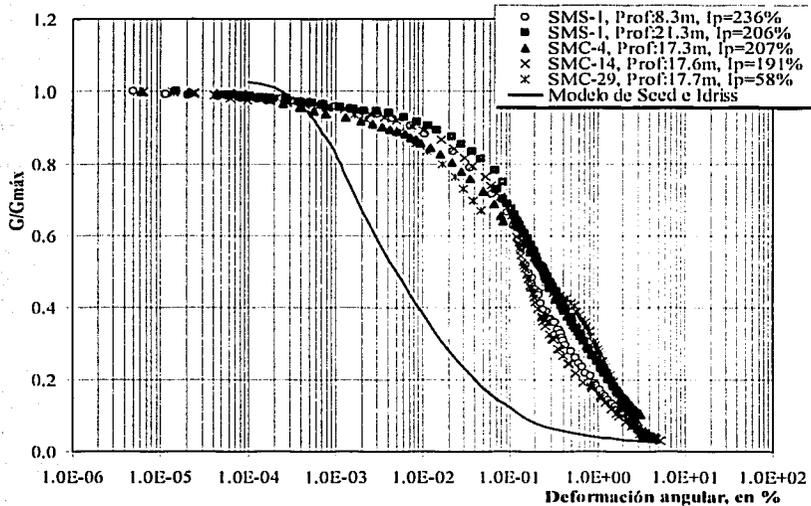


Fig 5.9 Comparación entre el modelo empírico y los resultados de rigidez

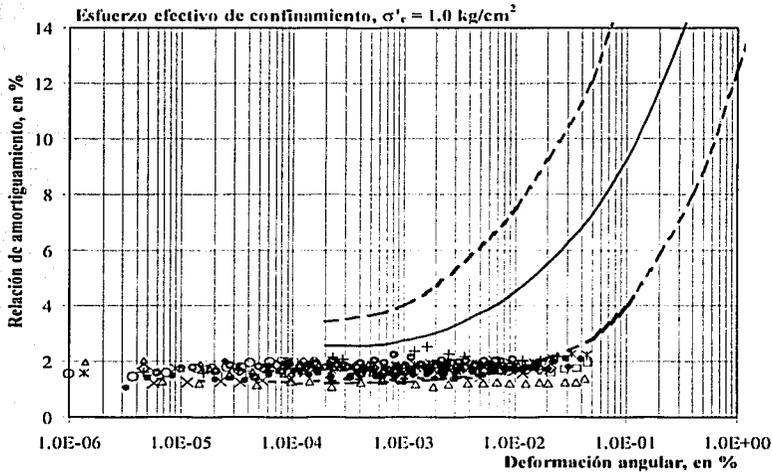


Fig 5.9 Comparación entre el modelo empírico y los resultados de amortiguamiento

5.6.2 Modelo de Hardin-Drnevich

Para aplicar los modelos de tipo hiperbólico, se determinó -para cada probeta- una deformación angular de referencia, γ_r ; cuyo valor se obtuvo de manera gráfica para un módulo de rigidez igual al 50% de G_{\max} .

En la tabla 5.2 se enlistan las deformaciones angulares de referencia para cada una de las muestras analizadas.

Tabla 5.2 Valores de la deformación angular de referencia

Sondeo	Profundidad (m)	w (%)	Ip (%)	Ss	γ_r
SMS-1	8.20-8.40	262.29	236.25	3.17	0.16
	21.20-21.40	225.38	206.15	3.32	0.26
SMC-4	17.20-17.40	285.20	203.68	2.50	0.24
SMC-14	17.50-17.70	245.98	191.13	3.17	0.15
SMC-29	17.60-17.80	240.58	58.13	2.72	0.20

Nota: w, contenido de agua; Ip, índice de plasticidad; Ss, densidad de sólidos; γ_r , deformación angular de referencia

Los ajustes correspondientes a este modelo se presentan en las figuras 5.10 a 5.15. En este caso, para las probetas del SMC-4, prof. 17.3 m (fig 5.13) y del SMC-29, prof. 17.7 m (fig 5.15), las curvas teórica y experimental difieren notablemente. Lo anterior se debe a que esta técnica numérica es muy sencilla, ya que no incluye parámetros que mejoren el ajuste de los resultados.

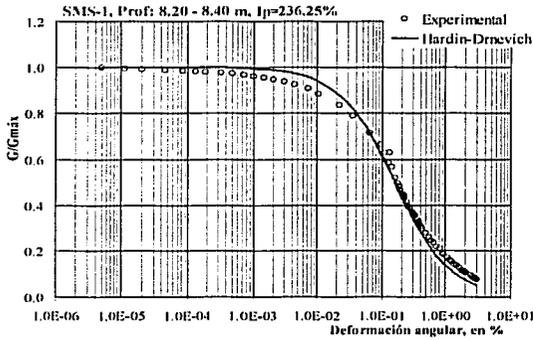


Fig 5.11 Modelo Hardin-Drnevich muestra (a)

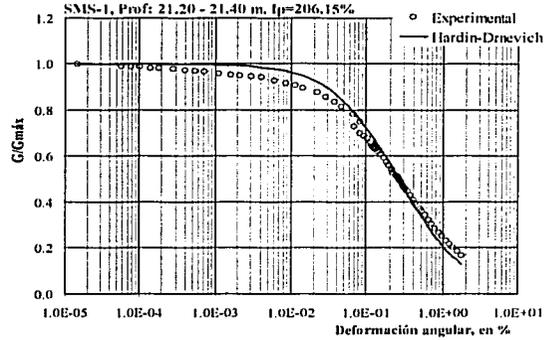


Fig 5.12 Modelo Hardin-Drnevich muestra (b)

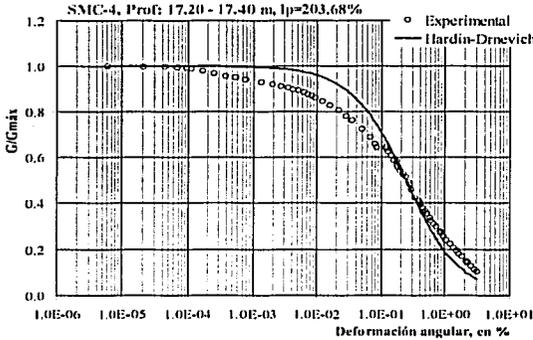


Fig 5.13 Modelo Hardin-Drnevich muestra (c)

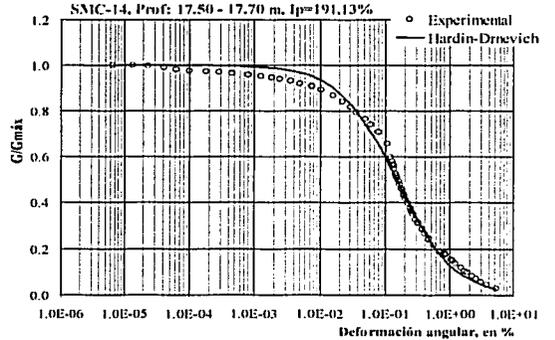


Fig 5.14 Modelo Hardin-Drnevich muestra (d)

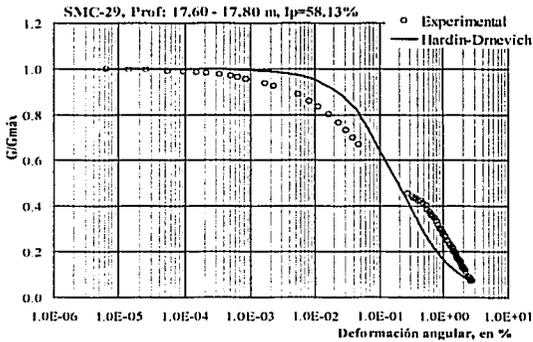


Fig 5.15 Modelo Hardin-Drnevich muestra (e)

5.6.3 Modelo de Ramberg-Osgood

Las siguientes técnicas numéricas, incluyendo ésta, comprenden parámetros que favorecen la modelación de los resultados. No obstante que el presente trabajo careció de la información experimental para calcular dichos valores, la determinación se hizo por tanteos, hasta encontrar el parámetro que favoreciera la superposición de las curvas teórica y experimental.

En las figuras 5.16, 5.17 y 5.18 se exhibe la aplicación del modelo de Ramberg y Osgood. Las gráficas muestran las limitantes de esta técnica, ya que el ajuste de las curvas es aceptable en la rama de degradación, pero difiere en el tramo de deformaciones pequeñas ($\gamma < 10^{-2}$ %). Además, en dos especímenes la modelación fue prácticamente imposible (fig 5.19 y 5.20) por lo que se recomienda evitar el uso de este método para simular el comportamiento dinámico de las arcillas del antiguo lago de Texcoco.

Por otra parte, en la tabla 5.3 se resumen los valores encontrados de los parámetros α y r considerados en esta técnica numérica. También se incluye, con el fin de comparar, la estimación hecha por Jaime (1987) para el lago de Texcoco virgen.

Tabla 5.3 Resumen de parámetros para el modelo de Ramberg-Osgood

Sondeo	Profundidad (m)	γ_c	Ramberg-Osgood	
			α	r
SMS-1	8.20-8.40	0.16	3.55	2.75
	21.20-21.40	0.26	3.31	2.58
SMC-4	17.20-17.40	0.24	3.0	2.4
SMC-14	17.50-17.70	0.15	-	-
SMC-29	17.60-17.80	0.2	-	-
Jaime		0.9	1.89	2.1

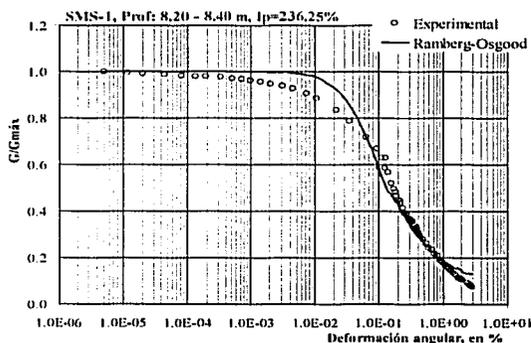


Fig 5.16 Modelo Ramberg-Osgood muestra (a)

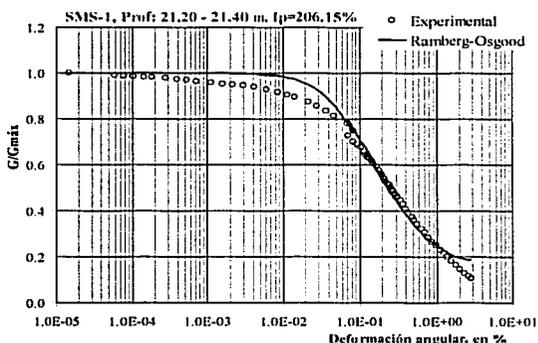


Fig 5.17 Modelo Ramberg-Osgood muestra (b)

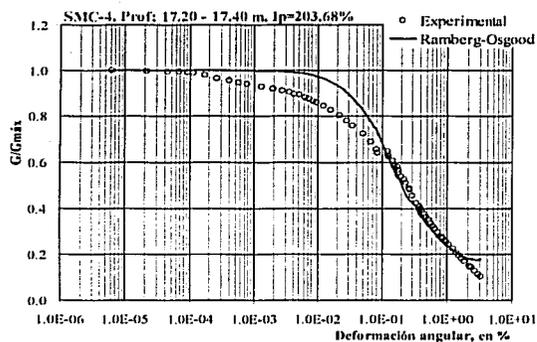


Fig 5.18 Modelo Ramberg-Osgood muestra (c)

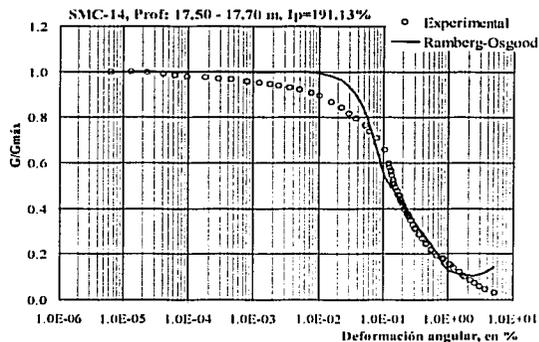


Fig 5.19 Modelo Ramberg-Osgood muestra (d)

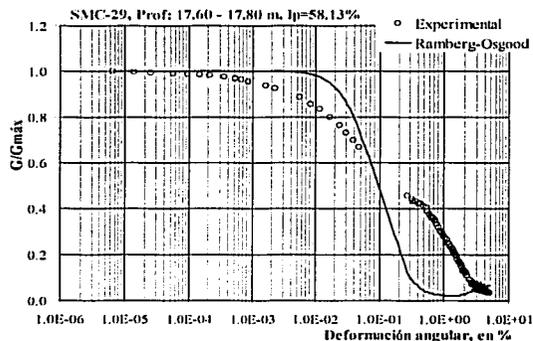


Fig 5.20 Modelo Ramberg-Osgood muestra (e)

5.6.4 Modelo hiperbólico general

El uso de esta técnica numérica proporcionó un buen ajuste para las muestras de los sondeos SMS-1 y SMC-14 (fig 5.21, 5.22 y 5.24, respectivamente). Para el espécimen del sitio SMC-4 (fig 5.23) el ajuste fue aproximado. Sin embargo, para la probeta del SMC-29 (fig 5.25) es obvio que hay una gran diferencia entre las curvas teórica y experimental; lo cual puede atribuirse a las características particulares (descritas en el inciso 5.6) de estos resultados.

La tabla 5.4 presenta los parámetros a y b calculados para cada probeta; además, se comparan con la estimación hecha por Jaime (1987). En este caso, dos muestras exhiben valores similares, excepto por su deformación angular de referencia.

Tabla 5.4 Resumen de parámetros para el modelo Hiperbólico General

Sondeo	Profundidad (m)	γ_r	Hiperbólico	
			a	b
SMS-1	8.20-8.40	0.16	0.84	1.075
	21.20-21.40	0.26	0.86	1.07
SMC-4	17.20-17.40	0.24	0.76	1.13
SMC-14	17.50-17.70	0.15	0.95	1.025
SMC-29	17.60-17.80	0.2	0.93	1.01
Jaime		0.6	0.95	1.05

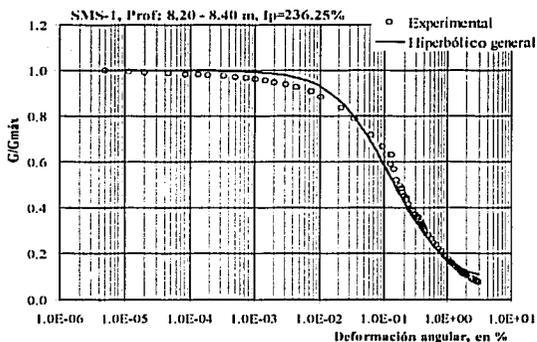


Fig 5.20 Modelo Hiperbólico general muestra (a)

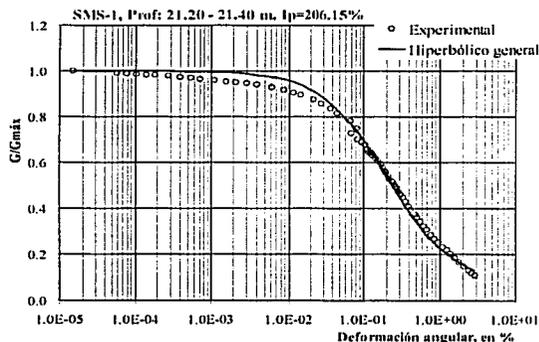


Fig 5.21 Modelo Hiperbólico general muestra (b)

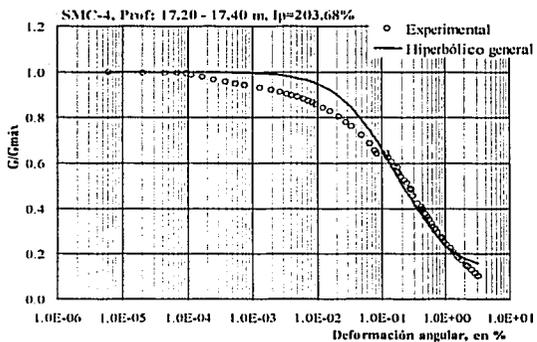


Fig 5.23 Modelo Hiperbólico general muestra (c)

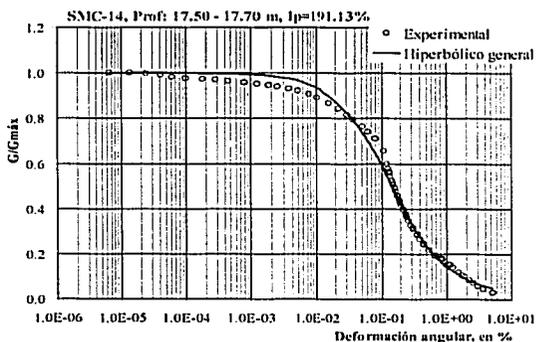


Fig 5.24 Modelo Hiperbólico general muestra (d)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

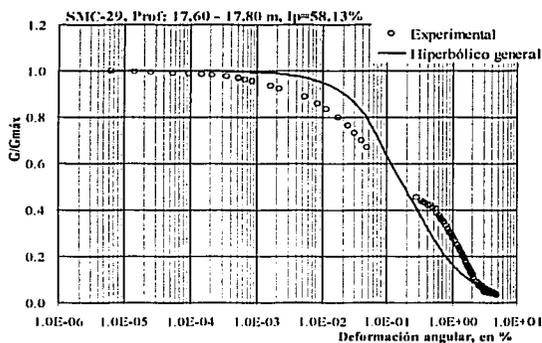


Fig 5.25 Modelo Hiperbólico general muestra (e)

5.6.5 Modelo de Davidenkov

Con esta técnica numérica se obtuvieron los mejores ajustes a las curvas experimentales (fig 5.26 a 5.29); aunque nuevamente en la muestra del sondeo SMC-29 (fig 5.30), la modelación fue poco adecuada. En la tabla 5.5 se enlistan los valores de los parámetros A y B (ec. 5.26) calculados para cada probeta.

Por otra parte, se verificó la posible relación entre la deformación angular de referencia, γ_r , y la consistencia relativa, I_r , descrita por Romo y Ovando (1993) (fig 5.31). En esta curva se exhibe γ_r como una función creciente de I_r ; no obstante, existe un punto que sobresale visiblemente de dicha tendencia.

Es importante recordar que, para las arcillas del antiguo lago de Texcoco, la consistencia relativa está en términos de algunas propiedades índice, influenciadas por la salinidad del suelo. De manera que esta correlación deberá tomarse con reserva; o bien, verificar dicho comportamiento con un mayor número de datos experimentales.

Tabla 5.5 Resumen de parámetros para el modelo Davidenkov

Sondeo	Profundidad (m)	γ_r	Davidenkov	
			A	B
SMS-1	8.20-8.40	0.16	0.80	0.97
	21.20-21.40	0.26	0.76	0.97
SMC-4	17.20-17.40	0.24	0.69	0.92
SMC-14	17.50-17.70	0.15	0.90	0.99
SMC-29	17.60-17.80	0.2	0.91	0.88

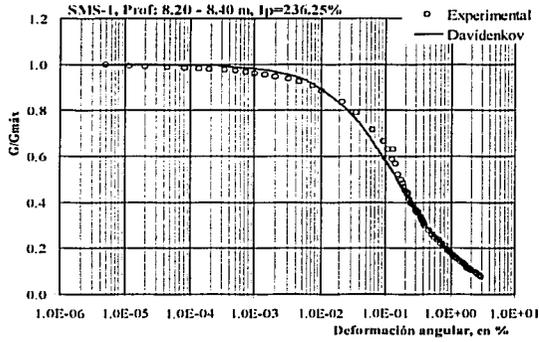


Fig 5.26 Modelo Davidenkov muestra (a)

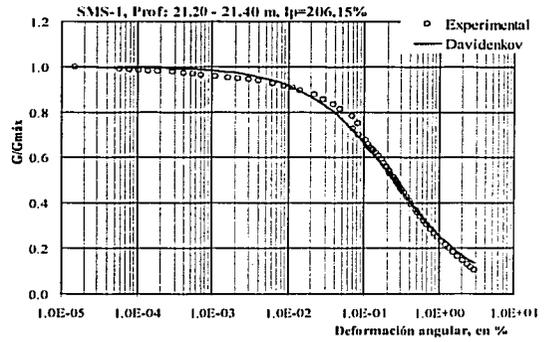


Fig 5.27 Modelo Davidenkov muestra (b)

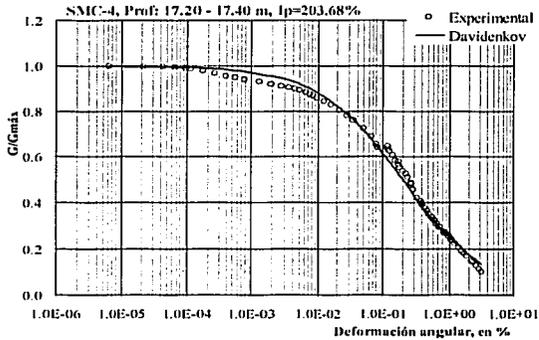


Fig 5.28 Modelo Davidenkov muestra (c)

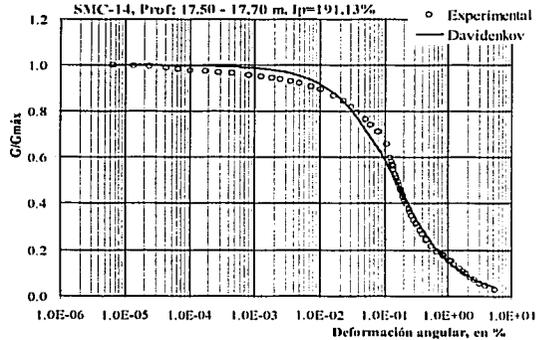


Fig 5.29 Modelo Davidenkov muestra (d)

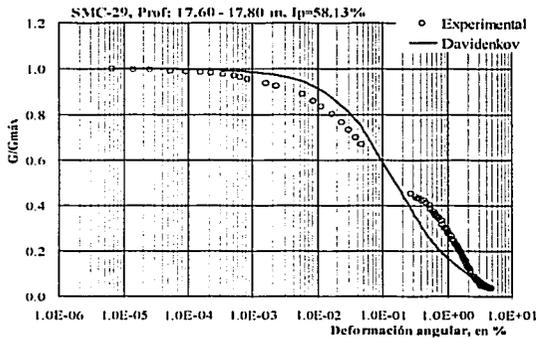


Fig 5.30 Modelo Davidenkov muestra (e)

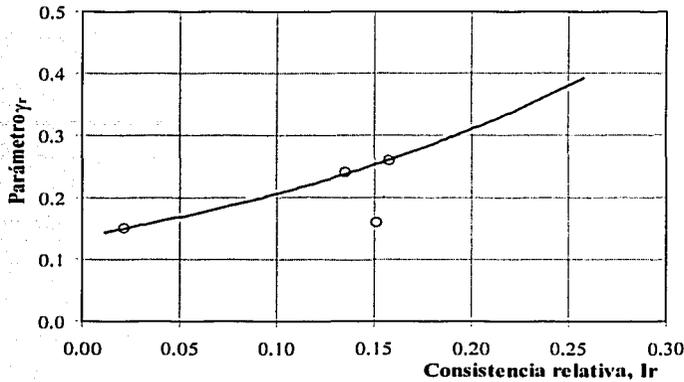


Fig 5.31 Relación entre γ_r y la consistencia relativa

5.6.6 Modelo Logarítmico

Esta técnica numérica que es alternativa para representar las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos, resultó adecuada en la mayoría de las muestras, excepto en la del sondeo SMC-14, prof. 17.6m (fig 5.35). Esto se debe a las limitaciones propias de la función, ya que en la rama de degradación, esta probeta tiene una curvatura cóncava hacia arriba muy pronunciada; la cual puede ajustarse correctamente con una función hiperbólica. Sin embargo, los modelos de este tipo no se ajustaron a las peculiaridades del espécimen del sitio SMC-29, prof. 17.7 m, en contraste con el modelo logarítmico que exhibe una superposición buena entre las curvas experimental y teórica (fig 5.36).

Otra de las virtudes que tiene este modelo es que sus parámetros están en términos de la deformación angular. En la tabla 5.5 se resumen los valores de α y R encontrados para cada probeta.

Tabla 5.5 Resumen de parámetros para el modelo Logarítmico

Sondeo	Profundidad (m)	γ_r	Logarítmico	
			α	R
SMS-1	8.20-8.40	0.16	0.300	0.510
	21.20-21.40	0.26	0.335	0.515
SMC-4	17.20-17.40	0.24	0.295	0.425
SMC-14	17.50-17.70	0.15	0.265	0.535
SMC-29	17.60-17.80	0.20	0.290	0.460

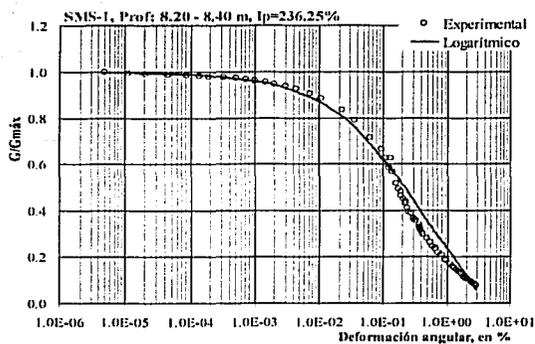


Fig 5.32 Modelo Logarítmico muestra (a)

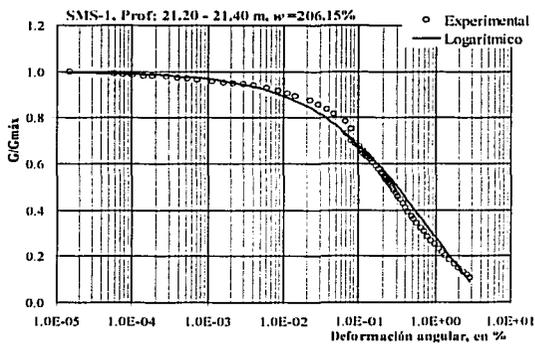


Fig 5.33 Modelo Logarítmico muestra (b)

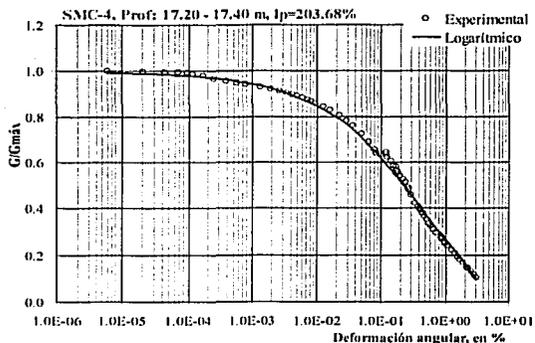


Fig 5.34 Modelo Logarítmico muestra (c)

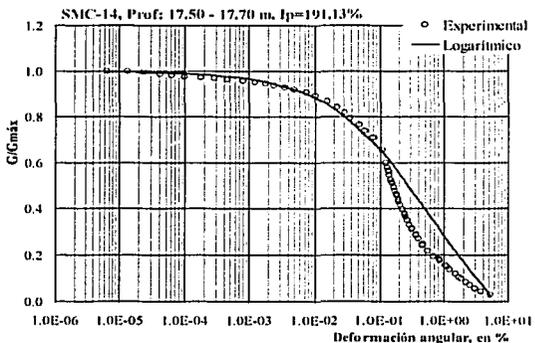


Fig 5.35 Modelo Logarítmico muestra (d)

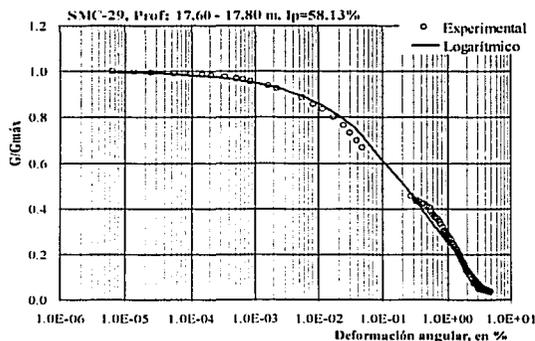


Fig 5.36 Modelo Logarítmico muestra (e)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Conclusiones

Esta tesis presenta los resultados de una investigación experimental enfocada a estudiar el comportamiento dinámico de las arcillas del antiguo lago de Texcoco, a bajos niveles de deformación angular ($10^{-5}\% \leq \gamma \leq 10^{-2}\%$).

El programa de laboratorio comprendió diversos ensayos de columna resonante y en cámara triaxial (estática o cíclica), en 18 especímenes inalterados extraídos de la zona donde se proyectó la edificación de un nuevo aeropuerto para la ciudad de México, en el antiguo lago de Texcoco. La mayoría de las muestras eran arcillas de alta compresibilidad cuyo contenido de agua varió en el intervalo de $170\% \leq w \leq 370\%$; el índice de plasticidad, en el intervalo de $58\% \leq I_p \leq 307\%$; y la densidad de sólidos, S_s , entre 2.5 y 3.32.

Con base en los resultados experimentales de las pruebas descritas se establecen las siguientes conclusiones:

- Se calcularon los parámetros dinámicos de rigidez y amortiguamiento, en términos de la deformación angular. Así se corroboró que a mayor esfuerzo de confinamiento el módulo de rigidez al corte, G , se incrementa y la relación de amortiguamiento, λ , disminuye; a pesar de que en este parámetro la influencia de dicha presión no es tan evidente.
- En la mayoría de las muestras se observó el valor crítico de deformación, a partir del cual el suelo pasa de una condición casi elástico-lineal hacia un visible comportamiento no lineal. El intervalo donde se localizó dicho umbral está entre $0.0032\% \leq \gamma_c \leq 0.02\%$, lo cual difiere del valor de $\gamma_c = 0.1\%$ descrito para las arcillas de la zona urbana.

- Algunos especímenes superficiales no exhibieron el amplio intervalo de comportamiento lineal característico de las arcillas de la cuenca de México; en este caso, los valores de G disminuyen con una pendiente suave al aumentar γ .
- Para deformaciones angulares menores de $10^{-2}\%$, el máximo valor de amortiguamiento determinado fue de 2.2%. Esto significa que la arcilla del antiguo lago de Texcoco tiene poca capacidad para disipar energía.

De acuerdo con las curvas de rigidez *versus* deformación angular, normalizadas con respecto a: el valor inicial de rigidez, $G_{\text{máx}}$, el esfuerzo efectivo de campo, σ'_{vo} , la carga de preconsolidación σ'_{pc} , el esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , y la resistencia no drenada s_u , se concluye a continuación que:

- Con los datos experimentales normalizados respecto a $G_{\text{máx}}$, se estudió la variación del del módulo de degradación, $G/G_{\text{máx}}$, en cada sitio de exploración. En general, las muestras más profundas exhibieron los mayores intervalos de comportamiento lineal, así como la menor degradación (cuando $\gamma > 10^{-3}\%$).
- Al agrupar toda la información por esfuerzo, se observó que el módulo de degradación, $G/G_{\text{máx}}$, depende del esfuerzo efectivo de confinamiento al que se encuentre sometido el material.
- Para las arcillas del antiguo lago de Texcoco, el parámetro que favorece la concentración de los resultados experimentales -al normalizarlos- es el esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c . En este caso la dispersión de los datos disminuye a mayor confinamiento.

A partir de las relaciones establecidas entre la variación del módulo de rigidez y parámetros tales como: el esfuerzo de confinamiento, σ'_c , la profundidad, la relación de vacíos, e , el contenido de agua, w (%), el índice de plasticidad, I_p (%), y el índice de liquidez, IL (%); se concluye lo siguiente:

- Para cada una de las muestras se observó que, en general, el $G_{\text{máx}}$ varía con el σ'_c elevado a una potencia cercana a 0.5, aunque en algunos casos se obtuvieron exponentes mayores.
- A partir de la correlación establecida por Romo (1995) entre el módulo de rigidez al corte (a pequeñas deformaciones) y el esfuerzo de confinamiento, el índice de plasticidad y la consistencia relativa, se propuso una corrección con el fin de mejorar el ajuste de los datos experimentales y conocer la tendencia que sigue la rigidez de las arcillas del antiguo lago de Texcoco.
- El perfil de $G_{\text{máx}}$ *versus* profundidad se ajustó a la estratigrafía del sitio, es decir, los módulos de rigidez mayores corresponden a los estratos cercanos a la costra superficial y a los que se localizan en la vecindad de la capa dura; por el contrario, los valores de rigidez menores se localizan en las capas de arcilla blanda.

- En términos generales, el módulo de rigidez al corte se incrementa cuando disminuye el contenido de agua, o el índice de plasticidad, o el volumen específico, $1+e$.
- La tendencia que sigue el módulo de rigidez en función del índice de liquidez no se estableció con precisión debido a la dispersión de los datos.

Se examinó cualitativamente cómo afecta la salinidad del suelo en algunas de las comparaciones mencionadas. Esto se logró con una corrección propuesta para determinar la concentración salina y calcular los contenidos de agua rectificadas por dicho concepto. Este procedimiento resultó muy simple, ya que en estos casos se debe estudiar la interacción fisicoquímica que existe entre los minerales de arcilla y los compuestos salinos involucrados.

- La concentración de sal influye en las propiedades índice de las arcillas del antiguo lago de Texcoco, ya que los contenidos de agua tienen valores menores de lo esperado, en cambio en la densidad de sólidos se determinan valores cercanos a 3 o mayores.
- Los especímenes con mayor salinidad ($>10\%$) correspondieron a los sondeos SMS-1, SMS-8 y SMC-14, cuya localización está en las cercanías del Caracol. Los sitios con salinidad más baja ($<5\%$) fueron el SMM-18, el SMC-4.
- En la relación G_{\max} versus $(1+e)_{\text{corregido por salinidad}}$ se observó que la dispersión de los datos disminuyó. Esto señala que si fuera práctico determinar los contenidos de sal para cada probeta y corregir sus propiedades índice, no sólo se conseguiría establecer con mayor claridad tendencias de comportamiento, sino también correlaciones entre los parámetros dinámicos y las propiedades índice del suelo.
- El estudio del comportamiento del suelo cuya salinidad es alta, es un problema complejo que requiere de mayor investigación.

Por otra parte, se realizaron ensayos gemelos en columna resonante y en equipo triaxial (estático o cíclico), de los cuales se obtuvieron curvas de rigidez para un intervalo de deformaciones amplio ($10^{-5}\% \leq \gamma \leq 1\%$). De acuerdo con estos resultados experimentales se comparó la aplicabilidad de distintas técnicas analíticas, útiles para simular el comportamiento dinámico del suelo.

- El modelo empírico de Seed e Idriss no debe aplicarse a las arcillas del ex lago de Texcoco, ya que este material representa un caso extremo, en comparación con los diversos tipos de suelos que utilizaron los autores mencionados.
- El modelo Hardin-Drnevich en algunos casos condujo a buenas aproximaciones, a pesar de ser una técnica que no incluye parámetros que mejoren el ajuste de los datos experimentales.

- No se recomienda el uso del modelo Ramberg-Osgood para simular el comportamiento dinámico de las arcillas examinadas en este trabajo, debido a que en ninguna de las curvas se observó un ajuste adecuado de los resultados experimentales.
- Al comparar las aproximaciones realizadas con los modelos Hardin-Drnevich e Hiperbólico general se aprecia que hay un mejor ajuste con el segundo método, lo cual se atribuye a los parámetros incluidos en esta técnica analítica. No obstante, para las arcillas en estudio, sólo en algunas muestras la aproximación fue aceptable.
- El modelo de Davidenkov es el que representa mejor las características dinámicas de las arcillas del antiguo lago de Texcoco. Se recomienda revisar con un mayor número de ensayos la relación entre la consistencia relativa del suelo y los parámetros implicados en este método.
- El modelo logarítmico representa una buena técnica analítica alterna porque en la mayoría de las muestras se exhibieron ajustes aceptables, con las limitaciones propias de esta función. Es decir, la forma que generalmente presentan las curvas G versus γ , se aproximan mejor con modelos de tipo hiperbólico.

El modelo logarítmico tiene la ventaja de que sus parámetros están en términos de la deformación angular. Este aspecto es importante en materiales cuyas propiedades índice están influenciadas por concentraciones salinas altas (como en el antiguo lago de Texcoco), ya que la determinación del contenido de sal es una tarea que resulta poco práctica.

Finalmente, se recomienda ampliar la investigación realizando un mayor número de ensayos para obtener curvas en un amplio intervalo de deformación angular, con el fin de obtener más parámetros para generalizar el comportamiento de la arcillas del antiguo lago de Texcoco y establecer si el modelo logarítmico se puede considerar como un método alterno al de Davidenkov.

Bibliografía y referencias

Alanís González, R. (2003), "Caracterización geotécnica del ex-lago de Texcoco", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Alberro, J. e Hiriart, G. (1973) "Resistencia a largo plazo de la arcilla de la ciudad de México". Publicación azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 317.

Alberro, J. y Hernández, R. (1990) "Génesis de las grietas de tensión en el valle de México". El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 95-106.

Alberro, J. y Hernández, R. (1991) "Evaporación y agrietamiento". Agrietamiento de suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 13-19.

Auvinet *et al* (1996), "Geotecnia del valle de México, evolución de los conocimientos y perspectivas", Memoria de la reunión conmemorativa: "40 años de investigación y práctica en Geotecnia", Los retos geotécnicos del futuro, Tomo II, Fundación ICA, México.

Auvinet, G. y Arias, A. (1991), " Propagación de grietas". Agrietamiento de suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 21-31.

- Bárcena Vega, A. (1989), "Respuesta no lineal de depósitos de suelo", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Bishop, A and Hight, D. W. (1977), "The value of Poisson's ratio in saturated soils and rocks stressed under undrained conditions", *Geotechnique*, Vol. 27, No. 3,
- Brignoli, E., Gotli, M., and Stokoe, K. (1996), "Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 19, No. 4, December, pp 384-397.
- Colina Beltrán, P. (1972), "Introducción a la dinámica de suelos", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Córdoba Camperos, G. (1989), "Comportamiento de la arcilla de la ciudad de México ante cargas cíclicas", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- De Buen, O. (1988), "Los sismos de septiembre de 1985", Reto sísmico: incrementar la seguridad y mantener el servicio de las centrales telefónicas, Telmex, Editorial IDH, México.
- Del Castillo, R. (1978), "Ciudad de México", El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 15-50.
- Díaz, J. A. (1992), "Comportamiento dinámico de las arcillas de la ciudad de México", Ingeniería Sísmica de México, pp 26-41.
- Díaz, J. A. (1995), "Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos", División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Dobry, R. and Vucetic, M. (1987), "Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits", Proceeding of the International Symposium on Geotechnical Engineering of soft soils, Mexico City, Vol. 2.
- Drnevich *et al* (1978), "Modulus and damping of soils by the resonant-column method", Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, pp 91-125.
- Elorduy, J. (1964), "Espectros de temblores en el valle de México, despreciando el amortiguamiento del suelo". Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Flores Castrellón, O. (1996), "Propiedades dinámicas de jales", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Flores *et al* (2002), "Automatización del equipo triaxial dinámico de columna resonante"; XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Santiago de Querétaro, Qro., Vol. 1, pp 307-314.

- Flores *et al* (2002b), "Instrumentación y automatización del equipo triaxial cíclico MTS"; XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Santiago de Querétaro, Qro., Vol. 1, pp 297-306.
- Flores Guzmán, M. (2003), "Comportamiento no drenado de materiales arcillosos a diferentes niveles de deformación, Tesis de maestría, Sección de Estudios de Posgrado e Investigación, IPN.
- García Cabana, M. (1987), "Efectos de la carga cíclica en muestras isotrópicamente consolidadas de la ciudad de México", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Hardin, B. O. and Black, W. L. (1968), "Vibration modulus of normally consolidated clay", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 94, No. SM2, pp 353-369.
- Hardin, B. O. and Black, W. L. (1969), "Closure to vibration modulus of normally consolidated clay", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 95, No. SM6, pp 1531-1537.
- Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972), "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, No. SM6, pp 603-624.
- Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972), "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp 667-692.
- Hiriart, F. y Graue, R. (1969), "Proyecto Texcoco", Volumen Nabor Carrillo, Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México, pp 149-165.
- Ishihara, K. (1982), "Evaluation of soil properties for use in earthquake", International Symposium on Numerical Model in Geomechanics, Zurich, pp 237-259.
- Ishihara, K. (1996), "Soil behaviour in Earthquake Geotechnics", Clarendon Press Oxford, USA.
- Jaime *et al* (1981), "Exploración geotécnica del colector semiprofundo Tezontle-Oriente". Memorias del simposio: Túneles en suelos blandos y firmes, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Jaime Paredes, A. (1987), "Comportamiento dinámico de las arcillas del valle de México", Tesis doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Juárez, E. y Rico, A. (1998), "Fundamentos de mecánica de suelos", Limusa, Tomo I. México.
- Juárez Badillo, E. (1959), "Teoría de grietas de tensión", Memorias del Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Tomo I, México, pp 65-76.

- Kramer, S. (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice-Hall Inc., USA.
- Kondner, R. L. y Zelasko, J. S. (1963), "A hyperbolic stress-strain formulation for sands", Proc. 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, pp 289-324.
- León, J. y Rábago, A. (1974), "Pruebas dinámicas en material del valle de México", Proyecto interno 97, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- López, L. (1996), "Un estudio de las propiedades dinámicas del subsuelo arcilloso de la ciudad de México, utilizando columna resonante", Memoria de la reunión conmemorativa: "40 años de investigación y práctica en Geotecnia", Los retos geotécnicos del futuro, Tomo II, Fundación ICA, México.
- Marsal, R. J. (1978), "La estratigrafía y sus implicaciones", El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 1-7.
- Marsal, R. J. y Graue, R. (1969), "El subsuelo del lago Texcoco", Volumen Nabor Carrillo, Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México, pp 167-202.
- Marsal y Mazari (1959), "El subsuelo de la ciudad de México", Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Marsal y Mazari (1990), "Desarrollo de la mecánica de suelos en la ciudad de México", El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 3-24.
- Mendoza, Orozco y Domínguez (1996), "Cámara triaxial cíclica torsionante para la determinación de propiedades dinámicas de suelos en el intervalo de distorsiones medianas a grandes", XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Volumen 1, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 393-398.
- Mooser, F. (1978), "Geología del relleno Cuaternario de la cuenca de México", El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 9-13.
- Morales, R. y Murillo, R. (1991), "Comportamiento de los suelos blandos del exlago de Texcoco", Semana de la geotecnia, ESIA-Zacatenco, Instituto Politécnico Nacional, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 3-24.
- Murillo, R. (1990), "Sobre explotación del acuífero de la cuenca del valle de México: efectos y alternativas", El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 109-118.
- Murillo, R. y García, G. (1978), "Ex-lago de Texcoco", El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 51-82.

- Núñez, C. (1996), "Hundimiento del subsuelo de la ciudad de México", XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Volumen 1, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 99-102.
- Ovando, E. y Romo, M. (1990), "Correlaciones entre velocidades de ondas sísmicas y resistencia a la penetración con cono", XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, San Luis Potosí, México, pp 287-296.
- Ovando, E. y Romo, M. (1991), "Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono" *Revista Sismodinámica*, 2:107-123.
- Pérez Pérez, P. (2003), "Comportamiento cíclico de la arcilla de la cd. de México en los sitios: SCT y CAO a 15 años del sismo de 1985", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Prince, Jorge (1988), "Algunos aspectos geofísicos de los sismos de septiembre de 1985 en las costas de Michoacán y Guerrero", *Reto sísmico: incrementar la seguridad y mantener el servicio de las centrales telefónicas*, Telmex, Editorial IDH, México.
- Puzrin, A. M. and Burland, J. B. (1996), "A logarithmic stress-strain function for rocks and soils" *Géotechnique* 46, No. 1, pp 157-167.
- Puzrin and Shiran (2000), "Effects of the constitutive relationship on seismic response of soils, Part I. Constitutive modeling of cyclic behavior of soils", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp 305-318.
- Puzrin and Shiran (2000), "Effects of the constitutive relationship on seismic response of soils, Part II. Constitutive modeling of cyclic behavior of soils", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp 319-331.
- Rábago Martín, J. A. (1976), "Pruebas de columna resonante en arcillas del valle de México", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rangel Núñez, J. L. (1990), "Evaluación de las propiedades dinámicas y de la respuesta unidimensional, no lineal de depósitos del valle de México ante excitaciones sísmicas", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rascón, O. (1964), "Espectros de temblores en el valle de México, considerando la viscosidad del suelo". Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Reséndiz, *et al* (1967), "The elastic properties of saturated clays from field and laboratory measurements", *Proceedings of third Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Caracas, Venezuela.

Romo, M. P. (1990), "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones", El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 83-94.

Romo *et al* (1989), "Comportamiento cíclico de arcilla normalmente consolidada de la ciudad de México", Proyecto interno 452, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Romo, M. P. (1995), "Clay behavior, ground response and soil-structure interaction. Studies in Mexico City", State of the art paper, Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics, St. Louis Missouri, USA.

Romo *et al* (2002), "Estudio de ingeniería geotécnica para el Nuevo Aeropuerto Internacional de la ciudad de México en el Ex-Lago de Texcoco y Zapotlán de Juárez", Informe Técnico, Segunda edición, Instituto de Ingeniería, UNAM, Coordinación de Geotecnia.

Romo, M. y Ovando, E. (1993), "Propiedades y curvas P-Y dinámicas de los suelos típicos de la Sonda de Campeche", Informe interno, núm. 481, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Rosenblueth, E. y Elorduy, J. (1969), "Características de temblores en la arcilla de la ciudad de México", Volumen Nabor Carrillo, Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México.

Rosenblueth, E. y Ovando, E. (1990), "Riesgo sísmico en el valle de México: una perspectiva geotécnica", El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 123-136.

Santoyo, E. (1968), "Un aparato de laboratorio para la medición de la resistencia al corte de los suelos blandos. Texcoco", Informe interno del Instituto de Ingeniería, No. 29.

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

Seed, H. B. (1979), "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT2, pp 201-255.

Silva, G. (2003), "Efectos de salmuera y temperatura en la permeabilidad de suelos arcillosos", Tesis doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Singh, S. y Ordaz, M. (1990), "Sismicidad y movimientos fuertes en México: una visión actual", El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 141-163.

Soto R., H. (1999), "Prevención de riesgos estructurales en edificaciones", Revista Ingeniería Civil, publicada por el Colegio de Ingenieros Civiles de México, A. C., noviembre, pp 16-24.

S/a (1997), "Dinámica de suelos", Cursos abiertos: Laboratorio de Mecánica de Suelos II, División de educación continua, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Taboada Urtuzuástegui, V. (1989), "Degradación de la arcilla de la ciudad de México por carga dinámica", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Vera Grunauer, X. F. (2002), "Medio ambiente sísmico de campo libre para el sitio de Texcoco". Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Whitlow, R. (1995), "Basic soil mechanics", 3rd edition, Longman Scientific & Technical, USA.

Zeevaert, L. (1973), "Foundation engineering for difficult subsoil conditions", Ed. Van Nostrand Reinhold, New York.

Anexo A Análisis e interpretación del ensaye de columna resonante

A.1 Antecedentes

Uno de los objetivos de los ensayos en suelo es obtener una base experimental que permita el desarrollo de ecuaciones constitutivas, para entender, explicar y predecir el comportamiento del suelo ante condiciones generales. Sin embargo, no existe un solo ensaye que cubra todo el intervalo de deformaciones que se requiere para solucionar problemas en dinámica de suelos.

En general, el nivel de deformaciones inducidas en un equipo de columna resonante varía entre 10^{-5} y $10^{-2}\%$; por lo que esta prueba se considera no destructiva. Aunque se puede recurrir a ensayos complementarios con equipos triaxiales cíclicos o con aparatos de corte cíclico, entre otros, con el fin de obtener información para intervalos de deformación mayores.

Los antecedentes del equipo resonante se remontan a 1937 (Ishimoto, M y Iida, K.), posteriormente Bishopp (1959), Hardin (1965), Drnevich, Hall y Richard (1967) y otros, fundamentaron la teoría en que se basa la interpretación de los resultados de este sistema (Referencias citadas en Díaz, 1995).

El equipo de columna resonante utilizado en esta investigación es del Instituto de Ingeniería de la UNAM, lugar donde se han dado a la tarea de automatizar aparatos de laboratorio; en este caso, con el fin de minimizar el tiempo de ejecución del ensaye y el cálculo de los parámetros, así como de obtener la respuesta de los sensores en tiempo real. Esto da como resultado una mejor comprensión del evento que se está midiendo (Flores *et al*, 2002).

A.2 Fundamento teórico

La prueba consiste en aplicar a una muestra de suelo vibraciones forzadas longitudinales o torsionantes, con el fin de determinar G y λ . Esto se consigue variando la frecuencia de excitación hasta lograr la resonancia del material para el primer modo de vibración. Dicha condición se da cuando la amplitud de vibración de respuesta del espécimen es máxima.

El ensayo se basa en la teoría elástica de la propagación de ondas en barras prismáticas. Conocida la frecuencia natural, considerando las condiciones de frontera de la muestra y el tipo de onda generado, se puede determinar la velocidad de onda de corte, V_s ; distinguiéndose los tres casos siguientes:

Caso I: ambos extremos libres o empotrados

$$w_n = \frac{n\pi}{L} c \quad \dots (A.1)$$

$n = 1, 2, 3, \dots$

Caso II: un extremo empotrado y el otro libre

$$w_n = \frac{n\pi}{2L} c \quad \dots (A.2)$$

$n = 1, 2, 3, \dots$

Caso III: un extremo empotrado y en el otro un peso W_m

$$\frac{w_n L}{c} \tan \frac{w_n L}{c} = \frac{w_b}{w_m} \phi \frac{I_b}{I_m} \quad \dots (A.3)$$

en donde, w_n : frecuencia circular del modo de vibración correspondiente (rad/s)
 n : modo de vibración
 L : longitud de la barra (m, cm)
 c : velocidad del tipo de onda generada en la barra (m/s, cm/s)
 w_b, w_m : pesos de la barra y de la masa sujeta en el extremo
 I_b, I_m : momentos polares de inercia de las masas de la barra y del peso sujeto en el extremo

Las tres ecuaciones anteriores son válidas para ondas de barra longitudinales y de cortante. Para estas últimas, la velocidad c es igual a la velocidad de onda de corte, V_s , del suelo en el campo (si el medio es homogéneo).

A.3 Descripción del ensayo

A.3.1 Equipo

Está compuesto por una computadora que incluye una tarjeta de adquisición de datos, modelo PC MIO 16E×10 de National Instrument; una serie de acondicionadores de señal y la cámara triaxial correspondiente; la cual cuenta con tres sensores: uno de desplazamiento, uno de presión y un acelerómetro (fig A.1).

Dentro de la cámara existe una base donde reposa la muestra que estará sujeta a distorsión; esto se logra a través del cabezal superior unido a un sistema móvil, que a su vez, será excitado por un conjunto de imanes y bobinas. Estos instrumentos reciben desde la computadora una señal eléctrica que induce al sistema un movimiento sinusoidal.

El equipo automatizado facilita la realización del ensayo, ya que durante su ejecución, la máquina efectúa la adquisición y procesamiento de datos o señales emitidas por los sensores. Para lograr esto, se desarrolló un software en lenguaje LAB VIEW, cuya plataforma de trabajo es de National Instrument. El programa se conceptualizó en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, y consta de tres módulos: calibración, operación y cálculo de parámetros (Flores *et al*, 2002).

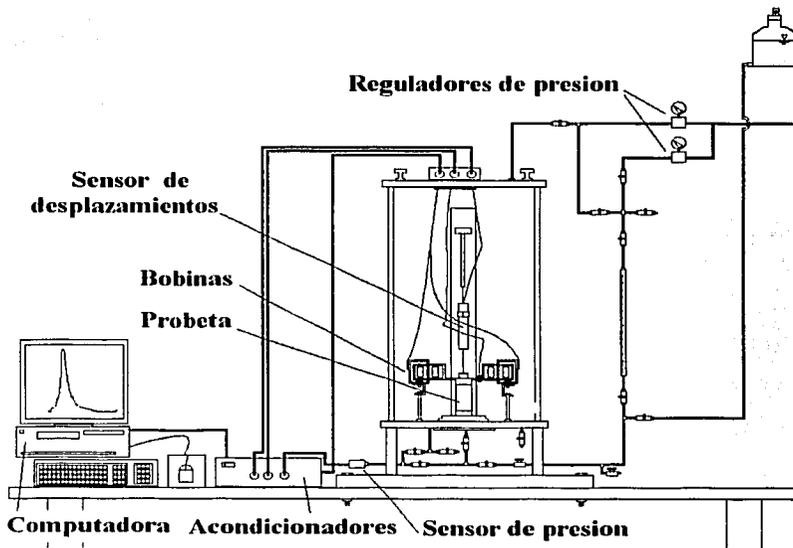


Fig A.1 Esquema del equipo dinámico de columna resonante (Flores *et al*, 2002)

A.3.2 Probeta

Se requieren muestras inalteradas, a partir de las cuales se labran especímenes cilíndricos, con dimensiones de 3.6 cm de diámetro y altura entre 8.6 y 8.9 cm. La probeta se cubre con una rejilla de papel filtro, que facilita el cambio de volumen radial. También, se coloca papel filtro en la base y cabeza del espécimen con el fin de ayudar al drenaje y evitar que las piedras porosas se tapen con material arcilloso.

Es recomendable que, antes de colocar la probeta en la base rígida de la columna resonante, se verifique la saturación de las líneas del sistema.

En seguida, se coloca un molde partido (que ayuda a vestir al espécimen con una membrana de látex) y se instala el cabezal o sistema móvil. La membrana se extiende y se sujeta con dos arosellos en base y cabezal.

Las bobinas se fijan en su posición; después se pone la camisa; se conectan el transductor de desplazamiento, el acelerómetro y las bobinas. Por último, se coloca la tapa y se llena de agua la cámara hasta el nivel del cabezal.

A.3.3 Saturación

Se incrementa la presión de confinamiento y la contrapresión, de manera que se tenga un esfuerzo efectivo pequeño; esta presión intersticial en la muestra comprime y disuelve las burbujas de aire presentes en su estructura. Se recomienda dar el tiempo suficiente para que la contrapresión disuelva dicho aire.

A.3.4 B de Skempton

Se aplica un incremento de presión confinante, $\Delta\sigma_c$, a la probeta; y se mide el aumento en la presión de poro, $\Delta\sigma_p$, generada en su estructura. Cuando la relación $B=\Delta\sigma_c/\Delta\sigma_p$ es cercana a uno, se acepta que la muestra tiene un grado de saturación próximo al 100%.

A.3.5 Consolidación

Una vez saturada la muestra, se procede a consolidarla en forma isotrópica. El espécimen se somete a un estado de esfuerzo efectivo de consolidación, aplicando un incremento en la presión confinante y permitiendo que la probeta expulse agua.

Cuando el suelo alcanza el 100% de consolidación primaria, definido con el criterio de Taylor (citado en Juárez y Rico, 1998), se cierra el drenaje y se procede a realizar el ensayo.

A.3.6 Ensaye

Se procede a realizar un barrido de frecuencias, considerando que se tiene un espécimen de suelo fijo en su extremo inferior y libre en la parte superior, donde se aplica una fuerza de torsión, F , que genera una deformación angular con amplitud constante. Con el acelerómetro, montado en el sistema móvil, se registra la aceleración de respuesta, a , que depende de la rigidez del material en estudio.

La fuerza, F , excita al suelo desde una frecuencia inicial, f_i , hasta una frecuencia final, f_f , en incrementos constantes Δf ; en cada uno de los cuales se registra la aceleración. Al término del barrido, la fuerza de torsión se incrementa en valores ΔF (que no necesariamente son constantes).

Asimismo, el equipo de cómputo registra la señal experimental, la cual es procesada y sirve para construir la curva de aceleraciones *versus* frecuencia que, a su vez, se visualiza por medio de la pantalla.

En la figura A.2 se muestra una serie de barridos de frecuencia para diferentes fuerzas de torsión. Cuando F se incrementa, la aceleración máxima, $a_{\text{máx}}$, también aumenta; sin embargo, el valor de la frecuencia de resonancia, f_0 , disminuye, debido a la degradación que sufre el material (Flores *et al.*, 2002).

Ya que la muestra está sujeta a niveles de deformación angular pequeños, al terminar una serie de barridos, la muestra se reconsolidada a un esfuerzo efectivo mayor. Esto se hace con el fin de conocer los parámetros dinámicos del suelo a distintos niveles de presión.

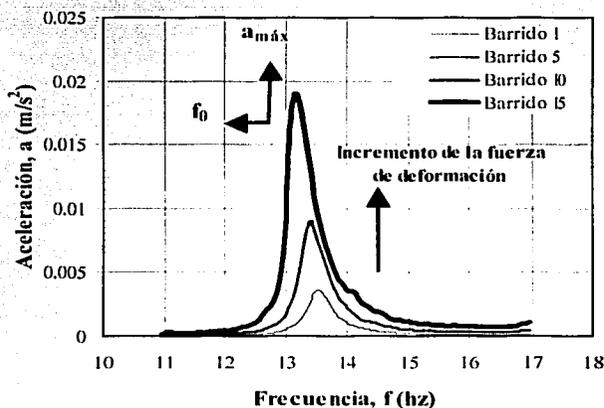


Fig A.2 Curvas de respuesta para diferentes fuerzas de torsión (Flores *et al.*, 2002)

A.4 Evaluación de parámetros

El software del equipo automatizado contiene un módulo de cálculo de parámetros, la forma en que opera se describe en Flores *et al* (2002). Este programa considera los aspectos teóricos siguientes.

Para cada curva de respuesta se determina el valor de aceleración máxima, $a_{m\acute{a}x}$; su correspondiente frecuencia, llamada de resonancia o natural f_n ; y las frecuencias f_1 y f_2 , correspondientes a la aceleración $a_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$ (fig A.3).

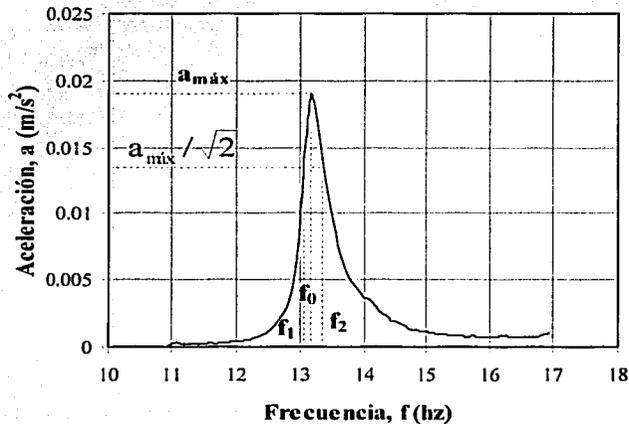


Fig A.3 Valores experimentales para el cálculo de parámetros dinámicos (Flores *et al*, 2002)

Posteriormente, se obtiene la velocidad de onda de cortante, con ayuda de la expresión:

$$V_s = \frac{2 \pi f_n L}{\beta} \dots (A.4)$$

- donde, V_s : velocidad de onda de cortante, en m/s
 f_n : frecuencia natural de la muestra, en hertz
 L : longitud de la muestra, en m
 β : valor obtenido de la expresión $\beta \tan \beta = I_m / I_s$
 I_m : momento polar de inercia de masa de la muestra, en $kg \ m \ s^2$
 I_s : momento polar de inercia de masa del sistema móvil, en $kg \ m \ s^2$

Considerando que $V_s^2 = \frac{G}{\rho}$, se tiene que $G = \rho V_s^2$... (A.5)

donde, G: módulo de rigidez al corte, en kg/cm²
 ρ: densidad de masa de la muestra, en kg/cm³

La deformación angular queda definida por la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{1}{3} \frac{\theta}{L} \frac{D_{ext}^3 - D_{int}^3}{D_{ext}^2 - D_{int}^2} \dots (A.6)$$

donde, γ: deformación angular, en %
 θ: distorsión angular
 L: longitud de la muestra, en m
 D_{ext}: diámetro externo de la probeta, en m
 D_{int}: diámetro interno de la probeta, en m

Como se trata de muestra sólidas, D_{int} = 0, por lo que la expresión se reduce a:

$$\gamma = \frac{1}{3} \frac{\theta}{L} D \dots (A.7)$$

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

$$a = \ddot{\theta} r \dots (A.8)$$

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

Si se supone una respuesta sinusoidal de la muestra, se tiene que:

$$\theta = \frac{\dot{\theta}}{(2\pi f)^2} = \frac{\ddot{\theta}}{4\pi^2 f^2} \dots (A.9)$$

Por lo tanto, $\ddot{\theta} = 4 \theta \pi^2 f^2$... (A.10)



Sustituyendo la expresión,

$$a = 4 \theta \pi^2 f^2 r \quad \dots (A.11)$$

despejando el valor de θ :

$$\theta = \frac{a}{4\pi^2 f^2 r} \quad \dots (A.12)$$

sustituyendo esta expresión se tiene:

$$\gamma = \left(\frac{1}{3} \frac{1}{4\pi^2 r} \right) \frac{D a_{\text{máx}}}{L f_n^2} \quad \dots (A.13)$$

Para determinar el amortiguamiento se propuso el método basado en la curva de respuesta (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 $a = a_{\text{máx}}/\sqrt{2}$ (Flores, 1996). El amortiguamiento se calcula con la siguiente expresión y está dado en porcentaje:

$$\lambda = \left(\frac{f_2 - f_1}{2f_n} \right) \times 100 \quad \dots (A.14)$$