

01163



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO 1

**FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO
Y DINAMICO DE LOS SUELOS ARCILLOSOS
DE LA SONDA DE CAMPECHE.**

T E S I S
PARA OBTENER EL GRADO DE:
**MAESTRO EN INGENIERIA
MECÁNICA DE SUELOS**
P R E S E N T A :
GERMÁN CANO MARTÍN

DIRECTOR DE TESIS: DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA



CIUDAD UNIVERSITARIA

OCTUBRE 2003

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

a



Universidad Nacional
Autónoma de México



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).

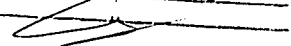
El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición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

PAGINACIÓN DISCONTINUA

A mi esposa Maria E. por brindarme su cariño, apoyo y comprensión.

A mis adorables hijas: Carina Anaid, Sandra Ivette y Estefania a quienes amo tanto, las exhorto a superarse y alcanzar el éxito.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la
UNAM a difundir en formato electrónico o impreso el
contenido de mi trabajo recensional.
NOMBRE: GERMAN CANO
MARTIN
FECHA: 14/10/2003
FIRMA: 

Doy gracias a Dios por realizar y concluir mis estudios de maestría.

Al Dr. Miguel P. Romo O. director de tesis, por su gran apoyo en la dirección de este trabajo de tesis.

A los doctores: Efraín Ovando S., Víctor Taboada U., Rigoberto Rivera C. y al M. en I. Manuel J. Mendoza L. por sus comentarios y sugerencias que enriquecieron el contenido de la tesis.

Al Instituto Mexicano del Petróleo por brindarme la oportunidad de capacitación al proporcionarme una beca para realizar estudios de maestría en la UNAM, así como en la impresión de la tesis. En especial, mi agradecimiento al ing. Raúl López Chávez por su apoyo incondicional.

Finalmente, quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todos aquellos compañeros y amigos que de alguna forma contribuyeron en la realización de este trabajo de tesis.

GRACIAS

RESUMEN

El conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales donde se apoyan las plataformas marinas de la Sonda de Campeche es básico para el diseño de las cimentaciones piloteadas; para ello se ha dispuesto de una serie de investigaciones geotécnicas, geológicas y geofísicas para cada sitio propuesto de construcción; estos estudios están orientados a definir las características estratigráficas, caracterizar las propiedades de resistencia y deformabilidad, definir los riesgos geológicos que puedan afectar la localización de las plataformas, así como establecer las sollicitaciones ambientales como tormenta, oleaje y sismo, que inciden en el funcionamiento de las plataformas de tal manera que el diseño de éstas últimas cumpla con los requisitos de los códigos y estándares internacionales, con márgenes de seguridad adecuados durante su vida útil.

Los suelos de la Sonda de Campeche en general, se caracterizan por tener una estratigrafía con materiales arcillosos y granulares. El estudio de ambos materiales es importante, sin embargo, en este trabajo sólo se estudian las arcillas del sitio denominado *Cantarell*, considerando la importancia de la acción sísmica.

El estudio del comportamiento estático y dinámico de los suelos arcillosos de la zona de *Cantarell*, se realizó considerando la información disponible de las investigaciones geotécnicas y geológicas de 20 sondeos realizados entre los años de 1996 a 1998. Los informes de cada sitio consideran los criterios para diseño estático y dinámico de las cimentaciones, aclarándose que la acción sísmica es la única acción que se considera en el diseño dinámico.

Este trabajo consta de tres partes básicamente; en la primera se establece una caracterización de los suelos arcillosos tomando en cuenta sus propiedades índice y mecánicas, estableciendo un modelo de comportamiento estático a través de la teoría del estado crítico al correlacionar las propiedades índice del suelo, pruebas triaxiales UU y de consolidación unidimensional de las arcillas, con el fin de obtener de manera sencilla los parámetros del modelo del estado crítico del material. Disponiendo de este tipo de relaciones se estima la presión de poro en la falla, así como la resistencia sin drenaje del mismo y la envolvente de falla en términos de esfuerzos efectivos de consolidación. Para validar estos resultados, se realiza una comparación con los datos obtenidos por autores que han estudiado las arcillas de la *ciudad de México*. De esta manera, se desarrolla un procedimiento para el cálculo de los parámetros mecánicos de las arcillas marinas estudiadas en términos de esfuerzos efectivos.

En la segunda parte, se retoman los resultados de los ensayos de columna resonante (CR) y corte simple cíclico (DSS) de muestras inalteradas de arcillas y se hace un análisis de los mismos. Se identifica el módulo de rigidez al cortante máximo, $G_{m\acute{a}x}$, y el amortiguamiento mínimo, $\lambda_{m\acute{i}n}$, para deformaciones angulares, γ , del orden de 10^{-4} % a 3 %. También, se estudia la degradación de G y el incremento de λ con la deformación angular. Se emplea un modelo tipo *Masing* (de *Davidenkov*) para caracterizar el comportamiento de las arcillas sometidas a carga dinámica, a través de expresiones que permiten representar el comportamiento esfuerzo-deformación y amortiguamiento de los suelos, considerando principalmente el efecto del índice de plasticidad del suelo, PI . Se hace un análisis de la variación de los parámetros del modelo con el índice de plasticidad del suelo, y con el fin de validar estos resultados se realiza una comparación con los resultados que han obtenido otros autores que han estudiado arcillas con alto índice de plasticidad, como las del *valle de México*. En la tercera parte, como resultado de este trabajo, se obtienen las principales conclusiones y las recomendaciones pertinentes para su aplicación.

ÍNDICE

RESUMEN	i
NOMENCLATURA	iv
1 INTRODUCCIÓN	
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos	1
1.3 Alcances	2
1.4 Justificación	2
2 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO DE LAS ARCILLAS	
2.1 Generalidades	3
2.2 Aspectos teóricos del comportamiento estático de las arcillas	3
2.2.1 Comportamiento esfuerzo-deformación	
2.2.2 Trayectoria de esfuerzos	
2.2.3 Teoría del estado crítico	
2.3 Características de las arcillas estudiadas	20
2.3.1 Condiciones geológicas del sitio	
2.3.2 Características estratigráficas	
2.3.3 Propiedades índice y mecánicas	
2.4 Análisis de resultados experimentales	40
2.4.1 Pruebas de laboratorio	
2.4.2 Características esfuerzo-deformación	
2.4.3 Características de compresibilidad	
2.5 Modelo utilizado para la interpretación de resultados	47
2.5.1 Parámetros de la teoría del estado crítico	
2.5.2 Estimación de la presión de poro en la falla	
2.5.3 Envolvente de falla	
2.5.4 Estimación de la resistencia sin drenaje en la falla	

3 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LAS ARCILLAS

3.1 Antecedentes.....	60
3.1.1 Comportamiento dinámico de las arcillas del <i>valle de México</i>	
3.1.2 Comportamiento dinámico de las arcillas del sitio <i>Taratunich DL-1</i> (Sonda de Campeche)	
3.1.3 Pruebas de laboratorio	
3.1.4 Procedimiento de pruebas	
3.1.5 Descripción de equipos de Columna resonante (CR) y Corte simple cíclico (DSS)	
3.1.6 Factores que influyen en el comportamiento dinámico de las arcillas	
3.2 Características dinámicas de las arcillas de la zona de <i>Cantarell</i>	87
3.2.1 Resultados experimentales	
3.3 Análisis e interpretación de resultados experimentales.....	90
3.3.1 Módulo de rigidez máxima, $G_{m\acute{a}x}$	
3.3.2 Relación de amortiguamiento, λ	
3.3.3 Correlaciones entre propiedades índice y dinámicas	
3.4 Comportamiento dinámico de las arcillas de la zona de <i>Cantarell</i>	100
3.4.1 Esfuerzo-deformación	
3.4.2 Módulo de rigidez, $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, y relación de amortiguamiento, $\lambda - \gamma$	
3.5 Modelado del comportamiento dinámico de las arcillas.....	104
3.5.1 Introducción	
3.5.2 Descripción del modelo <i>Davidenkov</i>	
3.5.3 Modelo <i>Davidenkov</i> y su aplicación al comportamiento dinámico de las arcillas	
3.5.4 Resultados del modelado	
3.5.5 Comparación de parámetros A, B, γ_r de las arcillas de <i>Cantarell</i> y del <i>valle de México</i>	

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Comportamiento estático.....	132
4.2 Comportamiento dinámico.....	133

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

Parte estática.....	135
Parte dinámica.....	136

NOMENCLATURA

Parte estática

a	Parámetro que relaciona el ángulo de fricción interna del suelo en términos de esfuerzos totales a esfuerzos efectivos (teoría del estado crítico)
c_u	Resistencia al corte sin drenaje
C_c	Índice de compresión
C_s	Índice de expansión
CSL	Línea del estado crítico
CU	Ensaye triaxial consolidado sin drenaje
e	Relación de vacíos
G_s	Densidad de sólidos
I_L	Índice de liquidez
I_r	Índice de rigidez
K_o	Coefficiente de empuje de tierra en reposo
M, M_{oc}	Pendiente de la envolvente de falla en la curva $p'-q$
M_t	Pendiente de la envolvente en esfuerzos totales
N	Volumen específico en la línea de consolidación virgen para una presión de referencia de 1 kPa
NCL	Línea de consolidación normal
N_{oc}	Volumen específico para $p = 1 \text{ kPa}$ en suelos preconsolidados
OCR	Relación de preconsolidación
PI	Índice de plasticidad, en %
p	Esfuerzo total $p = p' + u$
p'	Esfuerzo normal medio
p'_f	Esfuerzo efectivo en la falla
q_o	Esfuerzo debido a carga superficial
q	Esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$)
q_f	Esfuerzo desviador en la falla ($\sigma_1 - \sigma_3$) _f
R²	Coefficiente de correlación, en regresiones estadísticas
S_r	Grado de saturación
s_u	Resistencia al corte sin drenaje de la arcilla normalmente consolidada
s_{uoc}	Resistencia al corte sin drenaje de la arcilla preconsolidada
t₁₀₀	Tiempo de consolidación primaria
UU	Ensaye triaxial no consolidado sin drenaje
u, Δu	Exceso de la presión de poro
u_f	Presión de poro en la falla
v	Volumen específico ($1 + e$)
w	Contenido de agua, en %
w_L	Límite Líquido, en %
w_P	Límite Plástico, en %
ρ	Densidad total
σ'	Esfuerzo promedio efectivo, en kPa
σ'_a	Esfuerzo axial
σ_c	Esfuerzo de consolidación, en kPa
σ'_v	Esfuerzo vertical efectivo <i>in situ</i> , en kPa

σ'_p	Esfuerzo de preconsolidación, en kPa
σ_r	Esfuerzo radial
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Esfuerzo principal mayor, intermedio y menor, respectivamente
ε	Deformación unitaria axial, en %
Γ	Volumen específico en el estado crítico para una presión de referencia de 1 kPa
λ	Pendiente de la línea de consolidación normal, o virgen, del ensaye de odómetro
ϕ'	Ángulo de fricción del suelo en términos de esfuerzos efectivos
κ	Pendiente de la línea de descarga
γ_m	Peso volumétrico de la muestra
γ'_m	Peso volumétrico sumergido
γ_w	Peso volumétrico del agua
τ	Esfuerzo cortante

Parte dinámica

$a_{m\acute{a}x}$	Aceleración máxima determinada en la curva de respuesta, en m/s^2
A, B	Parámetros del suelo
c	cementación
CR	Ensaye de columna resonante
DSS	Ensaye de corte simple directo cíclico
f_0, f_1, f_2	Frecuencias determinadas en la curva de respuesta para la determinación del amortiguamiento, en Hz.
g	Aceleración de la gravedad
G	Módulo de rigidez al corte
$G_{m\acute{a}x}$	Módulo de rigidez al corte máximo
γ	Deformación angular, en %
γ_c	Deformación angular cíclica, en %
γ_r	Deformación angular de referencia, en %
λ	Relación de amortiguamiento, en %
$\lambda_{m\acute{í}n}$	Amortiguamiento mínimo del suelo, en %
$\lambda_{m\acute{a}x}$	Amortiguamiento máximo del suelo, en %
t	Tiempo geológico
θ	Distorsión angular en radianes
v_s	Velocidad de onda de cortante
Δw	Área del lazo de histéresis

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Nota aclaratoria: en vista que existen literales que además de ser utilizadas en el régimen estático, lo son también para el régimen dinámico (como por ejemplo λ) en este trabajo se decidió respetar la convención, por lo cual se sugiere al lector tomarlas en cuenta para evitar confusiones.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La Geotecnia marina aplicada al diseño de instalaciones petroleras de la Sonda de Campeche, Golfo de México, sigue teniendo un papel primordial en la explotación de hidrocarburos desde hace tres décadas, ya que mediante las investigaciones geotécnicas del subsuelo de apoyo de las instalaciones se ha caracterizado el comportamiento mecánico de éste, lo cual ha permitido establecer los criterios de diseño ingenieril de las cimentaciones de las citadas instalaciones; sin embargo, se reconoce que hasta antes del año de 1996 los diseños se enfocaron principalmente a solicitaciones de carga estática, así como a solicitaciones de carga cíclica por oleaje.

Debido a que la Sonda de Campeche se encuentra ubicada en una zona sísmicamente activa, resulta evidente que para diseñar explícitamente las cimentaciones de las instalaciones petroleras, particularmente las plataformas marinas, para condiciones de carga sísmica, es entonces necesario conocer el comportamiento mecánico de los suelos de apoyo, que en esa región constan de estratos de arcilla y estratos de arena. Es importante señalar que la selección de la localización definitiva de las plataformas se basa, además de la información geotécnica del sitio, en la información geológica y geofísica, ya que es necesario evaluar los riesgos geológicos que permitan recomendar su ubicación conveniente.

En la actualidad, existen más de 225 plataformas marinas instaladas en la Sonda de Campeche, en tirantes de agua desde 40 m hasta 80 m, cimentadas con pilotes de acero en el subsuelo marino hasta 120 m de profundidad, y se prevé que en un futuro cercano se instalen más plataformas.

De la respuesta mecánica que tienen las cimentaciones piloteadas sujetas a cargas estática y dinámica depende la operatividad, el costo y la seguridad de las plataformas, razón adicional por la que también resulta imprescindible continuar con la investigación del subsuelo marino para elaborar las recomendaciones apropiadas de diseño, así como permitir la evaluación explícita de la seguridad mecánica de las plataformas.

Del subsuelo marino de la Sonda de Campeche existe actualmente una zona de particular interés que comprende un área de 14 km por 20 km, y se conoce como zona de *Cantarell*, la cual se exploró últimamente a partir de 20 sondeos cuyas profundidades son del orden de 125 m, y en la que predominan las arcillas. Para los propósitos de este trabajo escrito la zona de *Cantarell* constituye la zona de estudio.

1.2 Objetivos

Efectuar una investigación documental acerca del comportamiento estático y dinámico de las arcillas marinas de la zona de *Cantarell*, con base en un análisis geotécnico de las propiedades índice y mecánicas, resultantes a su vez de las pruebas de laboratorio efectuadas en un número de muestras inalteradas representativas del subsuelo marino de la zona de interés; el estudio está orientado a:

- a) Establecer una caracterización de las propiedades índice y mecánicas en el régimen estático de los materiales para aplicar un modelo de comportamiento basado en la teoría del estado

crítico, y desarrollar así un procedimiento para el cálculo de los parámetros en términos de esfuerzos efectivos.

- b) Realizar un análisis de los parámetros del comportamiento dinámico de la arcillas para un intervalo de deformaciones angulares del orden de 10^{-4} % a 3 %. Asimismo, se estudia la variación del módulo de rigidez y el amortiguamiento conforme aumenta la deformación angular. Con estos análisis se aplica un modelo tipo *Masing* (de *Davidenkov*) para caracterizar el comportamiento de ambas propiedades según las magnitudes del índice de plasticidad, **PI**, del suelo.

1.3 Alcances

Las muestras de arcilla estudiadas se seleccionaron procurando disponer del mayor número de ensayos de interés para profundidades sensiblemente similares y representativas de los estratos detectados durante la exploración, no obstante que estos ensayos se hayan efectuado para sondeos diferentes. En particular, todos los ensayos dinámicos de columna resonante (**CR**) y corte simple cíclico (**DSS**) efectuados para los 20 sondeos están considerados en el estudio. Se aclara que el sustentante no participó en la realización de los ensayos.

En el estudio del comportamiento estático del suelo se relacionan los parámetros del estado crítico con las propiedades índice y las provenientes de los ensayos triaxiales **UU** y de consolidación unidimensional; asimismo, con el mismo propósito se estiman la presión de poro en la falla, la resistencia sin drenaje y la envolvente de falla en términos de esfuerzos efectivos.

En el estudio del comportamiento dinámico de las arcillas mediante el modelo *Masing*, se incluyen las propiedades índice, el esfuerzo de confinamiento, la relación de vacíos y el grado de preconsolidación.

Las interpretaciones del comportamiento estático y dinámico del suelo marino basadas en la teoría y los modelos citados se efectúan, a su vez, para permitir la comparación con los resultados que al respecto se han publicado para el caso de las arcillas de la *ciudad de México*, con el fin de evaluar geotécnicamente ambos sitios, así como la aplicabilidad de los enfoques utilizados.

Debido a que la caracterización del comportamiento dinámico del subsuelo marino se orientó al rango aproximado de las acciones sísmicas, los resultados pueden ser utilizados para evaluar el desempeño sísmico de las cimentaciones de las plataformas petroleras; sin embargo, esta aplicación no se incluye en este trabajo, por lo cual se sugiere su continuación mediante otros estudios.

1.4 Justificación

Dado que es importante para Petróleos Mexicanos disponer de más instalaciones petroleras en la Sonda de Campeche, que aseguren el volumen de producción requerido y la eficiencia en la operación, así como el logro en la certificación de sus procesos acorde a los estándares internacionales, se requiere, desde el punto geotécnico, desarrollar más estudios del subsuelo en cuanto a aspectos estáticos y dinámicos de su comportamiento, derivados éstos de la interacción con las condiciones ambientales. Los estudios permitirán efectuar las recomendaciones a los diseños de las cimentaciones de plataformas marinas, para que éstas operen con márgenes de seguridad adecuados y se minimicen los índices de incertidumbre durante su vida útil.

2 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO DE LAS ARCILLAS

2.1 Generalidades

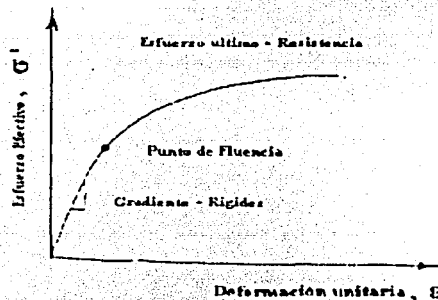
Los problemas que se presentan en cimentaciones sujetas a carga estática, requieren de la comprensión del comportamiento de suelo sujeto a esfuerzos y deformaciones. Con este fin, se han desarrollado modelos y descripciones matemáticas que parten de las teorías clásicas de elasticidad y plasticidad. Sin embargo, los suelos se diferencian de otros materiales de ingeniería, debido a que son formados por procesos geológicos no controlados por el ser humano. Los grandes cambios de volumen y contenido de humedad ocasionan que el suelo quede sujeto a procesos de drenado y a cambios debido a cargas externas. Las características de densidad, resistencia y de deformación pueden alterarse en forma irreversible de tal manera que los cambios en las cargas que se aplican a un suelo le inducen respuestas diferentes.

2.2 Aspectos teóricos del comportamiento estático de las arcillas

2.2.1 Comportamiento esfuerzo-deformación

El estudio del comportamiento de los materiales, por ejemplo, acero, concreto o suelo, se puede realizar a través de las relaciones esfuerzo-deformación. Esta forma de análisis se basa en relaciones constitutivas, las cuales pueden asumir diferentes características dependiendo de la naturaleza del material y de la carga.

La figura 2.1 muestra una idealización de la relación entre el esfuerzo y la deformación, y es similar a las curvas obtenidas para algunos suelos. En el caso de éstos, es conveniente plantear el problema en términos de los esfuerzos efectivos y así, tomar en cuenta la presión de poro. El comportamiento mecánico de los suelos está gobernado por los esfuerzos efectivos de confinamiento, σ' .



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.1 Curva esfuerzo-deformación típica de un suelo (Atkinson, 1993)

En la figura 2.2 se representa la rigidez como la pendiente de la curva esfuerzo-deformación. Si la línea es recta, es fácil de determinar la rigidez, pero si es curva, la rigidez en cualquier punto (por

ejemplo en el punto A de la curva) puede ser denotada como la tangente, o bien, la secante dadas por:

$$\text{Rigidez tangente} = d\sigma'/d\varepsilon$$

$$\text{Rigidez secante} = \Delta\sigma'/\Delta\varepsilon$$

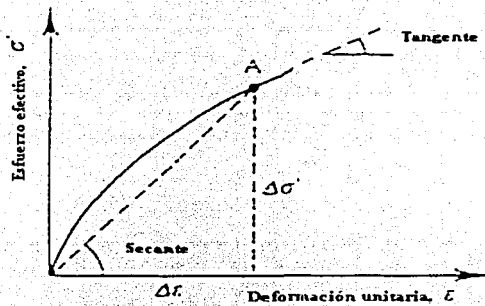


Figura 2.2 Módulo de rigidez tangente y secante (Atkinson, 1993)

La rigidez del material influye de manera directa en las deformaciones y desplazamientos del suelo cuando éstos son cargados o descargados. Otra propiedad frecuentemente utilizada en ingeniería geotécnica que describe la relación entre esfuerzos y deformaciones, en este caso volumétricas, es la compresibilidad. Frecuentemente, se observa un marcado cambio en la pendiente de la curva esfuerzo-deformación en el punto de cedencia, como se muestra en la figura 2.1, lo cual está asociado con un cambio fundamental en el comportamiento elástico, con deformaciones recuperables, al inelástico, con deformaciones irreversibles.

La rigidez y la resistencia son propiedades diferentes: la primera controla los desplazamientos bajo carga, y la segunda define generalmente la máxima carga que el material puede soportar antes de fallar y para el propósito de interés gobierna la estabilidad estática de la instalación petrolera.

La figura 2.1 muestra las características típicas de comportamiento estático del material. La selección de los ejes dependerá de las pruebas realizadas para examinar el comportamiento del material y los parámetros requeridos. En los suelos, los cambios de volumen que ocurren durante la compresión y cortante son muy importantes, y para describir el comportamiento se suelen examinar por separado las deformaciones volumétricas y al cortante, así como la respuesta durante la carga y descarga a corte y esfuerzo normal.

Dos tipos de pruebas comúnmente utilizadas en mecánica de suelos para determinar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo son las pruebas triaxiales y las pruebas de corte, ilustradas en la figura 2.3. Las relaciones de esfuerzos en las dos pruebas pueden ser representadas a través de los círculos de Mohr, como se muestran en la figura 2.4. Esto ilustra que en los especímenes de los ensayos

triaxiales con esfuerzos (σ_n' , σ_r') hay elementos con esfuerzos (σ_n' , τ_n'), tal y como ocurre en aquellos especímenes para la prueba de corte.

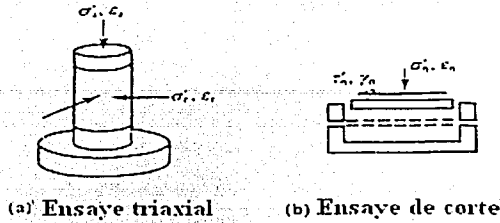


Figura 2.3 Ensayos estáticos más comunes en suelos (Atkinson, 1993)

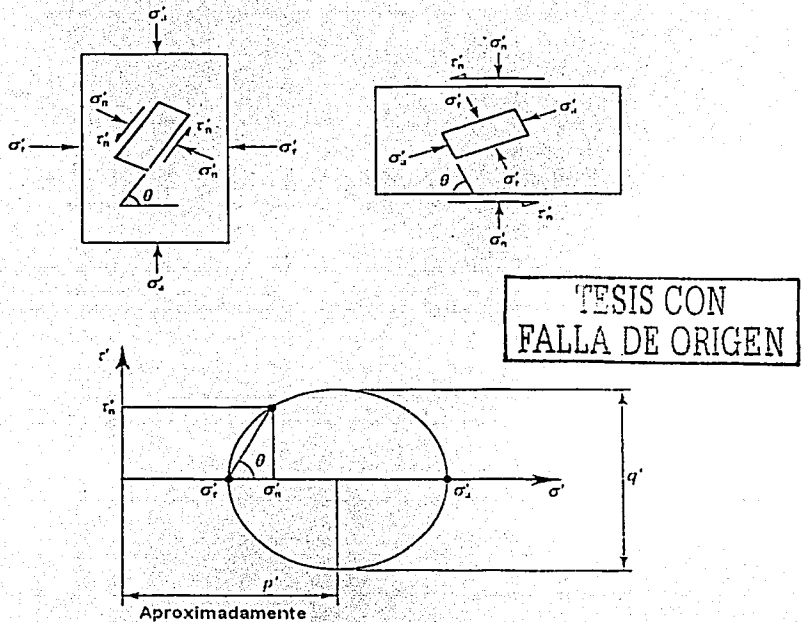


Figura 2.4 Representación de los esfuerzos a través del círculo de Mohr (Atkinson, 1993)

El comportamiento esfuerzo-deformación de la arcilla, está influenciado por su historia de esfuerzos. A una profundidad dada, un elemento de suelo está sujeto a esfuerzo vertical y horizontal

debido al peso de las capas superiores y a cualquier carga superpuesta en la superficie. Los esfuerzos geostáticos *efectivos* vertical y horizontal a la profundidad, z , se calculan como:

$$\sigma'_v = \gamma z + q_0 - u_z \quad (2.1)$$

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (2.2)$$

donde:

K_0 : coeficiente de empuje de tierra en reposo

q_0 : esfuerzo debido a la carga superficial

u_z : presión de poro a la profundidad "z".

Con estos esfuerzos, el suelo se habrá consolidado durante el transcurso del tiempo desde su depositación, y por lo tanto se encuentra en un estado consolidado. Un suelo *normalmente consolidado* es un material que nunca ha estado sujeto a esfuerzos normales de confinamiento mayores que los que actualmente tiene, mientras que un suelo *preconsolidado* es un material que, en el pasado, soportó esfuerzos de consolidación mayores a los que tiene para la edad de interés. Esto último puede ser, por ejemplo, por la erosión de las capas superiores, o bien, en donde una capa de hielo impuso una sobrecarga superficial antes de fundirse.

La relación de preconsolidación **OCR**, es definida, como la relación entre el esfuerzo de preconsolidación, σ'_p , y el esfuerzo vertical efectivo *in situ*, σ'_v :

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \quad (2.3)$$

▪ Arcilla normalmente consolidada

En una prueba triaxial, cuando se evita que el espécimen saturado drene, cualquier incremento en la presión isotrópica de confinamiento en la cámara triaxial resultará en un aumento igual en la presión de poro del agua, mientras que el esfuerzo efectivo permanece invariable. Por consiguiente, si se prueban varios especímenes de arcilla homogénea e isótropa de una misma muestra con diferentes presiones de confinamiento, teóricamente todos ellos fallarán bajo el mismo esfuerzo desviador, el cual dará como resultado una gráfica de *Mohr Coulomb* como la mostrada en la figura 2.5; los círculos de esfuerzo total son del mismo diámetro, lo que da una envolvente de pendiente cero, es decir, ($\phi_u = 0$).

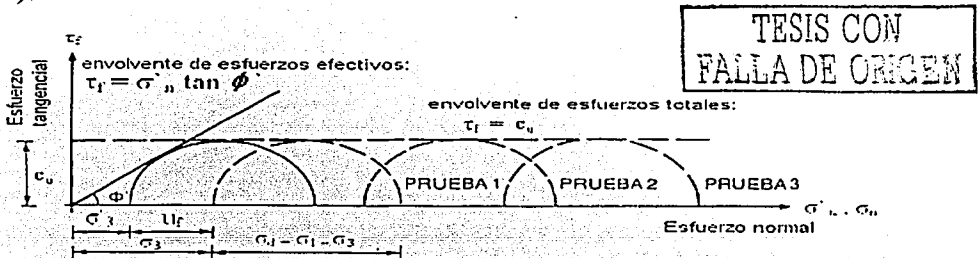


Figura 2.5 Envolvente de esfuerzos en pruebas sin drenaje en arcillas normalmente consolidadas (Whitlow, 2000)

▪ Arcilla preconsolidada

Una arcilla preconsolidada ocupa un volumen menor que el que tendría con una consolidación normal, ésta presenta una tendencia a dilatarse cuando se somete a la acción de corte con una presión de confinamiento baja. Por consiguiente, en condiciones *sin drenaje* se induce una presión de poro negativa y el esfuerzo efectivo aumenta, de esta forma, la resistencia sin drenaje es mayor que la drenada, que es el caso puesto al de una arcilla normalmente consolidada.

Cuando la presión de consolidación ($p = \sigma'_3$) es mayor que el esfuerzo de preconsolidación (σ'_p), el espécimen seguirá la línea de consolidación normal, su volumen tenderá a disminuir y por lo tanto aumentará la presión de poro. La envolvente de resistencia para muestras normalmente consolidadas pasa a través del origen (figura 2.6), pero para un espécimen preconsolidado ($\sigma'_3 < \sigma'_p$) la envolvente tiene una pendiente menor y produce una ordenada al origen de cohesión (c'_d). Aunque se aprecia una ligera curvatura en la parte preconsolidada de la envolvente de resistencia, se pueden considerar rectas ambas partes.

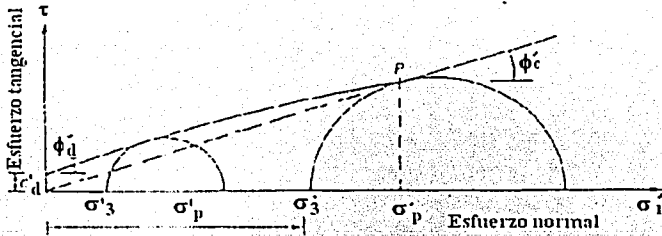


Figura 2.6 Envolvente de falla en arcillas preconsolidadas (Whitlow, 2000)

2.2.2 Trayectoria de esfuerzos

El análisis de comportamiento estático del suelo se puede llevar a cabo graficando los cambios de esfuerzo que ocurren en todo ciclo de carga. A los diagramas de cambios de esfuerzo se llaman *trayectorias de esfuerzo*.

Este método describe la trayectoria de esfuerzos que representan las condiciones triaxiales, utilizando el esfuerzo normal promedio, p' , y el esfuerzo desviador, q .

Para un esfuerzo triaxial verdadero, $(\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3) > 0$

El esfuerzo normal promedio es; $p' = 1/3(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$ y $p = p' + u$

El esfuerzo desviador es; $q = (\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u) = (\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$

Para esfuerzos triaxiales con simetría biaxial,

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$p' = 1/3 (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad \text{y} \quad p = p' + u$$

$$q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$$

La figura 2.7 muestra una gráfica $p' - q$ típica de una prueba triaxial sin drenaje. La etapa de consolidación isotrópica sigue la trayectoria $O \rightarrow C$. En C , $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ y $u_o = 0$

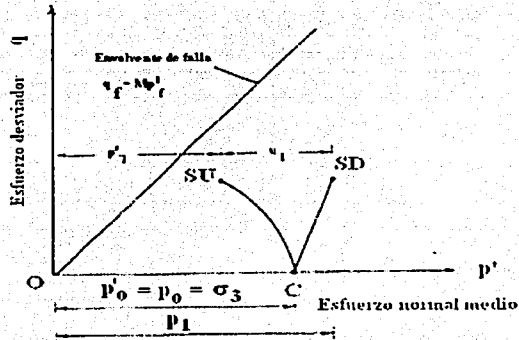


Figura 2.7 Trayectorias de esfuerzo en el espacio $p' - q$ (Whitlow, 2000)

de donde resulta; $p'_o = p_o = \sigma'_3 = \sigma_3$

Al aumentar σ_1 uniaxialmente, la trayectoria del esfuerzo total es $C \rightarrow SD$ (*stress drained*), y tiene una pendiente $dq/dp' = 3$

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) = \frac{1}{3} (\sigma'_1 - \sigma'_3 + 3\sigma'_3) \quad (2.4)$$

$$p' = \frac{1}{3} q + \sigma'_3 \quad (2.5)$$

diferenciando, $\frac{dp'}{dq} = \frac{1}{3}$ (2.6)

Cuando la muestra es sin drenaje, la presión de poro aumenta durante la etapa de carga uniaxial, desde cero hasta u_1 y la trayectoria de esfuerzos efectivos será $C \rightarrow SU$ (*stress undrained*).

Se puede definir una envolvente que corresponda a los valores de p' y q en la falla:

$$q_f = Mp'_f \quad (2.7)$$

También, se puede obtener la relación entre M y el ángulo ϕ' de fricción definida por la envolvente de falla de *Mohr Coulomb* correspondiente:

de la figura 2.7, cuando $c' = 0$:

$$\operatorname{sen} \phi' = \frac{\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{\frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)} \quad (2.8)$$

$$\text{transponiendo: } \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'} \quad (2.9)$$

$$\text{de la ecuación 2.7: } M = \frac{q}{p'} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)} \quad (2.10)$$

$$\text{sustituyendo: } M = \frac{3(\sigma'_1 - \frac{1 - \operatorname{sen} \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'} \sigma'_1)}{\sigma'_1 + \frac{2(1 - \operatorname{sen} \phi')\sigma'_1}{1 + \operatorname{sen} \phi'}} \quad (2.11)$$

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (2.12)$$

$$\text{transponiendo: } \operatorname{sen} \phi' = \frac{3M}{6 + M} \quad (2.13)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.2.3 Teoría del estado crítico

La teoría del estado crítico plantea un modelo unificado de comportamiento del suelo en el que los estados de esfuerzos y de deformaciones, incluidos los cambios volumétricos, se interrelacionan. Roscoe, Schofield y Wroth propusieron este concepto por primera vez en 1958 en un trabajo sobre *flexibilidad de los suelos*, y siguieron otros trabajos en la Universidad de Cambridge: Parry (1960), Roscoe y Burland (1968), Schofield y Wroth (1968), Atkinson y Bransby (1978), y Atkinson (1981,1993), Wood (1990). Este modelo considera que el suelo cede, es decir, que pasa del comportamiento elástico a uno elastoplástico a un volumen específico crítico ($v_c = I + e$). Se considera entonces que la flexibilidad o el deslizamiento al cortante se llevan a cabo cuando la combinación de esfuerzos ($\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$) y el volumen específico (v) coinciden con una superficie límite de estado. Esta superficie puede considerarse como una envolvente tridimensional de falla. La figura 2.8(a) muestra las trayectorias de esfuerzos de seis pruebas en el espacio $p' - q$.

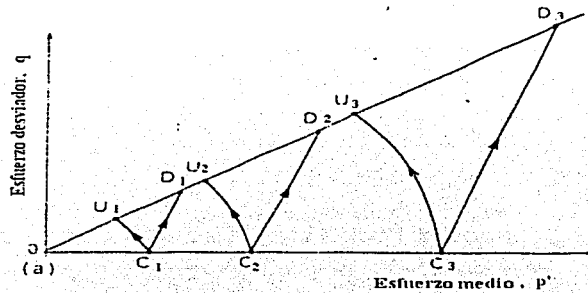


Figura 2.8(a) Trayectorias de esfuerzos en el espacio $p' - q$ (Whitlow, 2000)

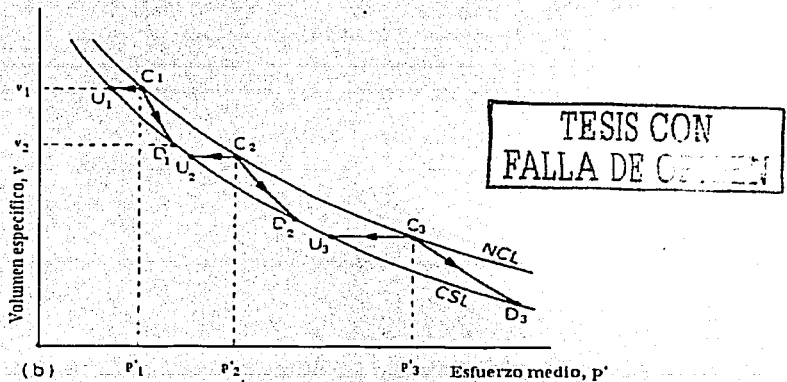


Figura 2.8(b) Trayectorias de esfuerzos en el espacio $p' - v$ (Whitlow, 2000)

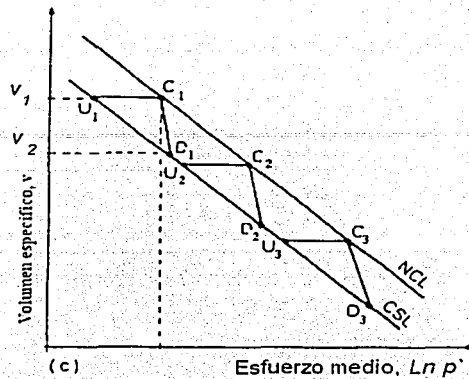


Figura 2.8(c) Trayectorias de esfuerzos en el espacio $Ln p' - v$ (Whitlow, 2000)

En la figura 2.8(a) se muestran en forma gráfica las trayectorias de esfuerzos bajo diferentes condiciones:

Etapa de consolidación: $O \rightarrow C_1, C_2, C_3$

Prueba sin drenaje: $C \rightarrow U_1, U_2, U_3$

Prueba con drenaje: $C \rightarrow D_1, D_2, D_3$

Cada uno de los puntos cedentes terminan en la misma envolvente de falla ($q_f = Mp'_f$). Sin embargo, en la etapa de prueba con drenaje se efectúa un cambio de volumen, mientras que en la prueba sin drenaje el volumen permanece constante, siendo éste, un modelo completo de comportamiento.

Durante la consolidación bajo esfuerzo *isotrópico* (p'_o) la trayectoria del cambio de volumen pasa por la línea de consolidación normal (NCL) como se muestra en la figura 2.8(b). Las trayectorias esfuerzo - volumen se trazan en el espacio $p' - v$. Las trayectorias *con drenaje* $C \rightarrow D$ indican un decremento de volumen, y las trayectorias *sin drenaje* $C \rightarrow U$ indican un volumen constante. La curva que pasa por los puntos U y D representa el criterio de falla en el espacio $p' - v$, que es una proyección del criterio de falla en el espacio $p' - q$.

Las figuras 2.8(a) y 2.8(b) son respectivamente, una elevación y una planta de la línea del criterio de falla en el espacio $p' - q$ y $p' - v$, y es conocida como la línea del *estado crítico* (CSL). La línea de estado crítico es una curva sobre una *superficie límite de estado crítico* que representa la plasticidad del suelo, siendo el límite de comportamiento plástico y elástico.

La figura 2.8(c) muestra las trayectorias en el espacio $Ln p' - v$. Aunque el modelo del estado crítico se desarrolló con arcillas saturadas y reconstituidas, los ensayos reportados en este trabajo se realizaron en arcillas naturales saturadas.

La línea del estado crítico (CSL) se puede representar en forma tridimensional como se muestra en la figura 2.9, considerando la elevación, $p' - q$, y en planta, $Ln p' - v$.

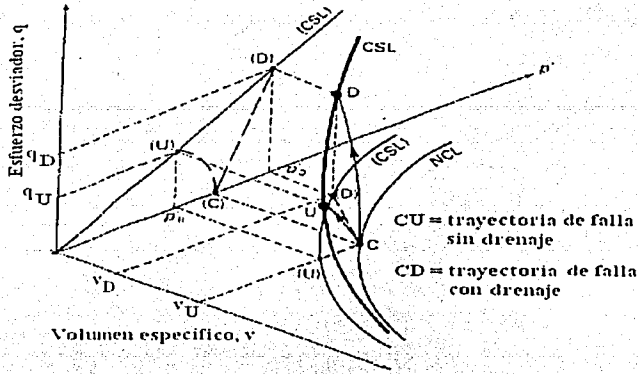


Figura 2.9 Representación tridimensional de la línea del estado crítico CSL (Whitlow, 2000)

Siendo el volumen específico; $v = (1 + e)$, las ecuaciones que definen la línea de estado crítico (CSL) son:

$$q = Mp' \tag{2.14a}$$

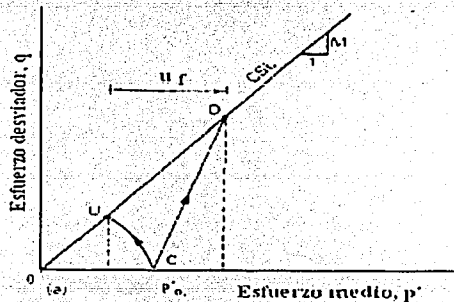
$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \tag{2.14b}$$

donde:

Γ ; Valor del volumen específico, v , cuando $p' = 1.0 \text{ kN/m}^2$

λ ; Pendiente de la línea (CSL) en el plano $\ln p' - v$.

Las trayectorias de esfuerzos se muestran en las figuras 2.10.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 2.10(a) Línea de estado crítico y trayectorias de esfuerzos en arcillas normalmente consolidadas, pruebas sin drenaje (Whitlow, 2000)

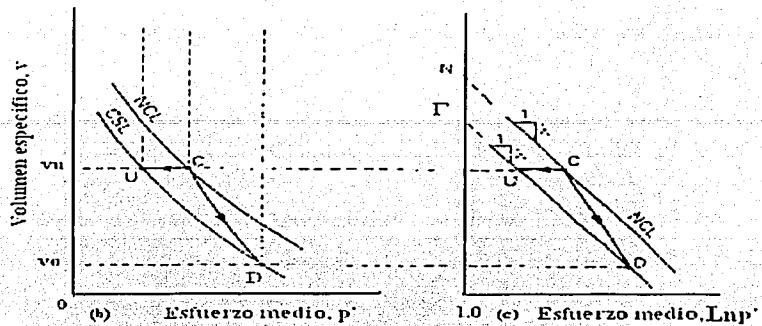


Figura 2.10(b)(c) Línea de estado crítico y trayectorias de esfuerzos en arcillas normalmente consolidadas, pruebas sin drenaje (Whitlow, 2000)

La ecuación que define la línea de consolidación normal (NCL) en el plano $\ln p' - v$, como se observa en la figura 2.11, es:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (2.15)$$

donde:

N : Valor del volumen específico (v_0) cuando $p' = 1.0 \text{ kN/m}^2$

λ : Pendiente de la línea (NCL) en el plano $\ln p' - v$, que se supone igual a la pendiente de la línea (CSL).

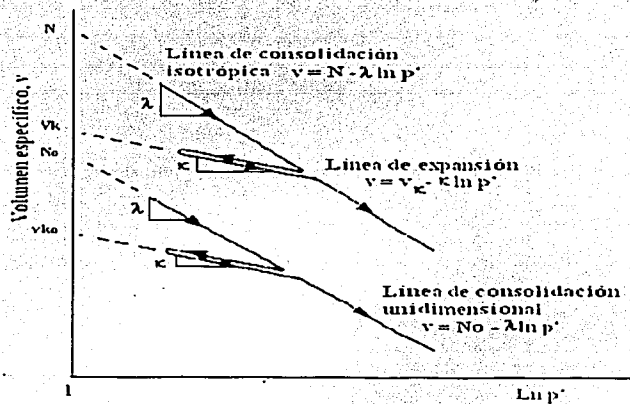


Figura 2.11 Líneas de consolidación y expansión en el plano $\ln p' - v$ (Whitlow, 2000)

Reordenando la ecuación (2.14b):

$$p' = \exp((\Gamma - v)/\lambda) \quad (2.16)$$

$$\text{También; } q = Mp' = M \exp((\Gamma - v)/\lambda) \quad (2.17)$$

La ecuación de la línea de expansión en el espacio, $Ln p' - v$, es:

$$v = v_k - k Ln p' \quad (2.18)$$

Se puede asumir que las líneas de consolidación normal y de expansión para la consolidación *isotrópica* y *unidimensional* son paralelas y que tienen la misma pendiente, (λ y κ), Whitlow (2000). Sin embargo, las intersecciones en el eje de volumen específico para la consolidación *unidimensional* (N_o y v_{ko}) son menores como se ven en la figura 2.11. Estas líneas también son paralelas a las que se trazan en el espacio $Log p' - e$. Por lo tanto:

$$C_c = 2.3\lambda \quad \text{y} \quad C_s = 2.3\kappa \quad (2.19)$$

Regresando a la figura 2.8(a), se observa que las trayectorias de esfuerzos de la serie C→U, así como de C→D tienen formas semejantes. De hecho, estas trayectorias siguen una superficie tridimensional cuyos límites son las líneas (CSL) y (NCL), pertenecen a una superficie límite de estado conocida como *superficie de Roscoe*. La superficie de *Roscoe* la determina la presión de consolidación (p'_c).

En el caso de suelos *ligeramente preconsolidados*, la trayectoria de esfuerzos comenzará en la línea de expansión en un punto (L) entre las líneas (NCL) y (CSL) de la figura 2.12(a)(b) es decir, con un volumen y un contenido de humedad mayores que el crítico. Bajo carga sin drenaje, la trayectoria de esfuerzo efectivo será L→U, es decir, a volumen constante, y para carga con drenaje será L→D. Un suelo *muy preconsolidado* se habrá consolidado hasta un punto en $p' - v$ sobre la línea de expansión por debajo de la línea (CSL), punto H de la figura 2.13(b). Bajo carga sin drenaje, y si el volumen permanece constante, la trayectoria de esfuerzos será H→UH, siendo UH un punto sobre la proyección de (CSL) que pasa por el origen en $p' - q$. Después de la cedencia del suelo, la trayectoria de esfuerzos continuará con más deformación a lo largo de una recta (TS) para encontrar a la línea (CSL) en S, figura (2.13a). Sólo es probable que se alcance el estado crítico en la parte del suelo vecina a las superficies de deslizamiento que se puedan desarrollar. Mientras mayor sea el grado de preconsolidación, mayor será la deformación necesaria para llevar al suelo a su estado crítico.

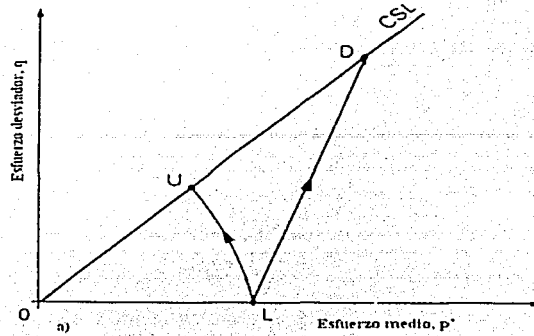


Figura 2.12(a) Estado crítico de un suelo *ligeramente preconsolidado* (Whitlow, 2000)

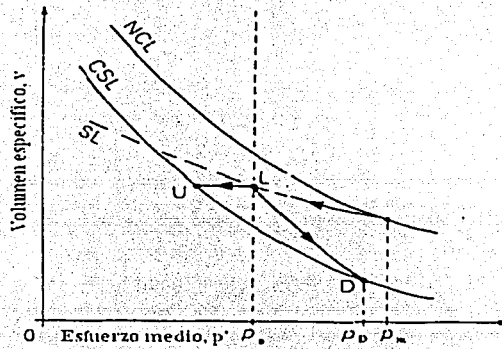


Figura 2.12(b) Estado crítico de un suelo *ligeramente preconsolidado* (Whitlow, 2000).

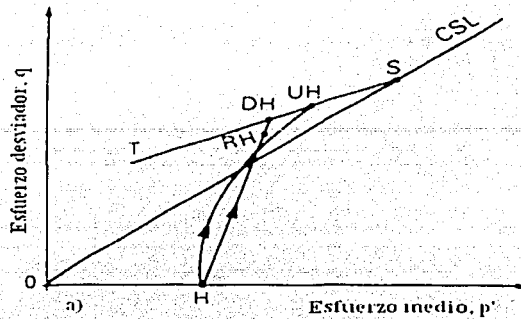


Figura 2.13(a) Estado crítico de un suelo *muy preconsolidado* $p' - q$ (Whitlow, 2000)

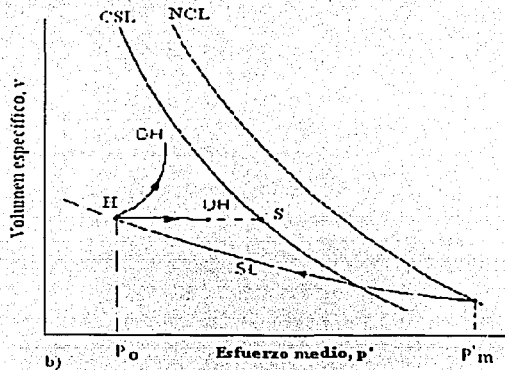


Figura 2.13(b) Estado crítico de un suelo *muy preconsolidado* $p' - v$ (Whitlow, 2000)

Bajo condiciones de carga con drenaje, un suelo *muy preconsolidado* se expandirá y el volumen continuará aumentando después de la cedencia. La trayectoria de esfuerzos será $H \rightarrow DH$, siendo DH un punto de falla también sobre la línea (TS). Después de ceder, el aumento de volumen hace que decaigan los esfuerzos hasta el valor residual (RH) que puede estar en o por debajo de la línea (CSL) proyectada. Por consiguiente, la línea (TS) representa la superficie límite de estado que gobierna la plasticidad de los suelos *muy preconsolidados* (*superficie de Hvorslev*). La tercera parte de la superficie límite de estado que queda entre O y T en el plano $p' - q$ representa el estado cero de esfuerzo de tensión ($\sigma'_3 = 0$) que se supone es el límite para los suelos y se llama *corte de no tensión*. La figura 2.14 muestra una sección de volumen constante en $p' - q$ de la superficie completa de límite de estado, cuyas ecuaciones de definición son:

$$\text{Línea de corte de no tensión (OT); } q = 3p' \quad (2.20)$$

$$\text{Superficie de Hvorslev (TS); } q = Hp' + (M - H) \exp \frac{\Gamma - \nu}{\lambda} \quad (2.21)$$

$$\text{Superficie de Roscoe (SC); } q = Mp' \left[1 + \frac{\Gamma - \nu - \ln p'}{\lambda - \kappa} \right] \quad (2.22)$$

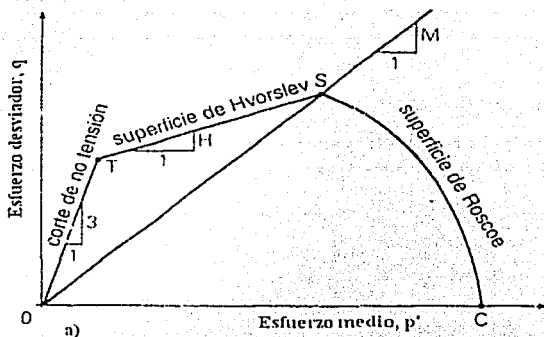


Figura 2.14(a) Superficie límite de estado crítico $p' - q$ (Whitlow, 2000)

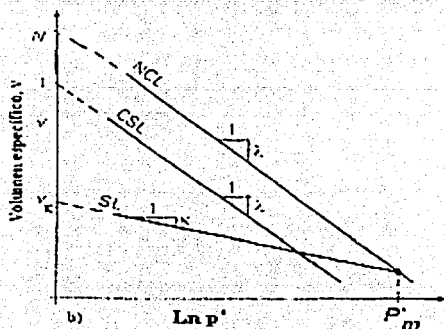


Figura 2.14(b) Superficie límite de estado crítico $\text{Ln } p' - \nu$ (Whitlow, 2000)

En la figura 2.15 se muestra una vista generalizada tridimensional, en la cual (SS) es la línea de estado crítico, (NN) es la línea de consolidación normal y las tres superficies componentes son:

VVTT : Corte de *no tensión*

TTSS : Superficie de *Hvorslev*

SSNN : Superficie de *Roscoe*

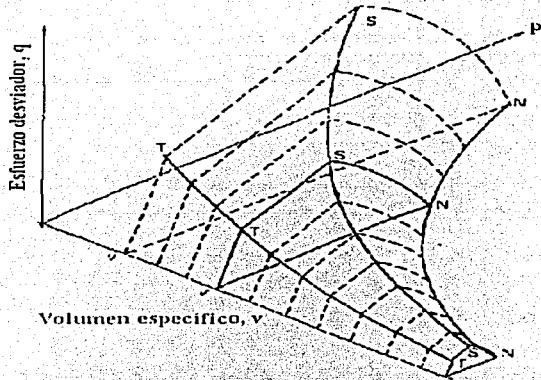


Figura 2.15 Vista tridimensional de la superficie límite de estado (Whitlow, 2000)

Es importante distinguir entre el comportamiento del suelo *normalmente consolidado* y *preconsolidado*. Las trayectorias de esfuerzos de un suelo *normalmente consolidado* quedarán en la superficie de *Roscoe*, mientras que las trayectorias de esfuerzos de un suelo *preconsolidado* quedarán por debajo de ellas y progresivamente más alejadas a medida que aumenta la relación de consolidación **OCR**.

La posición de la trayectoria de esfuerzos está gobernada por el esfuerzo de preconsolidación (σ'_p). Si se dividen los valores de p' y q entre el esfuerzo de preconsolidación, se dice que está normalizado. La figura 2.16 muestra una gráfica normalizada, es decir q/σ'_p contra p'/σ'_p , que representa una sección de volumen constante de la superficie límite de estado. Así, para un suelo *normalmente consolidado* ($p'_o = \sigma'_p$) las trayectorias de esfuerzo pasan por la superficie de *Roscoe* alcanzando la línea (CSL) en S. Si hay preconsolidación, $p'_o < \sigma'_p$ y con ello las trayectorias de esfuerzos comienzan entre E y C. Los suelos *ligeramente preconsolidados* son menos consistentes y más húmedos que sus valores críticos y sus trayectorias de esfuerzos (L→S) alcanzarán la línea (CSL) desde abajo. Los suelos *muy preconsolidados* son más consistentes y más secos que sus valores críticos y las trayectorias de esfuerzos comienzan entre O y E, antes de curvarse ligeramente en dirección opuesta a medida que se eleva hacia la superficie de *Hvorslev*. Después siguen esa superficie si la deformación sigue sin drenaje, o regresan ligeramente cuando haya drenaje.

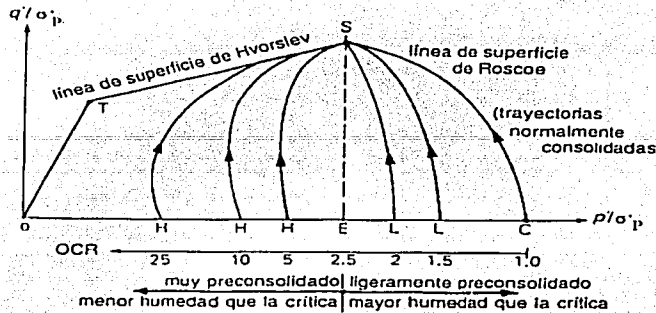


Figura 2.16 Curvas normalizadas de una sección en la superficie límite de estado crítico a volumen constante (Whitlow, 2000)

Es importante reconocer los tres estados de esfuerzos en suelos *muy preconsolidados*. El *esfuerzo máximo* cortante se alcanza cuando la trayectoria de esfuerzos invade a la superficie de *Hvorslev*, mientras que el *esfuerzo crítico* se presenta en la línea (CSL). Después de grandes deformaciones, en especial a lo largo de las superficies de deslizamiento, el estado de esfuerzos cedente regresará a un valor *residual* menor. Este concepto es esencial para interpretar las pruebas de cortante y en la aplicación de parámetros medidos.

2.3 Características de las arcillas estudiadas

2.3.1 Condiciones geológicas del sitio

La Sonda de Campeche es la extensión marina correspondiente a la porción ístmica de sedimentación del sureste de México, formada por una región de domos salinos que son una prolongación hacia el mar de la cuenca salina del Golfo de México.

La historia geológica de la Sonda de Campeche y de la región ístmica del Golfo de México corresponden a la última orogénesis del Paleozoico, en la cual se formó un sistema montañoso hacia la parte sur de esta área. Esta formación montañosa fue seguida por deslizamientos hacia la cuenca debido a un sistema de fallas originadas a lo largo de la costa. Durante el Jurásico, se depositaron sales y otras evaporitas en toda la zona ístmica del Golfo de México. En el Cretácico, se depositaron carbonatos como clásticos tércicos, predominando los primeros hacia el este. La sección del Terciario es muy potente, con más de 9 km de sedimentación, y está formada principalmente por sedimentos areno-arcillosos (Murray, 1961).

El sitio de estudio denominado *Cantarell* se localiza a 85 km al norte de ciudad del Carmen Campeche, tiene un área rectangular definida de 14 km por 20 km, con superficie de 280 km², como se muestra en la figura 2.17.

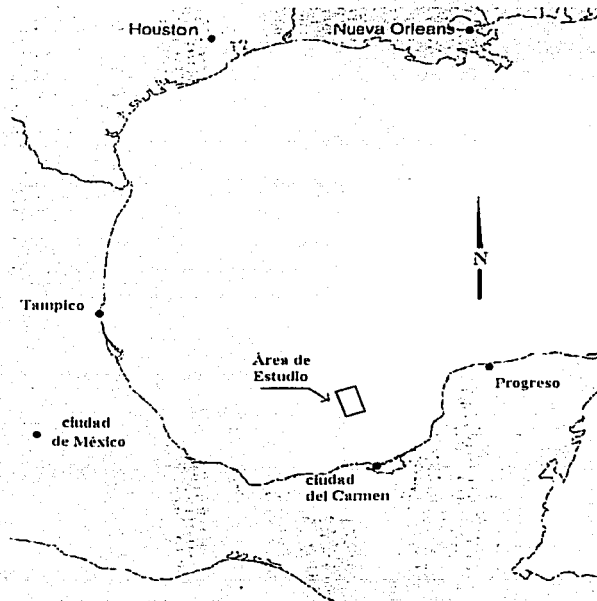


Figura 2.17 Localización del sitio de estudio denominado *Cantarell*.

- *Riesgos geológicos potenciales*

Los informes geológicos y geofísicos realizados en el periodo 1996 a 1998 en esta zona reportaron hallazgos importantes que fueron tomados en cuenta en el programa de exploración geotécnica; a continuación se describen estos hallazgos:

- *Tirante de agua y topografía del fondo marino*

Los tirantes de agua en el área de *Cantarell* fluctúan entre 33 m en el sur hasta 55 m en el norte del área. Estos tirantes de agua están referidos al Nivel Medio del Mar. La topografía del fondo marino es generalmente plana, pero se torna irregular en algunas zonas de la parte norte y noroeste por la presencia de afloramientos de roca con relieve de hasta 4.8 m del fondo marino. La pendiente regional es menor de 0.06 grados (aproximadamente 0.1 por ciento) hacia el noroeste.

- *Canales enterrados*

Se localizaron canales enterrados en toda el área de estudio; en la parte norte, en las profundidades de 3 m y 17 m del fondo marino a las cimas de los canales y de 8 m a 42 m a las bases de los canales. En el extremo oeste y noroeste del área, se encuentran entre los 10 m y 24 m del fondo marino a la cima de los canales y de 12 m a 40 m del fondo marino a las bases de los canales. Los canales localizados en el extremo sur, se encuentran entre los 9 m y 24 m del fondo marino a la cima de los canales y entre los 9 m y 30 m del fondo marino a las bases de los canales. Los canales localizados en el sureste del área, se encuentran entre los 7 m y 18 m del fondo marino a la cima de los canales y entre los 9 m y 32 m del fondo marino a las bases de los canales.

- *Arrecifes enterrados*

El área de *Cantarell* en su mayor parte se encuentra afectada por arrecifes enterrados someros. Estos arrecifes se encuentran más someros en la parte norte y noroeste del área, los cuales se localizan desde 0 m, donde afloran los corales, hasta 16 m en el sureste del área. Se observa que los arrecifes son más someros en la orilla noroeste del área, conformando una franja del suroeste hacia el noreste, la cual está asociada con las franjas de roca que afloran en el fondo marino. Partiendo de la orilla noroeste hacia el centro y orilla sureste del área, se observa que los arrecifes enterrados se ubican a mayor profundidad.

- *Afloramientos de roca*

En los extremos norte y noroeste del área se localizan afloramientos de coral asociadas con los arrecifes enterrados someros. Los afloramientos rocosos localizados en el extremo norte del área, se encuentran desde 1 m hasta aproximadamente 4.8 m con relieve en el fondo marino; estos arrecifes comprenden dos áreas extensas y algunas áreas aisladas pequeñas. El área que está más al norte tiene un ancho mayor de aproximadamente 525 m, su longitud en el área es de aproximadamente 2000 m, extendiéndose fuera del área. En el sureste del área, se localiza una franja de afloramiento rocoso el cual tiene una longitud total de aproximadamente 5200 m y continúa fuera del área; esta franja llega a tener relieve de hasta 3.8 m del fondo marino con ancho máximo de 970 m.

- *Fallas geológicas*

Se identificaron diez fallas geológicas a través del área de estudio: estas fallas tienen tendencias de sur a norte y de suroeste al noreste. Las fallas están enterradas a 14 m y 164 m por abajo del fondo marino y están clasificadas como fallas inactivas.

Las fallas se extienden hasta los estratos profundos, y posiblemente hasta el yacimiento; estas fallas geológicas al parecer están asociadas a la migración vertical de gas hacia la superficie.

Los sistemas de fallas probablemente son originados por movimientos salinos profundos. Los domos salinos parecen encontrarse a menor profundidad conforme se avanza hacia mar adentro.

- *Acumulación de gas*

Existe evidencia de acumulaciones de gas en los sedimentos superficiales, obtenida de los registros sísmicos; esto es, registros de tiempo sin señal acústica, por reflexiones débiles, distorsionadas o confusas.

El origen de la mayor parte del gas encontrado en el área de estudio es aparentemente de tipo biogénico, formado por la descomposición de materia orgánica dentro de los sedimentos superficiales no consolidados. Existe otro gas de tipo petrogénico, se localiza a mayor profundidad y es difícil de determinar mediante los registros sísmicos.

Un aspecto importante en este tipo de anomalías en los sedimentos marinos es la reducción de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, la cual puede originar una condición de inestabilidad en el fondo marino.

Las acumulaciones de gas en el subsuelo marino, evidentes por sus reflexiones de alta amplitud, pueden indicar la existencia de presiones mayores a la hidrostática, aspecto que se debe tener presente en el diseño de las cimentaciones de las plataformas marinas. Las capas horizontales sin reflexión o discontinuas a lo largo de planos de falla pueden indicar la posibilidad de migración de gas a través de estos planos.

2.3.2 Características estratigráficas

Con el objetivo de valorar las condiciones estratigráficas de la zona de *Cantarell*, Petróleos Mexicanos llevó a cabo varias campañas de exploración geotécnica en el periodo de 1996 a 1998, realizando más de 20 sondeos mixtos con extracción de muestras alteradas e inalteradas, todos hasta una profundidad del orden de 125 m en el subsuelo marino. La ubicación de los sondeos considerados en este trabajo, se presentan en la figura 2.18. Asimismo, en la tabla 2.1 se muestran los datos generales de los sondeos exploratorios.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

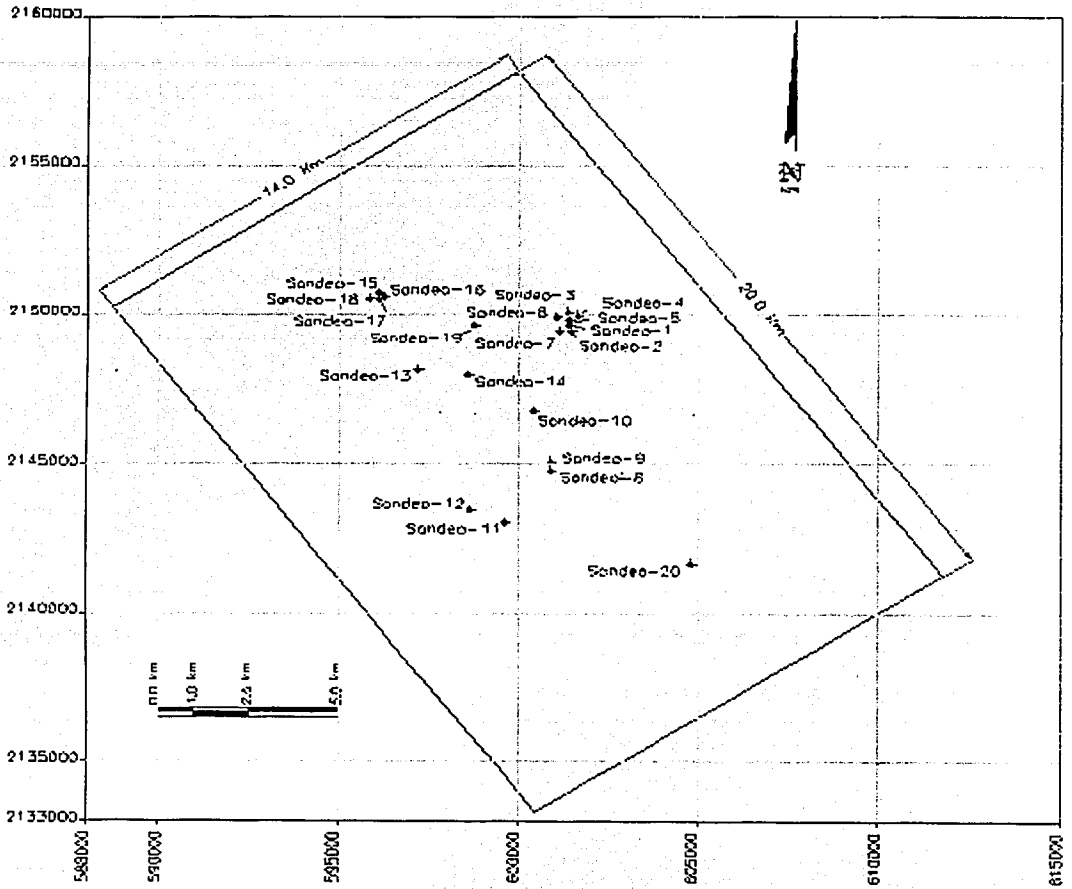


Figura 2.18 Ubicación de sondeos en la zona de Cantarell
(Coordenadas UTM)

Tabla 2.1 Sondeos exploratorios considerados en la zona de *Cantarell*

No. Sondeo	Latitud N (°.-'.")	Longitud W (°.-'.")	Fecha Estudio	Tirante-Agua(m)	Objetivo Estudio	Prof. Sondeo (m)
1	19-26-19.4	92-02-01.4	10/09/1997	47.50	PLATAFORMA	122.20
2	19-26-15.1	92-02-01.3	12/09/1997	47.50	PLATAFORMA	120.10
3	19-26-28.3	92-02-01.3	02/09/1997	47.90	PLATAFORMA	123.40
4	19-26-25.3	92-01-57.5	06/09/1997	47.90	PLATAFORMA	122.20
5	19-26-23.9	92-02-01.2	08/09/1997	47.90	PLATAFORMA	121.90
6	19-26-24.7	92-02-09.8	17/09/1997	47.20	PLATAFORMA	121.30
7	19-26-11.3	92-02-08.9	24/09/1997	46.60	PLATAFORMA	120.10
8	19-23-38.5	92-02-18.8	03/09/1997	43.90	PLATAFORMA	121.30
9	19-23-49.1	92-02-17.6	01/09/1997	44.50	PLATAFORMA	120.10
10	19-24-44.9	92-02-36.7	18/09/1997	45.70	PLATAFORMA	126.80
11	19-22-42.5	92-03-05.7	15/01/1998	43.00	PLATAFORMA	126.50
12	19-22-57.2	92-03-36.5	15/08/1997	42.70	PLATAFORMA	132.70
13	19-25-29.1	92-04-26.5	26/08/1997	46.90	PLATAFORMA	120.10
14	19-25-23.2	92-03-38.6	14/09/1997	47.20	PLATAFORMA	120.10
15	19-26-52.4	92-05-02	20/08/1997	49.40	PLATAFORMA	126.50
16	19-26-49.2	92-04-58.4	22/08/1997	48.50	PLATAFORMA	122.50
17	19-26-47.8	92-05-01.9	28/08/1997	49.10	PLATAFORMA	122.80
18	19-26-46.8	92-05-12.2	30/08/1997	49.10	PLATAFORMA	123.70
19	19-26-17.7	92-03-34	22/12/1998	48.20	PLATAFORMA	122.80
20	19-21-56.4	92-00-12.2	30/08/1997	40.50	PLATAFORMA	121.30

Los informes: Criterios de diseño estático de cimentaciones para plataformas marinas, Pemex (1996-1998), permitieron analizar estos datos, estableciendo que la estratigrafía en esta zona está basada en intercalaciones de estratos de arcillas y arenas de diferentes propiedades índice y mecánicas; por consiguiente, se presenta en la tabla 2.2 la estratigrafía típica de la zona de estudio. A continuación, se describen los materiales encontrados desde el fondo marino hasta la profundidad de exploración.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 2.2 Estratigrafía típica de la zona de *Cantarell*

Estrato	Profundidad (m)		Espesor del Estrato (m)	Descripción
	de	a		
I	0	11.6	11.60	Arcilla calcárea, muy blanda a blanda
II	11.6	14.0	2.4	Arena limosa carbonatada sílica, compacta
III	14.0	29.9	15.9	Arcilla calcárea, muy firme
IV	29.9	45.4	15.5	Arena fina a arena fina limosa calcárea, muy compacta a compacta
V	45.4	53.3	7.9	Arcilla calcárea, muy firme
VI	53.3	58.5	5.2	Arena fina limosa carbonatada sílica, muy compacta
VII	58.5	76.5	18.0	Arcilla calcárea, muy firme a dura
VIII	76.5	80.5	4.0	Arena limosa carbonatada sílica, compacta
IX	80.5	89.0	8.5	Arcilla calcárea, dura
X	89.0	94.2	5.2	Arena fina limosa carbonatada sílica, compacta a muy compacta
XI	94.2	109.1	14.9	Arcilla calcárea, dura
XII	109.1	122.2	13.1	Arena fina, compacta

En general, se puede observar que la zona consta de una estratigrafía uniforme, identificándose 12 estratos con intercalaciones de arcillas y arenas de diferentes espesores. En el primer estrato se tiene un espesor potente de arcilla de tipo *calcáreo*, de consistencia muy blanda a blanda, en proceso de consolidación; el resto de los estratos de arcillas, también calcáreos, tienen consistencia muy firme a dura. Las arenas, localizándose en el segundo estrato y posteriormente después de cada estrato de arcilla, son de tipo *carbonatado*, de compactación compacta a muy compacta. Cabe aclarar aquí el término utilizado comúnmente en suelos marinos: *calcáreo* o *carbonatado*, el primero utilizado en la clasificación de los suelos predominantemente de origen *sílico*, y el segundo en aquellos de origen por *carbonatos*. La diferencia entre *calcáreo* y *carbonatado* depende del porcentaje de material soluble al ácido clorhídrico. Un material que tiene del 10 al 50% de material soluble es considerado *calcáreo*, y un material soluble mayor al 50% es considerado *carbonatado*. Asimismo, los suelos son clasificados como *carbonatado sílico* cuando el contenido de carbonatos está entre el 50 y 90% y *carbonatado* cuando es mayor al 90% (Clark y Walker, 1977).

La estratigrafía mostrada en la tabla 2.2 muestra que los suelos que predominan en relación al espesor, son las arcillas, y dada la importancia que esto representa en el estudio de cimentaciones de plataformas marinas, se consideró en este trabajo únicamente el estudio de los suelos arcillosos.

2.3.3 Propiedades índice y mecánicas

En esta sección se presentan las propiedades índice y mecánicas de las arcillas de la zona de *Cantarell*. Estos datos son utilizados en este trabajo para describir el comportamiento estático de las arcillas a partir de los resultados de las pruebas triaxiales **UU**, de consolidación unidimensional, y los parámetros de la teoría del estado crítico.

Propiedades índice

Las propiedades índice de las arcillas marinas de la zona de *Cantarell* analizadas fueron; contenido natural de agua (w en %), límite líquido (w_L en %), límite plástico (w_P en %), índice de plasticidad (PI en %), índice de rigidez (I_r) y peso volumétrico de la muestra (γ_m).

Al analizar diferentes sondeos en la zona de estudio, las arcillas presentan una semejanza en sus propiedades índice, en la figura 2.19 se muestra la variación del contenido de agua con la profundidad, en el primer estrato se tiene una arcilla blanda normalmente consolidada de baja resistencia al esfuerzo cortante; se observa que el contenido de agua es mayor, del 60% al 100%. En los siguientes estratos de arcillosos, se observa que existe una disminución en el contenido de agua en relación a la profundidad, manteniéndose en el intervalo del 20% y 60%, éstas corresponden a arcillas ligeramente preconsolidadas con $OCR = 1.5$, reflejándose un incremento en la resistencia al esfuerzo cortante.

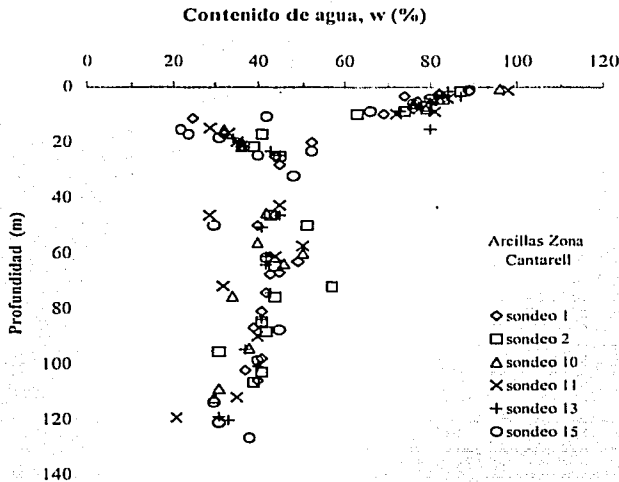


Figura 2.19 Variación del contenido de agua, w , con la profundidad

La obtención del índice de plasticidad, PI , de las arcillas es una de las propiedades índice de interés, ya que es utilizada en la modelación dinámica de las arcillas (ver capítulo 3), y se presenta en la figura 2.20. En esta gráfica se observa la variación con la profundidad. Se puede apreciar que en el primer estrato, en general, el PI se mantiene entre 18% y 66%, sin embargo, al aumentar la profundidad el intervalo crece de 13% a 80%. En la obtención del índice de plasticidad se aplicó la expresión:

$$PI = w_L - w_P$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

(2.23)

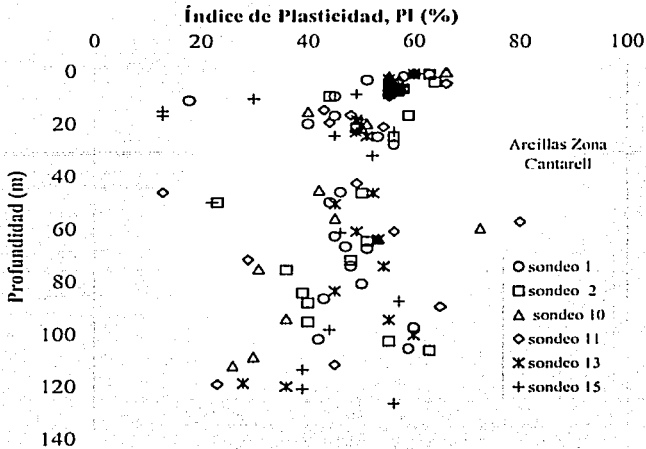


Figura 2.20 Variación del índice de plasticidad, **PI**, con la profundidad.

El índice de rigidez, I_r , denominado también consistencia relativa, es otra de las propiedades índice de interés en este estudio, ya que está relacionada con las propiedades dinámicas de las arcillas, este índice se calculó como:

$$I_r = \frac{w_L - w}{PI} \quad (2.24)$$

Asimismo, el índice de liquidez, I_L , se calcula en función del índice de rigidez, I_r , ($I_L = 1 - I_r$). Por lo tanto, para valores altos de índice de liquidez se tienen valores bajos de índice de rigidez y a la inversa. La variación de estos índices con la profundidad del subsuelo marino se ve en las figuras 2.21 y 2.22, respectivamente. En la figura 2.21 se aprecia que las arcillas que se encuentran cercanas al fondo marino tienen contenidos de agua cercanos al límite líquido y por ello el I_r tiene valores próximos a cero, mientras que a mayor profundidad el índice de rigidez crece, ubicándose en el intervalo de 0.50 y 0.90. En la figura 2.22 los resultados indican una tendencia decreciente de I_L con la profundidad.

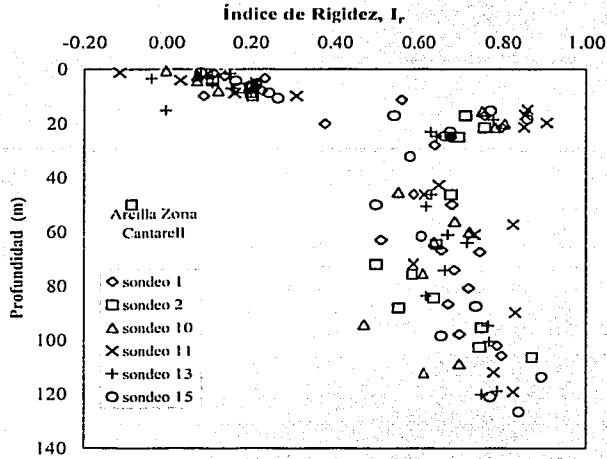


Figura 2.21 Variación del índice de rigidez, I_r , con la profundidad

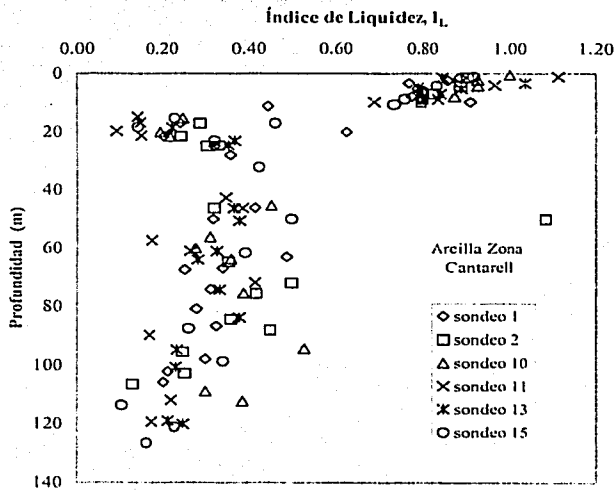


Figura 2.22 Variación del índice de liquidez, I_L , con la profundidad

Los valores del límite líquido, w_L , y el índice de plasticidad, PI , de los suelos arcillosos de la zona de *Cantarell* se graficaron en la carta de plasticidad que se presenta en la figura 2.23. Se observa que los puntos se ubican por arriba de la línea A, resultando la mayoría de estos con la clasificación de arcillas de alta compresibilidad (CH).

La ecuación de la recta de regresión resultó como:

$$PI = -6.9 + 0.73(w_L) \quad (2.25)$$

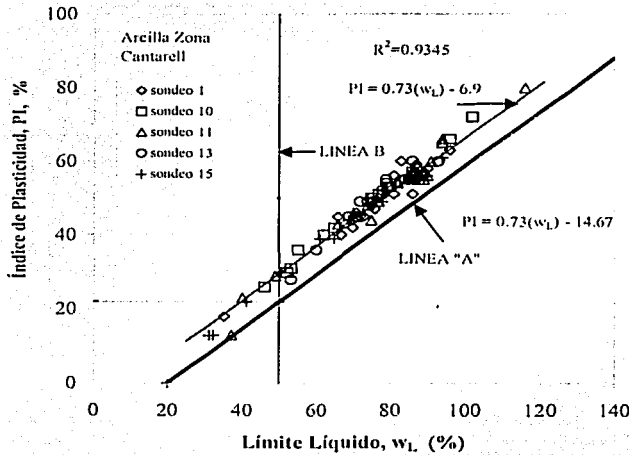


Figura 2.23 Clasificación de las arcillas de la zona de *Cantarell*

Otras correlaciones se obtuvieron en las arcillas estudiadas con tendencias lineales, en la figura 2.24 se muestra la relación que existe en el contenido de agua, w , y el índice de rigidez, I_r . Por otro lado, en la figura 2.25 se muestra la relación en el índice de plasticidad, PI , y el índice de rigidez, I_r .

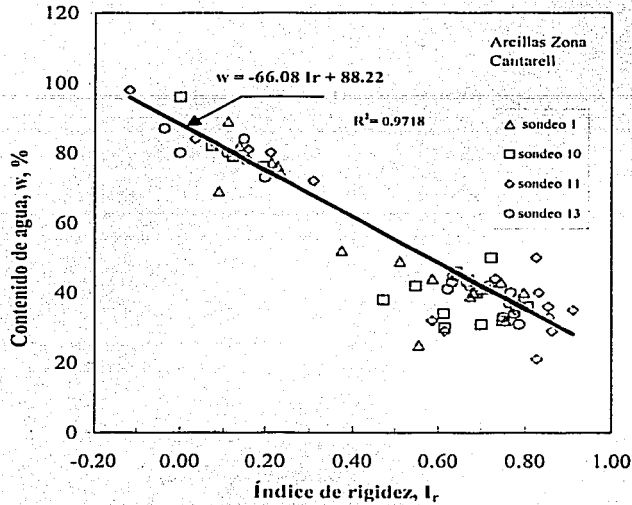


Figura 2.24 Regresión lineal entre el contenido de agua, w, y el índice de rigidez, I_r .

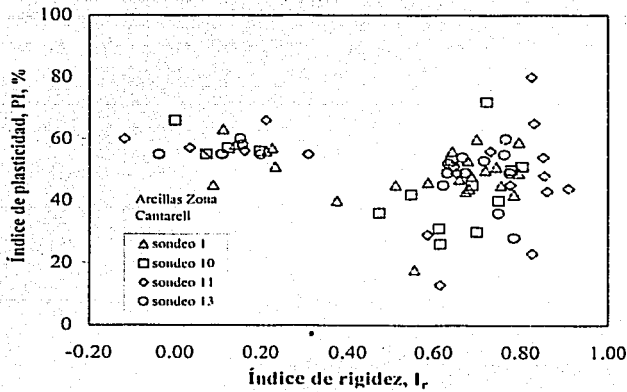


Figura 2.25 Gráfica del índice de plasticidad, PI, versus el índice de rigidez, I_r .

▪ *Contenido de carbonatos*

El contenido de carbonatos de las arcillas de la zona de *Cantarell* se obtuvo de la prueba de solubilidad al ácido clorhídrico a través del método gasométrico (ASTM D-4373). Los resultados de estas pruebas se presentan en la figura 2.26, e indican que la variación del contenido de carbonatos en la mayoría de las arcillas estudiadas se ubican en el intervalo de 15% a 45%, lo que resulta, de acuerdo a la clasificación de Clark y Walker (1977) mencionada con anterioridad, que corresponden a arcillas calcáreas, ya que el contenido de carbonatos no es mayor que 50%.

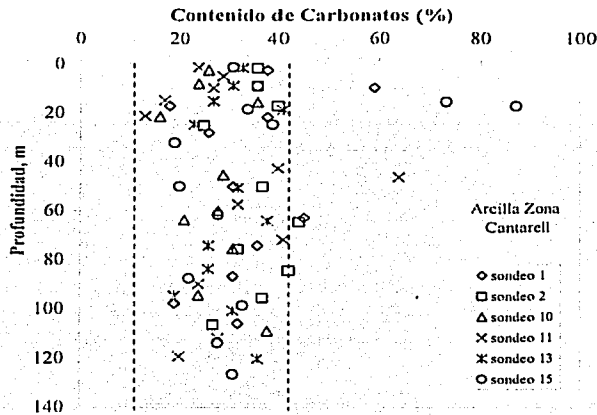


Figura 2.26 Variación del contenido de carbonatos con la profundidad

En las figuras 2.27 y 2.28 se presentan las gráficas de los valores del límite líquido contra los del contenido de carbonatos, así como los del índice de plasticidad contra los del contenido de carbonatos, respectivamente. En ambas gráficas se observa una gran dispersión de puntos sin resaltar una tendencia regular entre ellos.

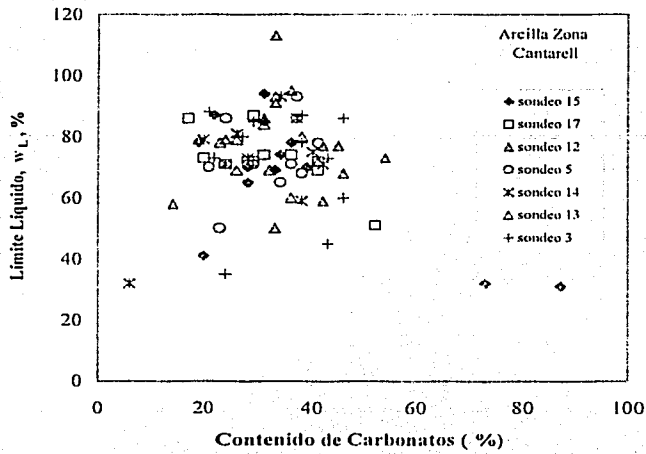


Figura 2.27 Relación entre el w_L y el contenido de carbonatos

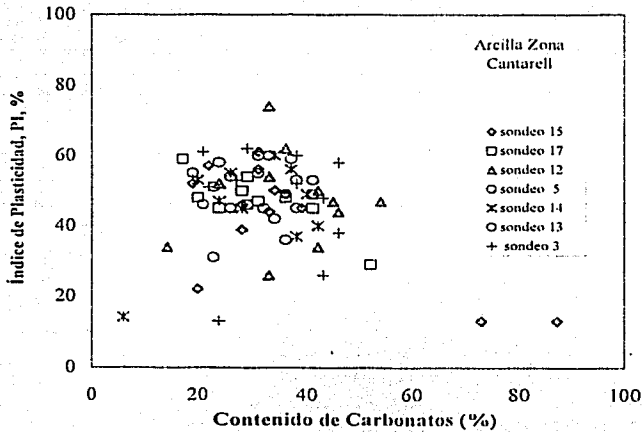


Figura 2.28 Relación entre el PI y el contenido de carbonatos

▪ **Peso volumétrico sumergido**

Con el fin de conocer el perfil de esfuerzo vertical efectivo en condición geostática, se presentan en la figura 2.29 los pesos volumétricos sumergidos de las muestras representativas de los estratos de arcilla de varios sondeos en la zona de estudio, resultando que para el primer estrato superficial, su valor está en el intervalo de 4 a 8 kN/m³, y para el resto de estratos arcillosos está ubicado en el intervalo aproximado de 6 a 10 kN/m³.

La información de las figuras 2.19, 2.21 y 2.22 puede correlacionarse con la de la figura 2.29 ya que en ellas se observan tendencias sensiblemente definidas; esto último puede deberse en parte a que en el primer estrato se presentan mayores contenidos de agua que en el resto de los estratos.

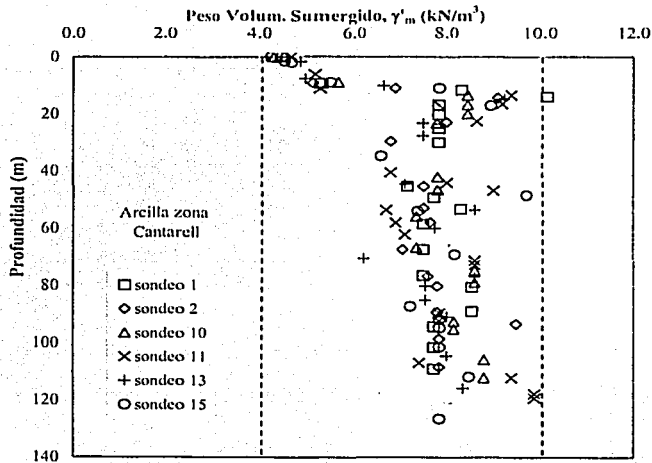


Figura 2.29 Variación de los pesos volumétricos, γ'_m , con la profundidad

Otra forma de obtener el peso volumétrico del suelo, γ'_m , es considerar que el material está totalmente saturado y calcular γ'_m a partir de la expresión:

$$\gamma'_m = \gamma_w \left[\frac{G_s(1+w)}{1+wG_s} \right] - \gamma_{w \text{ salada}} \quad (2.26)$$

donde:

γ'_m : Peso volumétrico sumergido

γ_w : Peso volumétrico del agua

$\gamma_{w \text{ salada}}$: Peso volumétrico del agua salada

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

w : Contenido natural de agua

G_s : Densidad relativa de los sólidos

La aplicación de la ecuación 2.26 permitió obtener valores de γ'_m que resultaron semejantes a los obtenidos por medición directa en laboratorio, sin embargo, no se presentan aquí los resultados de la comparación, ya que únicamente interesó confirmar el orden de magnitud de la medición directa.

- *Densidad de sólidos*

La densidad de los sólidos, G_s , de las arcillas, resultó en valores dentro del intervalo de 2.74 a 2.78.

- *Grado de saturación*

Dado que la estratigrafía de los suelos en la zona de *Cantarell* se encuentra bajo un tirante de agua que varía de 40 m a 50 m, la medición del grado de saturación, S_r , de las arcillas de diferentes profundidades resultó superior a 95%, lo que permite suponer que la mayoría de estos materiales están prácticamente saturados.

Otra forma con la que se obtuvo el grado de saturación, S_r , de las arcillas fue aplicando la expresión:

$$S_r = \frac{\gamma_m - \left[\frac{\gamma_m}{1+w} \right]}{\gamma_w \left[1 - \frac{\gamma_m}{\gamma_w G_s (1+w)} \right]} \quad (2.27)$$

Los valores resultantes de S_r fueron superiores a 95 %, lo cual permitió confirmar el orden de magnitud de las mediciones directas de laboratorio, además indicó que probablemente las muestras de arcillas experimentaron alguna pérdida de humedad durante el proceso de muestreo.

- *Esfuerzo vertical efectivo in situ (geostático)*

Con los datos de los pesos volumétricos señalados con anterioridad, se obtuvo el perfil de esfuerzos efectivos *in situ* de varios sondeos, como se muestra en la figura 2.30, el cual muestra que el esfuerzo vertical efectivo crece proporcionalmente con la profundidad.

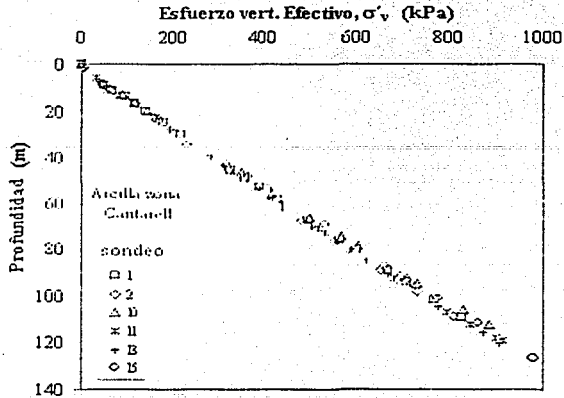


Figura 2.30 Perfil de esfuerzos vertical efectivo, σ'_v , geostático

▪ *Resistencia al corte*

La resistencia al corte sin drenaje de las arcillas, c_u , se obtuvo utilizando las pruebas triaxiales UU. En la figura 2.31 se presenta una gráfica de la resistencia al corte, sin drenaje, de las arcillas muestreadas, que a su vez corresponden a 4 sondeos seleccionados aleatoriamente por el suscrito.

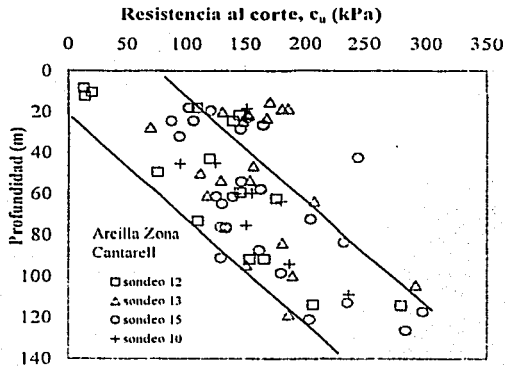


Figura 2.31 Variación de la resistencia al corte sin drenaje, c_u , con la profundidad

En esta gráfica se puede observar que la resistencia al corte sin drenaje de las arcillas, en general, se incrementa de manera proporcional con la profundidad según un ancho de banda bien definido; esto evidencia alguna compatibilidad geotécnica con la tendencia observada en las figuras 2.19, 2.21 y 2.22 que presenta propiedades índice de los materiales estudiados; sin embargo, existe un incremento en la resistencia al corte en el segundo estrato de arcilla que queda fuera del ancho de banda del resto, esto es debido a que se trata de un estrato de arcilla preconsolidada, con un **OCR** entre 4 y 8, como se ve en la descripción de la historia de esfuerzos (figura 2.33).

Es sabido que el I_L y la resistencia al corte están inversamente relacionados. En el caso de los materiales estudiados, el I_L generalmente disminuyó con la profundidad y la resistencia al corte sin drenaje de las arcillas aumentó con la profundidad, por lo cual el índice de liquidez, I_L , proporcionó un parámetro de tendencia de la resistencia al corte del suelo, como se presenta en la figura 2.32.

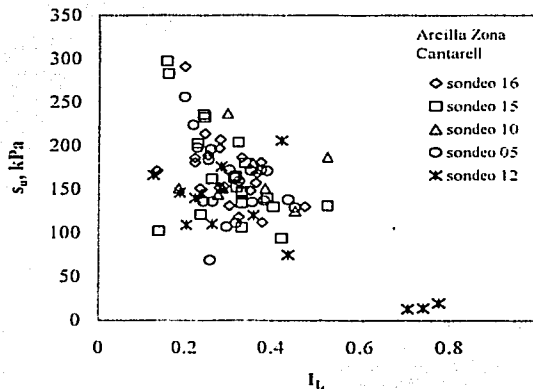


Figura 2.32 Relación de la resistencia al corte s_u versus I_L .

▪ Interpretación de la historia de esfuerzos

Con el perfil de esfuerzos vertical efectivo, σ'_{vz} , *in situ* de la figura 2.30, y los esfuerzos de preconsolidación, σ'_p , interpretados de los ensayos de consolidación unidimensional, se obtuvo la historia de esfuerzos de la formación de suelo. En la figura 2.33 se presenta la historia de esfuerzos de las arcillas de la zona de *Cantarell*, se puede observar que para el primer estrato, se trata de arcillas normalmente consolidadas, le subyace el segundo estrato preconsolidado con valores altos de **OCR** de 4 a 8, continuando con el resto de los estratos de arcillas normalmente consolidadas y ligeramente preconsolidadas con valores de **OCR** de 1 a 1.5.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

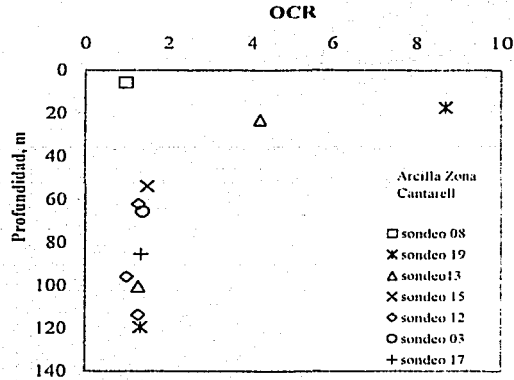


Figura 2.33 Variación del parámetro **OCR** con la profundidad

▪ *Relación de vacíos*

Otra propiedad importante analizada en este estudio, es la relación de vacíos, e . En la figura 2.34 se muestra la variación de la relación de vacíos con la profundidad para algunos sondos en la zona de *Cantarell*; se observa que el intervalo de variación es de 0.84 a 2.17.

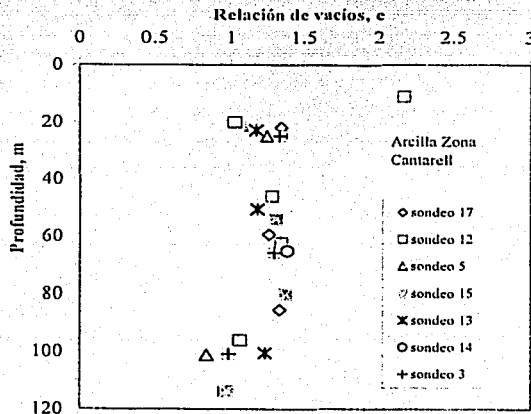


Figura 2.34 Variación de la relación de vacíos, e , con la profundidad

- *Sensibilidad del suelo*

La sensibilidad del suelo está definida como la relación de la máxima resistencia al corte sin drenaje y sin remodelarse el material a la resistencia al corte sin drenaje, pero el material remodelado sin ningún cambio en el contenido de agua, Lambe y Whitman (1969). Involucrando las resistencias al corte de pruebas triaxiales UU, los valores de sensibilidad de las arcillas estudiadas están en el intervalo de 2 a 4.

- *Propiedades mecánicas*

En la tabla 2.3 se resumen los resultados de los ensayos triaxiales, propiedades índice, esfuerzo de confinamiento aplicado, esfuerzo desviador y deformación unitaria axial en la falla.

Tabla 2.3 Propiedades mecánicas a partir de pruebas triaxiales UU

Sondeo	Muestra	Profundidad m	γ'_m kN/m ³	w %	σ_3 kPa	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	ϵ_{falla} %
19	47	18.0	8.9	33	2413	327	3.0
15	79	54.1	7.3	44	827	294	9.0
12	89	62.3	7.2	47	827	352	8.0
03	86	66.3	7.3	46	827	340	9.0
17	106	86.1	7.5	43	827	390	9.0
13	131	99.8	7.5	37	827	378	9.0
12	117	114.0	8.3	32	827	412	16.0
19	133	118.7	8.0	--	827	452	4.0
20	40	16.3	9.0	30	827	419	5.0
19	45	16.6	7.7	43	827	262	8.0
12	53	21.5	8.3	33	827	290	8.0
10	47	18.4	8.4	33	827	302	9.0
15	50	23	6.1	57	827	304	1.0
17	56	23	7.3	46	827	174	3.0
13	58	23	7.5	42	827	336	3.0
14	53	24.5	7.3	45	827	282	3.0
05	58	24.8	7.2	45	827	270	6.0
03	58	25.5	7.2	--	827	226	4.0
20	73	44.7	8.1	37	827	279	3.0
13	83	49.8	7.2	39	827	224	2.0
17	84	59.9	7.6	42	827	310	11.0
10	80	63.6	7.4	46	827	360	9.0
14	77	65.7	7.1	46	827	382	5.0
20	103	92.8	7.8	36	827	467	1.0
03	113	101.3	7.7	39	827	378	12.0
05	120	101.5	7.9	35	827	368	12.0
15	122	112.9	8.0	33	827	472	8.0

- *Propiedades de compresibilidad*

En la tabla 2.4 se resumen los resultados de los ensayos mencionados, sus propiedades índice, la relación de vacíos, esfuerzo vertical efectivo *in situ* y de preconsolidación, relación OCR, y otros parámetros.

Tabla 2.4 Propiedades índice y de compresibilidad a partir de pruebas de consolidación unidimensional

Sondeo	Muestra	Prof. m	w _o %	w _f %	w _L %	w _p %	e _o	e _f	γ _m kN/m ³	σ' _p kPa	σ' _v kPa	OCR	C _c	S _c %
19	62	17.3	34.2	30.8	71	25	0.930	0.826	18.9	1053	121	8.70	2.78	97.62
13	57	22.9	43.8	40.0	72	25	1.168	1.012	17.9	689	165	4.20	2.76	99.31
15	78	53.9	48.2	42.3	89	25	1.304	1.087	17.6	647	436	1.50	2.79	99.66
12	88	62.2	49.1	42.0	122	27	1.341	1.093	17.2	608	466	1.30	2.77	97.06
03	83	65.7	46.7	41.5	88	25	1.290	1.075	17.4	728	524	1.40	2.78	96.61
17	103	85.4	48.8	47.6	83	25	1.329	1.152	17.3	920	675	1.36	2.76	98.03
12	109	96.0	37.2	34.1	89	23	1.056	0.855	18.1	786	761	1.03	2.78	93.40
13	133	100.5	45.2	42.8	115	24	1.225	1.074	17.5	1034	803	1.30	2.74	97.26
12	116	113.8	34.6	34.5	64	21	0.963	0.881	18.7	1198	939	1.30	2.79	95.75
19	135	119.4	27.1	29.0	95	27	0.857	0.738	18.6	1341	993	1.35	2.77	84.08
20	39	16.2	30.2	32.8	75	22	0.885	0.847	18.9	627	121	5.18	2.79	91.39
12	51	20	36.3	33.3	74	23	1.025	0.847	18.5	441	123	3.59	2.82	94.99
10	60	20.3	39.4	38	73	28	1.089	0.98	18.4	707	147	4.81	2.81	98.07
15	47	21.6	40.4	34.8	83	23	1.127	0.910	18.3	671	160	4.19	2.83	97.62
17	62	21.9	47.8	41.4	88	26	1.343	1.090	17.5	594	153	3.88	2.83	97.31
14	55	24.9	48.9	41.9	79	27	1.341	1.098	17.4	589	184	3.20	2.79	98.33
05	63	24.9	46.5	43.5	81	26	1.241	1.089	17.6	527	177	2.98	2.75	99.20
03	54	24.9	49.1	43.4	83	29	1.331	1.107	17.4	522	179	2.92	2.78	98.76
20	75	45.4	27.4	21.3	36	18	0.787	0.569	19.4	666	369	1.80	2.78	92.26
13	85	50.5	40.4	40.2	72	23	1.174	1.004	17.3	766	407	1.88	2.74	90.46
17	81	59.3	46.5	44.1	79	24	1.253	1.104	17.6	656	465	1.41	2.76	98.92
10	79	63.4	47.9	42.4	90	27	1.310	1.084	17.3	656	520	1.26	2.77	96.98
14	74	65.1	49.8	44.2	107	30	1.385	1.161	17.2	958	533	1.8	2.79	97.17
20	105	93.5	41.3	39.9	99	30	1.115	0.971	18.2	1298	796	1.63	2.78	99.12
03	110	100.8	35.7	31.8	85	23	0.984	0.805	18.6	1221	805	1.52	2.78	96.52
05	117	101.1	29.3	28.5	67	22	0.84	0.726	19.0	1150	808	1.42	2.77	91.70
15	124	113.6	34.2	31.3	88	21	0.97	0.797	18.6	1418	924	1.53	2.79	94.19

Dado que los sondeos disponibles presentaron resultados de ensayos índice y mecánicos a diferentes profundidades, y no siempre las probetas de pruebas triaxiales y de consolidación unidimensional correspondieron a la misma muestra y profundidad, se siguió el criterio de seleccionar muestras representativas del mismo material que incluyera ambos resultados a la misma profundidad o más próxima, esto con el fin de aplicar la teoría del estado crítico. Del análisis de la información, se observó que fueron limitados los resultados de laboratorio dado el número de sondeos considerados, sin embargo, se consideraron suficientes para este estudio, esto se constatará en los resultados más adelante descritos.

2.4 Análisis de resultados experimentales

2.4.1 Pruebas de laboratorio

El programa de pruebas estáticas de laboratorio llevado a cabo por la compañía Fugro-McClelland, tuvo el objetivo de evaluar las propiedades índice y mecánicas de los suelos arcillosos. En lo que sigue, se hace una breve descripción de las pruebas realizadas, las cuales fueron basadas en las Normas ASTM (1996), aplicables al caso.

- *Pruebas de clasificación*

Los límites líquido y plástico de las arcillas fueron determinados con el fin de clasificarlos en la carta de plasticidad, estos suelos correspondieron a arcillas de alta y baja compresibilidad (CH y CL) respectivamente, como se mostraron en la figura 2.23.

- *Pruebas triaxiales sin consolidación ni drenaje UU*

El procedimiento de ejecución de las pruebas de resistencia al corte fue el siguiente: la probeta cilíndrica inalterada o remodelada se cubrió con una membrana fina de hule y se sometió a una presión de confinamiento por lo menos igual a la presión efectiva de sobrecarga calculada. Se aplicó una presión de confinamiento de 827 kPa cuando las muestras de arcillas eran ligeramente preconsolidadas. Para arcillas muy preconsolidadas la presión de confinamiento fue de 2068 kPa. Las probetas fueron sometidas a carga axial hasta la falla a una velocidad constante de deformación mm/min, sin permitir el drenaje. La resistencia al corte sin drenaje de los suelos arcillosos obtenidos a diferentes profundidades, c_u , se obtuvo como la mitad del esfuerzo desviador máximo.

$$c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.28)$$

- *Pruebas de consolidación unidimensional*

Se analizaron los ensayos de consolidación unidimensional en los suelos arcillosos para investigar la historia de esfuerzos de las arcillas de la zona de *Cantarell*. Los especímenes se ensayaron en un consolidómetro de anillo tipo flotante, utilizando anillos de acero de diámetros interiores de 0.045 m y 0.063 m, así como alturas de 1.27 cm. Las probetas fueron colocadas en el anillo dentro de una cámara; en la base y la cabeza de la probeta se les colocó una piedra porosa. El pistón de carga se apoya en ella, al ser comprimida la probeta durante la carga, ésta drena a través de las piedras porosas. Para evitar burbujas de aire en el sistema, el montaje de la probeta en la cámara se hace en condición sumergida en agua.

A las probetas saturadas ($S_r > 95\%$) se les aplicaron incrementos de carga; las cargas aplicadas siguieron la recomendación de duplicar la carga precedente. Cada incremento de carga fue mantenido por un período t_{100} (consolidación primaria) determinado por el método del logaritmo de tiempo, o a 24 horas, lo que ocurriera primero. Se tomaron lecturas en el extensómetro para medir la deformación axial de la probeta. Se continuó la carga a la probeta hasta que el valor equivalente del esfuerzo efectivo *in situ* fuera mayor que la presión máxima anterior o presión de preconsolidación (σ'_p), y fue definido el tramo virgen de la curva de compresibilidad. Posteriormente, la probeta se

descargó para producir la curva de descarga. Considerando la información generada se calcularon los coeficientes de consolidación y compresibilidad.

2.4.2 Características esfuerzo-deformación

Las características esfuerzo-deformación de las arcillas obtenidas a partir de las pruebas triaxiales UU permitieron evaluar la resistencia al corte sin drenaje, c_u . Los resultados son presentados en las figuras 2.35 a 2.41. Los ensayos se realizaron como se menciona en el inciso 2.4.1 al someter a las probetas a un esfuerzo desviador en la falla con un esfuerzo de confinamiento que varió de 827 kPa a 2068 kPa, dependiendo de los esfuerzos *in situ*.

En las figuras 2.35(a) a 2.41(a) se presentan curvas típicas esfuerzo-deformación de las arcillas inalteradas en la zona de estudio, las cuales son utilizadas en el modelo de comportamiento estático aplicando la teoría del estado crítico. También, en las figuras 2.35(b) a 2.41(b) se presentan las curvas esfuerzo-deformación normalizadas.

Los resultados de las curvas esfuerzo-deformación mostraron un comportamiento variado; de frágil a dúctil, dependiendo del estrato y la profundidad de la muestra. Las arcillas frágiles mostraron una curva que presenta un valor pico, después del cual disminuye la resistencia. Las arcillas dúctiles no presentan un valor pico, el esfuerzo tiende a un valor constante mientras la deformación axial crece. Se sabe que las arcillas con comportamiento frágil se pueden asociar a suelos preconsolidados, mientras que los de comportamiento dúctil a suelos normalmente consolidados.

En las figuras 2.36(a), 2.37(a) y 2.41(a) se pueden distinguir las curvas esfuerzo-deformación con un comportamiento frágil, ya que después de haber alcanzado el valor de esfuerzo máximo desviador de 350 kPa a 450 kPa y una correspondiente deformación unitaria del 8% y 5%, comenzaron a decrecer. Estas curvas son de especímenes de 62.3 m, 66.3 m y 118.7 m de profundidad.

En las figuras 2.39(a) y 2.40(a) se muestran las curvas esfuerzo contra deformación unitaria axial, correspondiendo a especímenes de arcillas de las profundidades de 99.8 m y 114 m bajo el fondo marino. Estas curvas presentan un comportamiento dúctil con un esfuerzo máximo desviador de 400 kPa para deformaciones de 15 % y 10%, respectivamente.

Las figuras 2.35(a) y 2.38(a) presentan resultados para arcillas con comportamiento intermedio del frágil al dúctil; los esfuerzos máximos alcanzados fueron de 300 kPa y 400 kPa, respectivamente, y deformaciones unitarias axiales de 9%. Estos resultados correspondieron a arcillas de las profundidades de 54.1 m y 86.1 m.

En general, se puede considerar que la resistencia máxima al esfuerzo cortante depende de la relación de vacíos inicial y es independiente de los esfuerzos normales totales (cuando la muestra está saturada y se ensaya en condiciones sin drenaje).

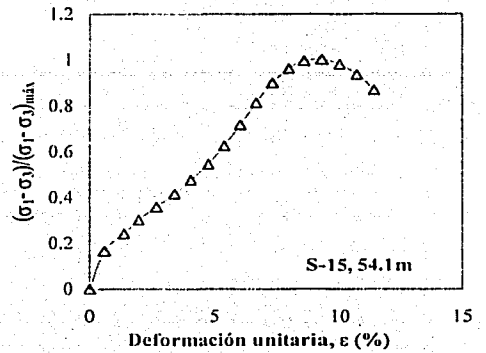
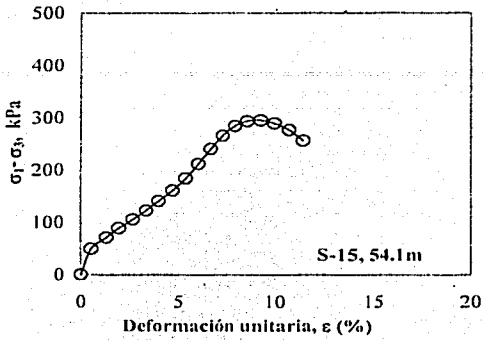


Figura 2.35(a) Curva esfuerzo-deformación

Figura 2.35(b) Curva esfuerzo-deformación, normalizada

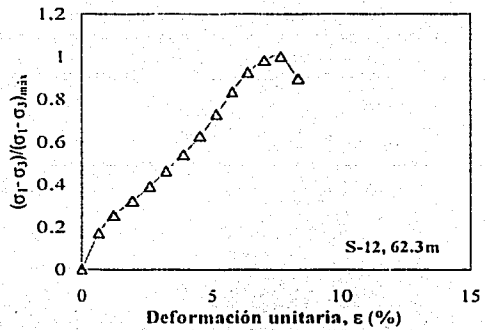
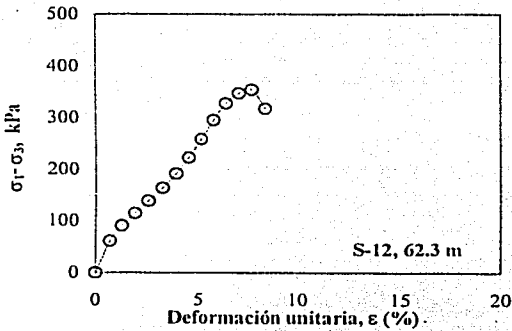


Figura 2.36(a) Curva esfuerzo-deformación

Figura 2.36(b) Curva esfuerzo-deformación, normalizada

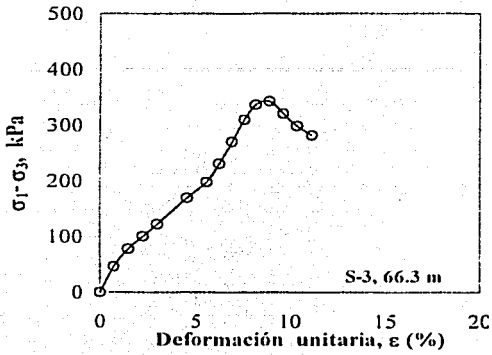


Figura 2.37(a) Curva esfuerzo-deformación

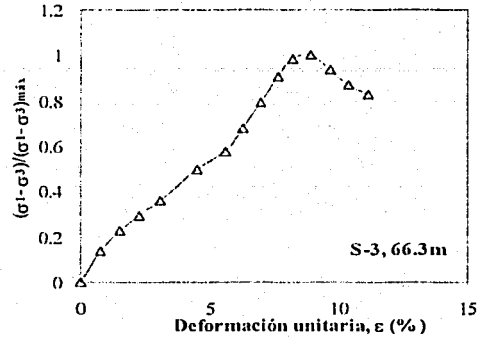


Figura 2.37(b) Curva esfuerzo-deformación, normalizada

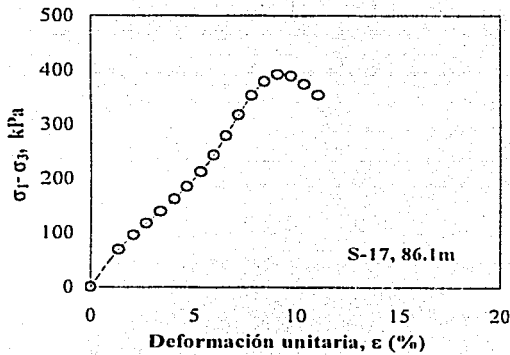


Figura 2.38(a) Curva esfuerzo-deformación

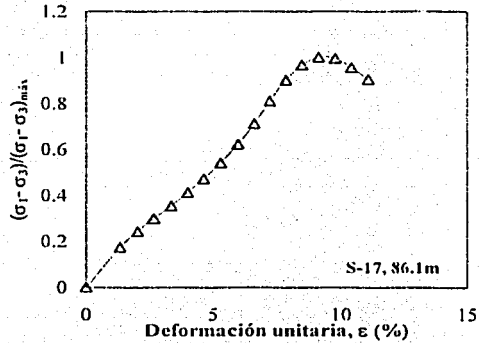


Figura 2.38(b) Curva esfuerzo-deformación, normalizada

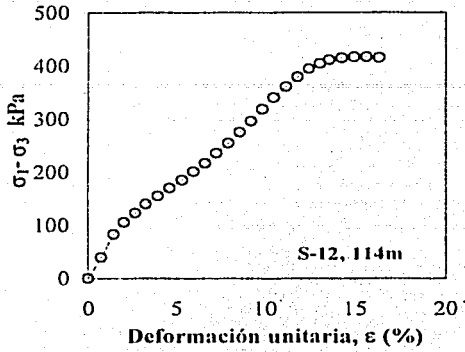


Figura 2.39(a) Curva esfuerzo-deformación

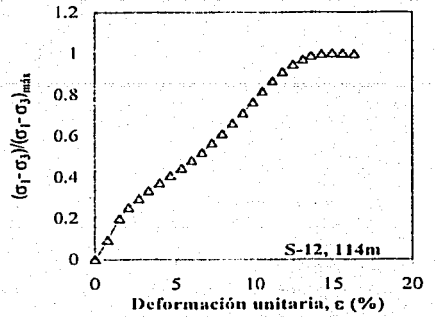


Figura 2.39(b) Curva esfuerzo-deformación, normalizada

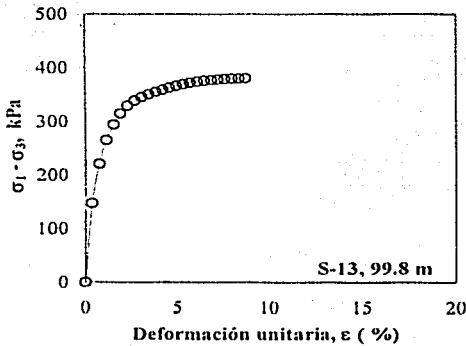


Figura 2.40(a) Curva esfuerzo-deformación

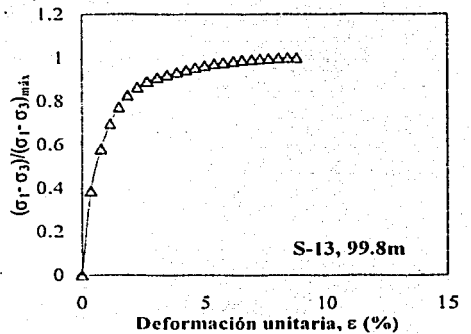


Figura 2.40(b) Curva esfuerzo-deformación, normalizada

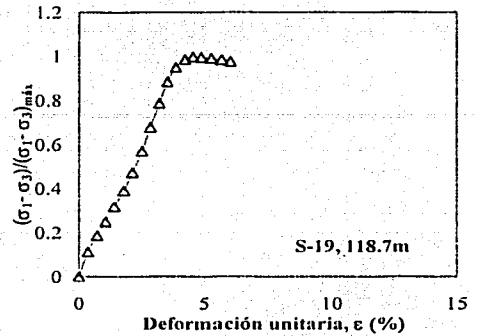
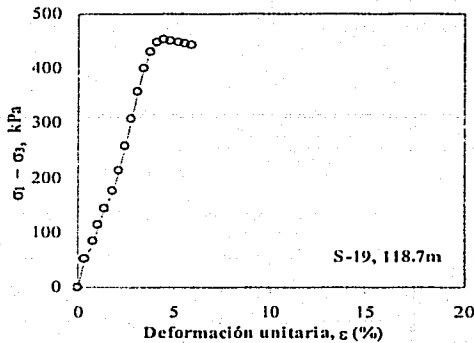


Figura 2.41(a) Curva esfuerzo-deformación

Figura 2.41(b) Curva esfuerzo-deformación, normalizada

2.4.3 Características de compresibilidad

Debido a que no se dispuso de los resultados de consolidación isotrópica de pruebas triaxiales, se utilizaron los de consolidación unidimensional (ensayos de odómetro), los cuales se presentan en las figuras 2.42 a 2.51, donde se muestran las curvas de compresibilidad; volumen específico contra presión vertical efectiva. La presión de preconsolidación (σ'_p) fue obtenida aplicando el procedimiento de Casagrande (1936). Estos ensayos fueron seleccionados de un número considerable de muestras a diferentes profundidades de varios sondeos en la zona de estudio, lo que mostró que el comportamiento de las arcillas en compresión y expansión unidimensional es muy similar al de compresión isotrópica, Atkinson J. (1993) para la aplicación del modelo de comportamiento estático basado en la teoría del estado crítico.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

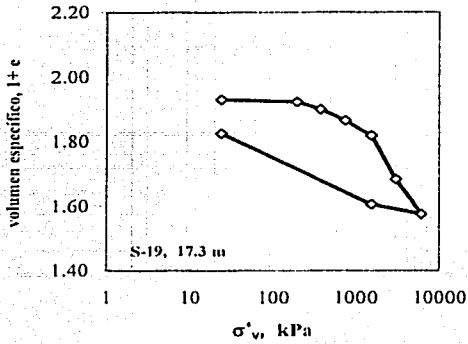


Figura 2.42 Curva de compresibilidad

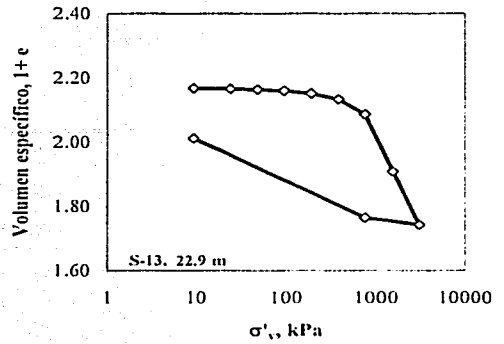


Figura 2.43 Curva de compresibilidad

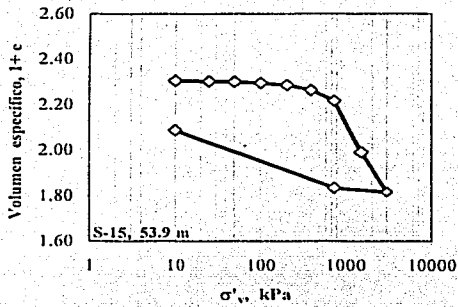


Figura 2.44 Curva de compresibilidad

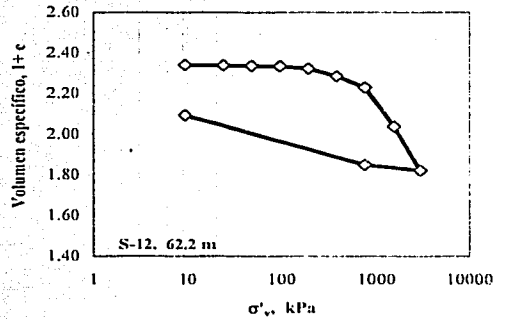


Figura 2.45 Curva de compresibilidad

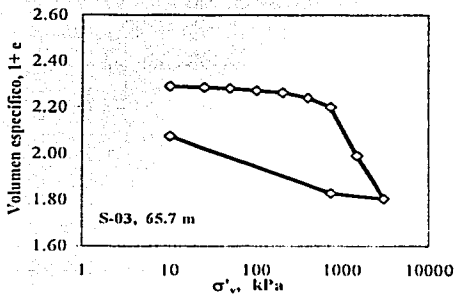


Figura 2.46 Curva de compresibilidad

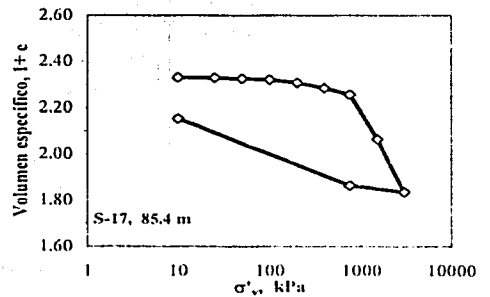


Figura 2.47 Curva de compresibilidad

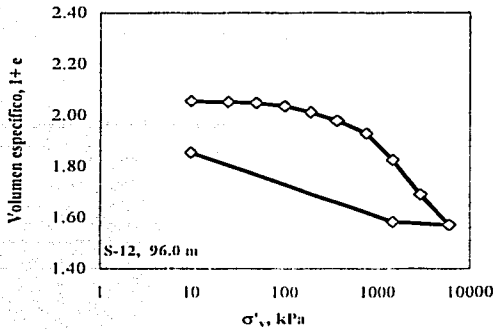
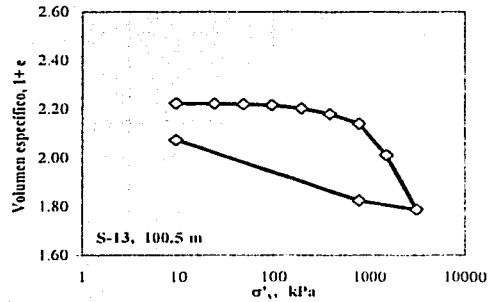


Figura 2.48 Curva de compresibilidad



2.49 Curva de compresibilidad

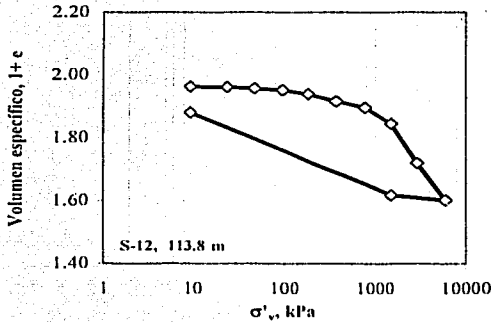
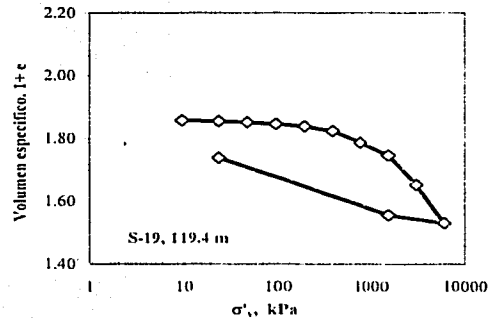


Figura 2.50 Curva de compresibilidad



2.51 Curva de compresibilidad

2.5 Modelo utilizado para la interpretación de resultados

El comportamiento del suelo en condiciones de drenaje durante la prueba de compresión unidimensional (ensayo de odómetro) se considera que es muy cercano a la curva idealizada de compresión que se muestra en la figura 2.52, Atkinson J. (1993) y Whitlow (2000). Las deformaciones unitarias pueden expresarse en términos de cambio de altura ($\Delta\delta$) o de volumen de vacíos (Δe).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

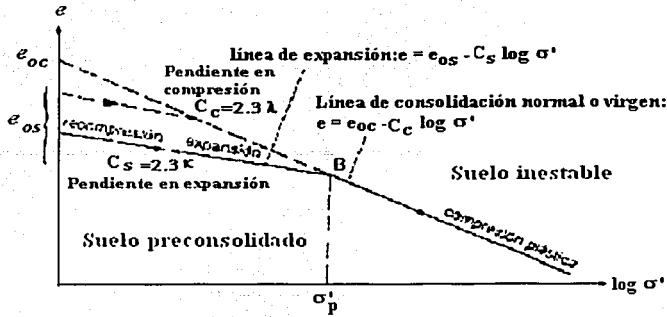


Figura 2.52 Curva ideal de compresión de un suelo (Whitlow, 2000)

Cuando se presenta e versus $\text{Log } \sigma'$ como en la figura 2.52, la gráfica de compresión, expansión y recompresión consiste en su forma ideal de dos líneas rectas. Una compresión lenta produce teóricamente la *línea virgen o de compresión normal*. Después de una disminución del esfuerzo efectivo, el suelo se expande, siguiendo en forma ideal una línea recta de *expansión*. Al *recomprimir* el suelo, el decremento de volumen sigue la línea de expansión en reversa, esto es, el comportamiento es *elástico* hasta llegar al punto de unión B con la línea de consolidación virgen. Al seguir aumentando el esfuerzo efectivo desde este punto, se produce una compresión *plástica* a lo largo de la línea de consolidación virgen. El esfuerzo que corresponde al punto B se conoce como esfuerzo de preconsolidación, σ'_p .

El valor de σ'_p representa el valor máximo histórico de esfuerzo al cual se ha sometido el suelo antes de la aplicación de la carga actual. Se dice que un suelo tiene consolidación normal cuando su valor de relación de vacíos, e , *in situ* (esfuerzo de sobrecarga), está situado en la línea de *consolidación normal*, y se le llama *preconsolidado* cuando está por debajo (Whitlow, 2000).

El valor del esfuerzo de preconsolidación puede obtenerse a partir de las pendientes de las líneas normal y de expansión.

Línea de consolidación normal:

$$e = e_{oc} - C_c \text{Log } \sigma'_p \quad (2.29)$$

Línea de expansión:

$$e = e_{os} - C_s \text{Log } \sigma'_p \quad (2.30)$$

donde:

C_c : Pendiente de la línea de consolidación virgen (*índice de compresión*)

C_s : Pendiente de la línea de expansión-recompresión (*índice de expansión*)

En la intersección de las dos líneas, e tiene un valor común teórico:

$$e = e_{oc} - C_c \text{Log} \sigma'_p = e_{ox} - C_s \text{Log} \sigma'_p \quad (2.31)$$

por lo que:

$$\text{Log} \sigma'_p = \frac{e_{oc} - e_{ox}}{C_c - C_s} \quad (2.32)$$

O bien, σ'_p puede determinarse por el método de Casagrande (1936).

El valor de σ'_p es importante, ya que si un suelo no está sometido a un esfuerzo mayor, la deformación será una forma de compresión *elástica*.

La teoría del estado crítico supone que la línea de consolidación virgen y la del estado crítico son paralelas y la pendiente de ambas es λ . La posición de la línea de consolidación virgen queda determinada al conocer el valor del volumen específico a la presión de referencia.

2.5.1 Parámetros de la teoría del estado crítico

El comportamiento del suelo durante la compresión unidimensional y expansión corresponden a la misma secuencia de carga, descarga y recarga al de compresión isotrópica como se ilustra en la figura 2.52, solo que el resultado se muestra como esfuerzo vertical σ'_z en lugar de p' y la deformación vertical ϵ_z en lugar de la deformación volumétrica v ; cabe señalar que la deformación unidimensional $\epsilon_H = 0$ por lo que $\epsilon_z = \epsilon_v$.

Los parámetros de la teoría del estado crítico son determinados a partir de los resultados de las pruebas de consolidación unidimensional. La teoría del estado crítico supone que durante la consolidación existe una relación única entre los esfuerzos efectivos y la relación de vacíos expresada a través del volumen específico ($I + e$) y el esfuerzo normal octaédrico $p' = \frac{1}{3}[\sigma'_1 + 2\sigma'_3]$,

por lo tanto, se construyeron curvas de compresibilidad de un número de probetas representativas de la estratigrafía de las arcillas de la zona de *Cantarell*, donde se muestran los parámetros del estado crítico. Dichas curvas se presentan en las figuras 2.53 a 2.62. Las pendientes de las líneas de consolidación virgen, λ , permiten establecer las relaciones entre v y $\text{Ln } p'$. El valor de κ es obtenido de la misma gráfica de compresibilidad en la etapa de expansión. En todas las gráficas de compresibilidad se muestran los valores de las pendientes λ y κ , respectivamente.

Se observa que la mayoría de las curvas tienen pendientes muy parecidas en la rama de consolidación virgen y de expansión.

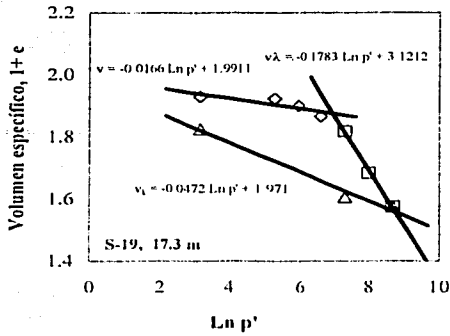


Figura 2.53 Parámetros del estado crítico

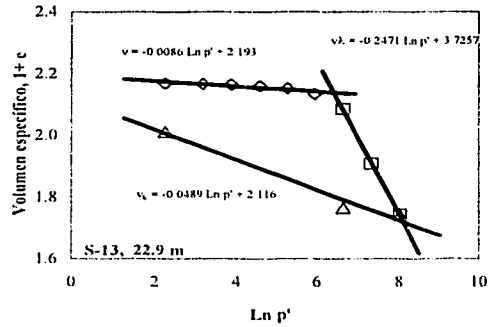


Figura 2.54 Parámetros del estado crítico

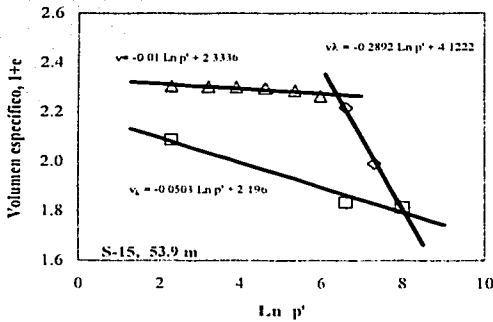


Figura 2.55 Parámetros del estado crítico

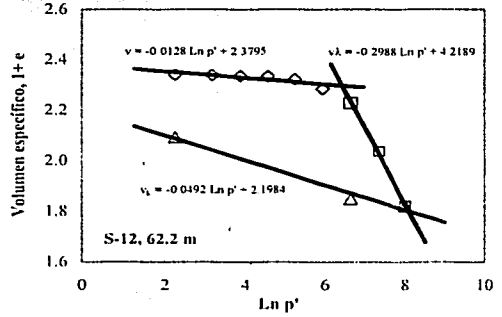


Figura 2.56 Parámetros del estado crítico

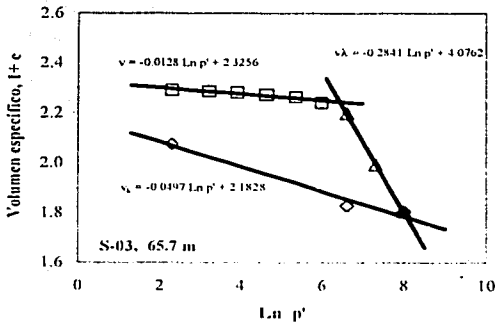


Figura 2.57 Parámetros del estado crítico

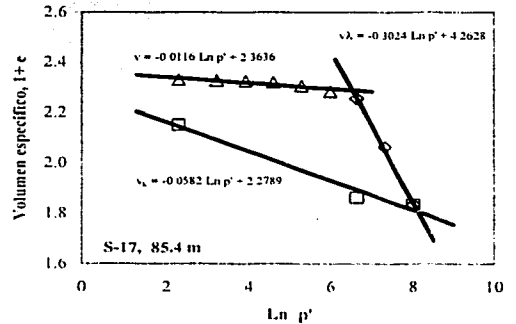


Figura 2.58 Parámetros del estado crítico

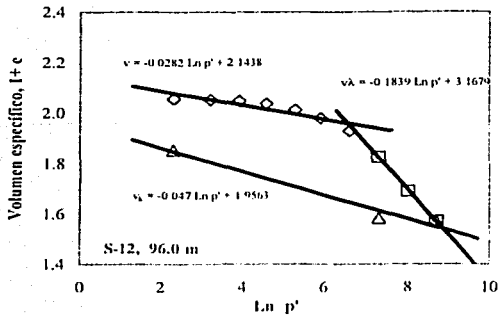


Figura 2.59 Parámetros del estado crítico

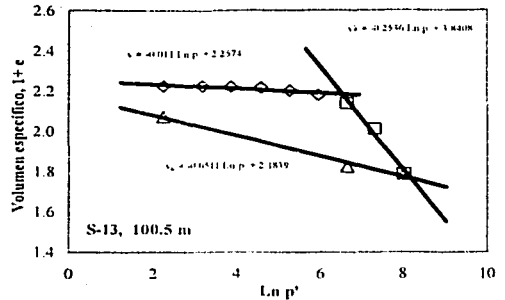


Figura 2.60 Parámetros del estado crítico

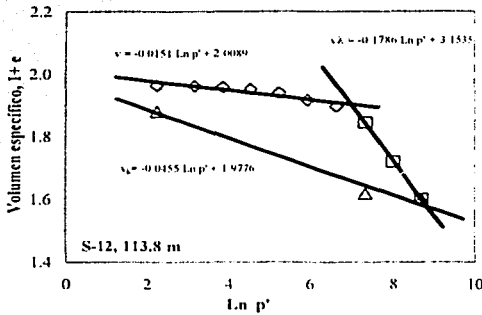


Figura 2.61 Parámetros del estado crítico

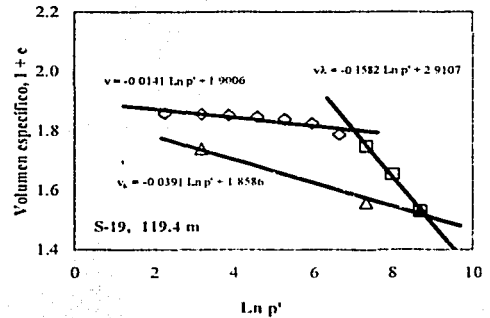


Figura 2.62 Parámetros del estado crítico

Las relaciones entre v y $\ln p'$, para los puntos situados sobre la línea de consolidación virgen y para los puntos situados sobre la línea del estado crítico, pueden determinarse respectivamente a partir de las siguientes ecuaciones:

$$v_0 = N - \lambda \ln p'_0 \quad (2.33)$$

$$v_f = \Gamma - \lambda \ln p'_f \quad (2.34)$$

donde:

v_0 : Volumen específico en la línea de consolidación virgen

v_f : Volumen específico en la línea del estado crítico

N : Volumen específico en la línea de consolidación virgen a una presión de referencia de 1 kPa

λ : Pendiente de la línea de consolidación virgen en el espacio $v - \ln p'$

Γ : Volumen específico en la línea del estado crítico a una presión de referencia de 1 kPa
 p'_{oc} : Esfuerzo de consolidación en la prueba triaxial UU (se consideró σ'_v *in situ*).
 p'_f : Esfuerzo efectivo final

Cuando los suelos están preconsolidados se puede utilizar la siguiente expresión:

$$v = N_{oc} - \kappa \text{Ln } p' \quad \text{para } p' \leq \sigma'_p \quad (2.35)$$

donde:

N_{oc} : Volumen específico a la presión de referencia en la curva de descarga
 κ : Pendiente de la línea de descarga
 σ'_p : Esfuerzo de preconsolidación efectivo

También, los parámetros del estado crítico se pueden relacionar en función de las propiedades índice, a través de la relación logarítmica propuesta por Terzaghi para la curva de compresibilidad:

$$e = e_1 - \lambda \text{Log } \sigma'_v \quad (2.36)$$

y basado en la teoría del estado crítico, se puede expresar el valor de N (teórico) como:

$$N(\text{teórico}) = (e + 1) + \lambda \text{Ln } \sigma'_v \quad (2.37)$$

donde σ'_v es el valor del esfuerzo vertical efectivo *in situ*, obtenido del perfil estratigráfico y e , la relación de vacíos para este estado de esfuerzos.

En la tabla 2.5, se resumen los parámetros del estado crítico obtenidos a partir de las pruebas de consolidación unidimensional. El valor del parámetro, N (teórico) aplicando la ecuación (2.37) resultó muy parecido al de la prueba de odómetro, N (odómetro).

El valor de Γ se obtuvo a partir de otros parámetros del estado crítico, con la siguiente expresión:

$$\Gamma - N = \lambda - \kappa \quad (2.38)$$

El valor de N_{oc} se obtuvo del ensaye de odómetro y aplicando la expresión:

$$N_{oc} = v + \kappa \text{Ln } p' \quad (2.39)$$

Tabla 2.5 Parámetros de la teoría del estado crítico

Sondeo	Muestra	Profundidad m	λ	κ	N (odómetro)	N (teórico)	N_{oc}	Γ
19	62	17.3	0.1783	0.0472	3.1212	2.7851	1.9710	2.9901
13	57	22.9	0.2471	0.0489	3.7257	3.4297	2.160	3.5275
15	78	53.9	0.2892	0.0503	4.1222	4.062	2.1960	3.8833
12	88	62.2	0.2988	0.0492	4.2189	4.177	2.1984	3.9693
03	83	65.7	0.2841	0.0497	4.076	4.069	2.1828	3.8416
17	103	85.4	0.3024	0.0582	4.2628	4.299	2.2789	4.0186
12	109	96.0	0.1839	0.047	3.1679	--	1.9563	3.0310
13	133	100.5	0.2536	0.0511	3.8400	3.921	2.1839	3.6374
12	116	113.8	0.1786	0.0455	3.1535	3.185	1.9776	3.0204
19	135	119.4	0.1582	0.0391	2.9107	2.949	1.8586	2.7916
12	51	20	0.1811	0.0371	3.1851	2.8965	1.9273	3.0411
10	60	20.3	0.1778	0.0559	3.1807	2.9763	2.0997	3.0588
10	79	63.4	0.2813	0.0477	4.0682	4.0692	2.1907	3.8346
20	39	16.2	0.1246	0.0454	2.6547	2.4826	1.9445	2.5755
20	75	45.4	0.1102	0.0127	2.4518	2.4384	1.5951	2.3543
20	105	93.5	0.2853	0.058	4.083	4.0207	2.0965	3.8557
15	47	21.6	0.1841	0.047	3.227	3.0613	2.0108	3.0899
15	124	113.6	0.234	0.0381	3.5919	3.5679	1.8776	3.396
17	62	21.9	0.251	0.0443	3.8543	3.6056	2.1886	3.6476
17	81	59.3	0.2944	0.0596	4.1207	4.0612	2.2378	3.8859
14	55	24.9	0.3337	0.0529	4.4529	4.0812	2.2159	4.1721
14	74	65.1	0.3112	0.0532	4.3607	4.3389	2.2804	4.1027
05	63	24.9	0.25	0.058	3.7637	3.5350	2.2182	3.5717
05	117	101.1	0.1567	0.0302	2.9069	2.889	1.7900	2.7804
03	54	24.9	0.2669	0.0581	3.9078	3.7155	2.2382	3.699
03	110	100.8	0.2067	0.0346	3.3905	3.367	1.8787	3.2184
13	85	50.5	0.2874	0.0528	3.9964	3.9009	2.1227	3.7618

En la figura 2.63, se ubican los valores de N y Γ obtenidos en investigaciones anteriores. En esta gráfica realizada por Romo y Ovando (1989), se relacionan los volúmenes específicos para diferentes arcillas mexicanas ensayadas; se puede observar que los valores obtenidos en este estudio siguen la tendencia obtenida para otras arcillas. Adicionalmente, se incluyen otros datos determinados en estudios anteriores (Echeverri, 1996), en arcillas poco plásticas. Los resultados de la figura 2.63 permiten concluir que las arcillas de la zona de *Cantarell* se aproximan a la relación:

$$\Gamma = 0.2616 + 0.8138 N \quad (2.40)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

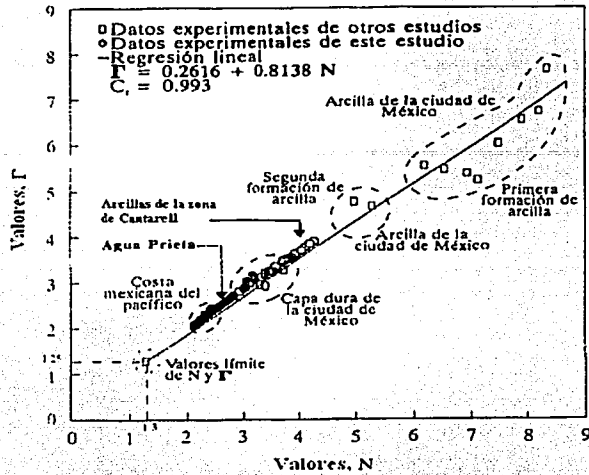


Figura 2.63 Relación entre los parámetros Γ y N del estado crítico

En la figura 2.64, se muestra la relación entre N y N_{oc} que depende del tipo de arcilla y de la relación de preconsolidación, **OCR**, obtenida por Romo y Ovando (1989) para tres arcillas mexicanas; en la gráfica se ubican los datos obtenidos de este estudio indicando una relación logarítmica lineal entre la relación de preconsolidación y el volumen específico normalizado.

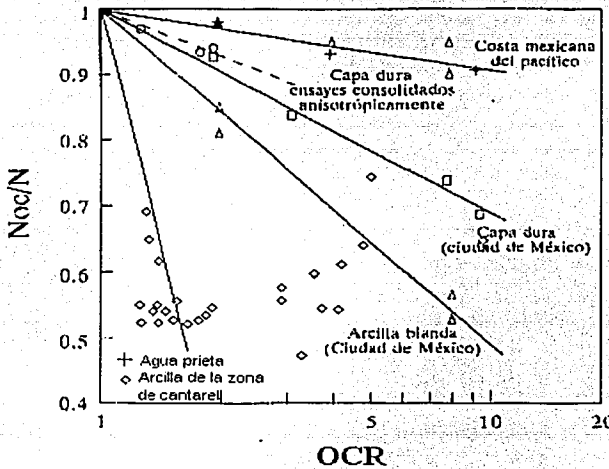


Figura 2.64 Relación entre el parámetro N_{oc}/N y **OCR**

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

2.5.2 Estimación de la presión de poro en la falla

Debido a que no es práctica común en el estudio de los suelos marinos llevar a cabo pruebas triaxiales de tipo CU (consolidada con drenaje) con medición de la presión de poro, ya que el objetivo es conocer la resistencia sin drenaje, c_u , con fines de diseño, y solo se dispuso de los resultados de los ensayos UU, éstos se relacionaron con los parámetros del estado crítico obtenidos, λ , κ , N y Γ , Romo y Ovando (1989) en términos de esfuerzos efectivos aplicando las ecuaciones 2.41 y 2.42, y así estimar la presión de poro en la falla de las probetas de arcillas saturadas. Esto presentó una alternativa aproximada para conocer el valor de la presión de poro y obtener la envolvente en el estado de falla en términos de esfuerzos efectivos.

Las expresiones utilizadas para suelos normalmente consolidados y preconsolidados respectivamente son:

$$u_f = p_f - p'_u \exp\left[\frac{\Gamma - N}{\lambda}\right] \quad (2.41)$$

$$u_{fo} = p_f - p'_i \exp\left[\frac{\Gamma - N_{uc}}{\lambda}\right] \quad (2.42)$$

donde:

u_f : es la presión de poro en la falla

p_f : es la presión total en el estado de falla ($p'_f + u_f$)

u_{fo} : es la presión de poro en la falla para suelos preconsolidados

p'_i : es la presión de consolidación que define la relación de preconsolidación

En la obtención de u_f , se consideró el esfuerzo vertical efectivo *in situ*, σ'_v ; v = volumen específico ($1 + e$). Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 2.6.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 2.6 Estimación de la presión de poro y resistencia en la falla

Sondeo	Muestra	Prof. m	σ'_v kPa	OCR	$q = \sigma_1 - \sigma_3$ kPa	p' kPa	λ	κ	N	Γ	u_r kPa	s_{ur} kPa
15	78	53.9	436	1.48	294	190.87	0.2892	0.0503	4.122	3.8833	734.13	147
12	88	62.2	466	1.30	352	204.20	0.2988	0.0492	4.2189	3.9693	742.22	176
3	83	65.7	524	1.39	340	227.27	0.2841	0.0497	4.076	3.842	710.71	170
17	103	85.4	675	1.36	390	301.02	0.3024	0.0582	4.2628	4.0186	655.98	195
13	133	100.5	803	1.29	378	381.12	0.2536	0.0511	3.840	3.637	591.79	189
12	116	113.8	939	1.27	412	422.39	0.1786	0.0455	3.1535	3.0204	518.67	206
19	135	119.4	993	1.25	452	467.73	0.1582	0.0391	2.911	2.792	509.94	226
20	39	16.2	121	5.18	419	91.56	0.1246	0.0454	2.6547	2.5755	875.10	209.5
19	62	17.3	121	8.7	262	58.00	0.1783	0.0472	3.1212	2.9901	856.33	131
12	51	20	123	3.59	290	55.54	0.1811	0.0371	3.1851	3.0411	868.13	145
10	60	20.3	147	4.81	302	74.06	0.1778	0.0559	3.1807	3.0588	853.61	151
15	47	21.6	160	4.19	304	75.98	0.1841	0.047	3.227	3.0899	852.35	152
17	62	21.9	153	3.88	174	67.15	0.251	0.0443	3.8543	3.6476	817.85	87
13	57	22.9	165	4.18	336	85.67	0.2471	0.0489	3.7257	3.5275	853.33	168
14	55	24.9	184	3.20	282	79.32	0.3337	0.0529	4.4529	4.1721	841.68	141
05	63	24.9	177	2.98	270	82.12	0.25	0.058	3.7637	3.5717	834.88	135
03	54	24.9	179	2.92	226	81.86	0.2669	0.0581	3.9078	3.699	820.47	113
20	75	45.4	369	1.80	279	152.33	0.1102	0.0127	2.4518	2.3543	767.67	139.5
13	85	50.5	407	1.88	224	179.92	0.2874	0.0528	3.9964	3.7618	721.74	112
17	81	59.3	465	1.41	310	209.45	0.2944	0.0596	4.1207	3.8859	720.88	155
10	79	63.4	520	1.26	360	226.65	0.2813	0.0477	4.0682	3.8346	720.35	180
14	74	65.1	533	1.80	382	232.64	0.3112	0.0532	4.3607	4.1027	721.70	191
20	105	93.5	796	1.63	467	358.85	0.2853	0.058	4.083	3.8557	623.82	233.5
03	110	100.8	805	1.52	378	422.43	0.2067	0.0346	3.3905	3.2184	530.57	189
05	117	101.1	808	1.42	368	360.43	0.1567	0.0302	2.9069	2.7804	589.24	184
15	124	113.6	924	1.53	472	400.03	0.234	0.0381	3.5919	3.396	584.31	236

2.5.3 Envolvente de falla

Con los parámetros del estado crítico, los resultados de los ensayos triaxiales UU, y la presión de poro en la falla de las probetas a distintas profundidades mostradas en la tabla 2.6, se obtuvo la envolvente de falla (estado de falla) en términos de esfuerzos efectivos, como se muestra en la figura 2.65.

Cabe mencionar que de acuerdo a investigaciones sobre el comportamiento de suelos a través de la teoría del estado crítico para suelos preconsolidación $OCR > 1$, Atkinson J. (1993); Gunn M. (2002) y dadas las características de las curvas esfuerzo-deformación de las arcillas de *Cantarell*, en donde la mayoría mostró un pico, los valores $p' - q$ de la figura 2.65, teóricamente caen en una zona por arriba de la línea del estado crítico.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

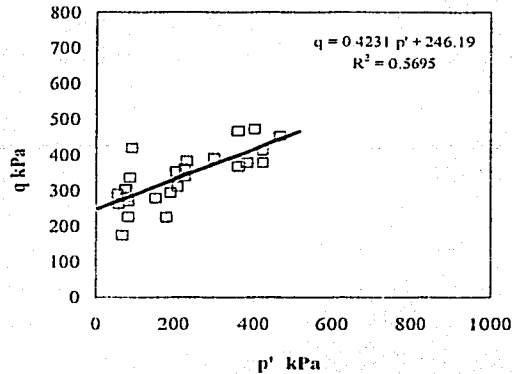


Figura 2.65 Envolvente de falla en términos de esfuerzos efectivos resumidos en la tabla 2.6.

La idea básica del procedimiento consistió en definir las relaciones lineales que existen entre el v y $\ln p'$ para los tramos de compresión virgen y de expansión en los suelos arcillosos sujetos a consolidación unidimensional.

2.5.4 Estimación de la resistencia sin drenaje en la falla

La resistencia sin drenaje de las arcillas normalmente consolidadas, (s_u) y preconsolidadas, (s_{ue}) se expresan también, en función de los parámetros del estado crítico, Romo y Ovando (1989) mediante las siguientes ecuaciones:

$$s_u = \frac{M}{2} p'_o \exp\left[\frac{\Gamma - N}{\lambda}\right] \quad (2.43)$$

$$s_{ue} = \frac{M_{ue}}{2} p'_1 \exp\left[\frac{\Gamma - N_{ue}}{\lambda}\right] \quad (2.44)$$

donde:

p'_o es la presión de consolidación en la prueba triaxial UU; M y M_{ue} son las pendientes de las envolventes de falla en el espacio $p' - q$ para arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas, respectivamente. De acuerdo a la teoría del estado crítico al normalizarse la curva esfuerzo-deformación por el factor p'_e (presión equivalente), definida como la presión en la línea de consolidación virgen que corresponde al volumen específico del suelo en cualquier estado, se obtiene M_{ue} que es la pendiente de *Hvorslev*. Los resultados obtenidos no fueron normalizados, solo se presentan los parámetros de resistencia M y ϕ' en la tabla 2.7.

La pendiente de la envolvente del estado crítico M , en términos de los esfuerzos efectivos y la pendiente de esfuerzos totales en el estado crítico, M_t , están correlacionadas por:

$$M = M_t \frac{p_f}{p_a} \exp\left[\frac{N - \Gamma}{\lambda}\right] \quad (2.45)$$

El ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos, ϕ' , se obtiene con:

$$\text{sen } \phi' = \frac{3a}{6 + a} \quad (2.46)$$

donde:

$$a = M_t \frac{p_f}{p_a} \exp\left[\frac{N - \Gamma}{\lambda}\right] \quad (2.47)$$

El término M_t está expresado en términos de esfuerzos totales, se obtiene de las pruebas triaxiales CU con medición de la presión de poro, pero con el procedimiento empleado aquí se puede determinar el parámetro M ; estos resultados se muestran en la tabla 2.7.

Tabla 2.7 Parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos

Sondeo	Muestra	Prof. m	σ'_v kPa	OCR	M	ϕ' (°)
15	78	53.9	436	1.48	1.54	37.80
12	88	62.2	466	1.30	1.72	42.03
3	83	65.7	524	1.39	1.50	36.78
17	103	85.4	675	1.36	1.30	32.19
13	133	100.5	803	1.29	0.99	25.19
12	116	113.8	939	1.27	0.98	24.80
19	135	119.4	993	1.25	0.97	24.59
20	39	16.2	121	5.18	4.58	--
19	62	17.3	121	8.7	4.52	--
12	51	20	123	3.59	5.22	--
10	60	20.3	147	4.81	4.08	--
15	47	21.6	160	4.19	4.00	--
17	62	21.9	153	3.88	2.59	64.80
13	57	22.9	165	4.18	3.92	--
14	55	24.9	184	3.20	3.56	--
05	63	24.9	177	2.98	3.29	--
03	54	24.9	179	2.92	2.76	70.97
20	75	45.4	369	1.80	1.83	44.55
13	85	50.5	407	1.88	1.24	31.03
17	81	59.3	465	1.41	1.48	36.41
10	79	63.4	520	1.26	1.59	38.90
14	74	65.1	533	1.80	1.64	40.14
20	105	93.5	796	1.63	1.30	32.32
03	110	100.8	805	1.52	0.89	22.91
05	117	101.1	808	1.42	1.02	25.86
15	124	113.6	924	1.53	1.18	29.54

En la tabla 2.7 se presentan los valores de resistencia M y ϕ' en el estado de falla, se puede observar que existe una variación considerable en estos parámetros, identificándose que para valores menores de OCR de 2 los parámetros son consistentes resultando en promedio de M de 1.32 y ángulo de fricción efectivo ϕ' de 32.82° . Sin embargo, para valores de $OCR > 2$, los valores son poco reales y en otros casos resultaron indeterminados, por lo que se recomendará continuar su investigación en otro trabajo.

Los resultados de este estudio comparándolo con los obtenidos para las arcillas de la zona de *Taratunich DL-1* de la Sonda de Campeche por Romo y Ovando (1995), se muestran muy semejantes; por consiguiente, las expresiones empleadas en este trabajo pueden utilizarse en condiciones de falla, como en el estado crítico tomando en cuenta las observaciones señaladas.

3 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LAS ARCILLAS

3.1 Antecedentes

Uno de los principales problemas en el análisis y diseño de cimentaciones de plataformas marinas bajo condiciones sísmicas, es la definición de las características dinámicas de los materiales en donde se apoyan estas estructuras. En este capítulo se hace una breve descripción de las investigaciones experimentales que se han realizado en las arcillas en la Sonda de Campeche, haciendo mención de los resultados que se han obtenido en otras arcillas como las de la ciudad de México, para efectos de comparación.

Los primeros estudios sobre caracterización dinámica de las arcillas de la ciudad de México, fueron realizados por León et al. (1976), Romo y Jaime (1986), Jaime (1987), y Romo et al. (1988). Estos estudios se enfocaron a evaluar el módulo de rigidez, G , y el amortiguamiento, λ , en función de la deformación angular, γ ; para esto, utilizaron diferentes técnicas de laboratorio, como la prueba de columna resonante, triaxial cíclica y corte simple cíclico.

Los resultados de estas investigaciones mostraron que la arcilla de la ciudad de México tiene un amplio intervalo de deformación angular en el que su comportamiento es cercano al elástico lineal, no obstante sus valores del índice de plasticidad. Sin embargo, las curvas de $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, para $\gamma \leq 10^{-4}\%$ obtenidas en muestras en diferentes sitios presentaban una dispersión importante, dando lugar a cuestionamientos.

Estudios posteriores, Romo et al. (1989) encontraron que de todos los parámetros que afectan a las curvas $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, uno de los más importantes es el índice de plasticidad PI , y que la dispersión observada en estudios anteriores se debió en gran medida a la variación en los valores del índice de plasticidad, PI .

En 1995, Romo y Ovando realizaron estudios experimentales y teóricos en arcillas de la zona de *Taratunich DL-1* de la Sonda de Campeche. Los resultados reforzaron hallazgos anteriores sobre la importancia del índice de plasticidad, PI , y el índice de rigidez, I_r (índice de rigidez) en el comportamiento estático y dinámico de las arcillas.

Continuando con las investigaciones sobre el comportamiento dinámico de las arcillas, en 1996, Romo y Ovando, publicaron un trabajo sobre el modelado del comportamiento dinámico de dos suelos diferentes; las arcillas de la Sonda de Campeche y las arcillas del valle de México, el cual mostró cómo las relaciones esfuerzo-deformación pueden ser modeladas a partir de características relevantes como el índice de plasticidad, PI , y el índice de rigidez, I_r ; el modelo reflejó también la influencia del tipo y origen del suelo, mineralogía y proceso de formación geológica sobre los modelos.

Considerando que esas investigaciones han ayudado a describir el comportamiento dinámico de diferentes arcillas mexicanas en términos de las propiedades índice, en este trabajo se pretende representar, de igual manera, el comportamiento dinámico de las arcillas en otro sitio cercano al de *Taratunich*, denominado zona de *Cantarell*, en la misma Sonda de Campeche. Aquí se presentan los principales resultados del estudio.

3.1.1 Comportamiento dinámico de las arcillas del valle de México

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

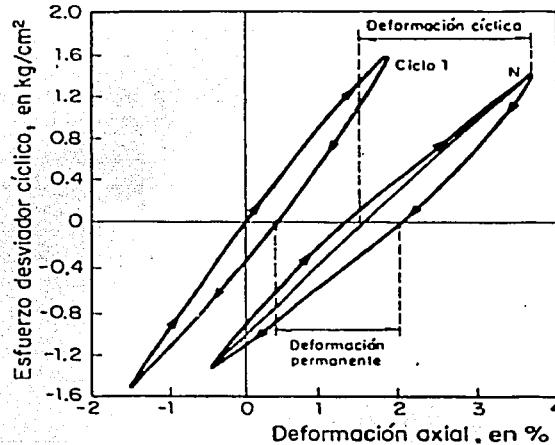


Figura 3.1 Componente de deformación en carga dinámica (Romo, 1990)

Romo (1990) caracterizó el comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México a través de dos parámetros principales: el módulo de rigidez al corte, G , y el amortiguamiento histerético, λ , los cuales son afectados por las propiedades índice del suelo. A continuación se hace una breve descripción de los análisis y resultados encontrados en ese estudio.

- *Módulo de rigidez al corte*

Se encontró que el valor del módulo de rigidez, G , depende de la magnitud de la deformación angular inducida, γ , como se muestra en la figura 3.2, al aumentar la deformación disminuye la rigidez de la arcilla. Se pudo apreciar también, que el módulo de la arcilla depende del esfuerzo de consolidación σ'_c .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

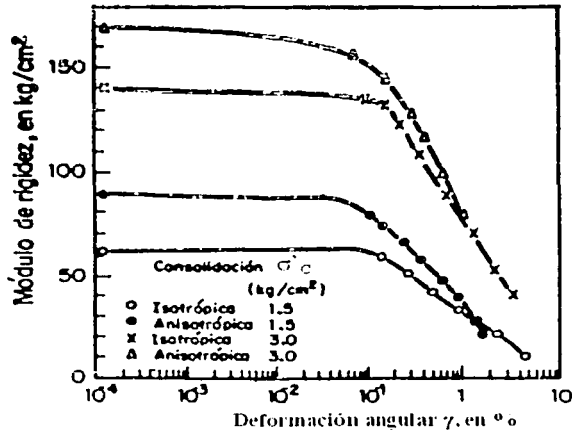


Figura 3.2 Efecto del esfuerzo de consolidación en el módulo de rigidez (Romo, 1990)

Cuando las curvas módulo de rigidez y deformación angular se normalizan, dividiendo las ordenadas por el valor máximo del módulo, G_{\max} , se obtiene prácticamente una curva, como se observa en la figura 3.3. Esta gráfica muestra claramente que existe un valor crítico de la deformación angular a partir del cual la degradación del módulo de rigidez aumenta de manera notable. Para el caso mostrado en la figura 3.3, la deformación de umbral es del orden de 0.1%. Sin embargo, estos estudios experimentales indicaron que la deformación crítica de estas arcillas varió de 0.01 y 0.5%, dependiendo del índice de plasticidad, PI , del suelo. Al aumentar éste, la deformación de umbral se incrementa como se ve en la figura 3.4, donde se presentan curvas del módulo de rigidez normalizado versus deformación angular de diferentes arcillas con índices de plasticidad diversos.

El hecho que el quiebre de las curvas ocurra a deformaciones más altas al crecer el PI , indica que el intervalo de comportamiento lineal de la arcilla aumenta con su índice de plasticidad. De los suelos estudiados el límite superior está dado por las arcillas de la ciudad de México ($PI > 250\%$) y el límite inferior por las arenas limpias ($PI = 0$).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

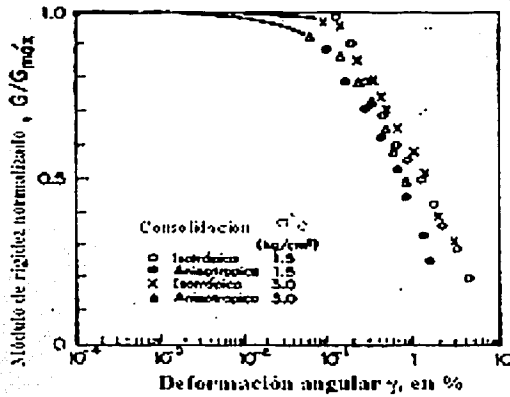
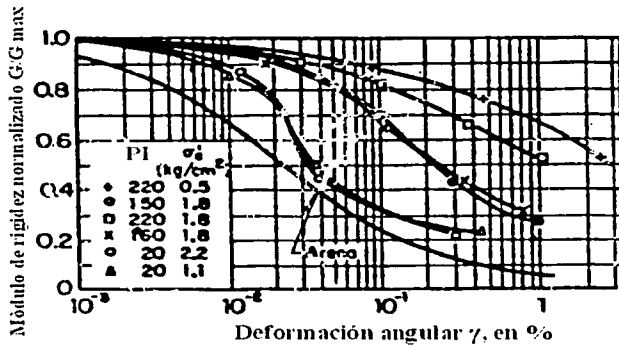


Figura 3.3 Curvas de degradación G/G_{\max} versus γ (Romo, 1990)



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.4 Efecto del PI en las curvas de degradación de rigidez normalizada (Romo, 1990)

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

Se pudo mostrar que el parámetro dominante del comportamiento mostrado en la figura 3.4, fue el índice de plasticidad, PI, al establecer un modelo tipo *Masing* cuyas expresiones analíticas para

representar la variación del módulo de rigidez en función de la deformación angular y del índice de plasticidad se discuten en el inciso 3.5.3.

▪ *Amortiguamiento histerético*

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

El amortiguamiento del suelo se determina en el laboratorio, a partir de los resultados de ensayos dinámicos en muestras de suelo, como se mencionó al principio de este capítulo. El amortiguamiento depende de la magnitud de la deformación inducida, γ ; al incrementarse ésta, el amortiguamiento aumenta como se muestra en la figura 3.5, la cual presenta, en particular, los resultados de ensayos triaxiales cíclicos de arcillas del *valle de México* para diferentes esfuerzos de consolidación.

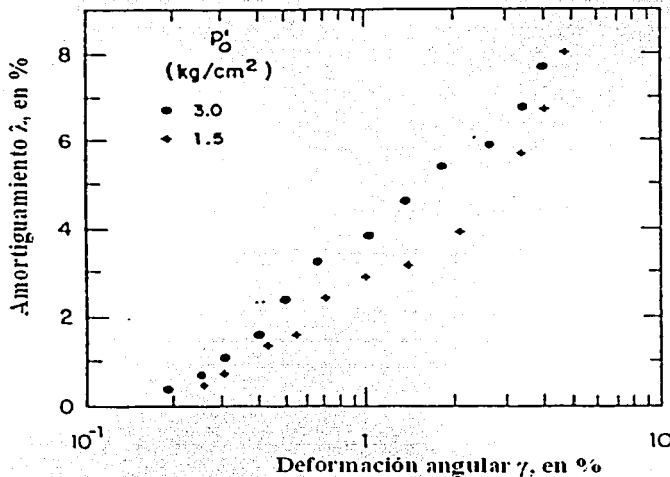


Figura 3.5 Variación del amortiguamiento según el esfuerzo de consolidación en ensayos triaxiales cíclicos (Romo, 1990)

Los resultados de estudios experimentales en arcillas de la ciudad de México, mostraron que el índice de plasticidad, PI , influyó en la capacidad que tienen estas arcillas para disipar energía. En la figura 3.6, se observa que existe la tendencia de que al aumentar el valor de PI el amortiguamiento, λ , disminuye para la misma deformación angular.

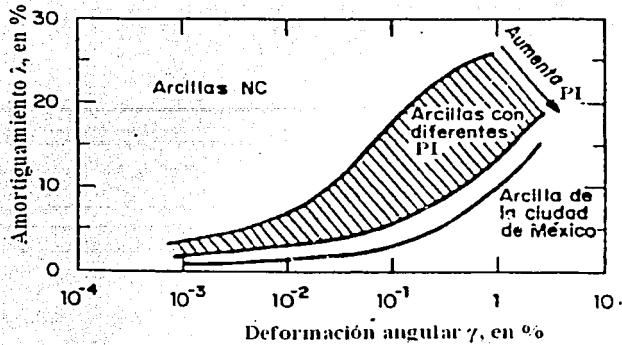


Figura 3.6 Efecto del PI en el amortiguamiento (Romo, 1990)

3.1.2 Comportamiento dinámico de las arcillas del sitio *Taratunich DL-1* (Sonda de Campeche)

Romo y Ovando (1995) publicaron los resultados de los ensayos de columna resonante y triaxiales cíclicas en muestras de arcillas representativas del sitio denominado *Taratunich DL-1* de la Sonda de Campeche. Las características índice, mecánicas y condiciones de ensaye de los especímenes se muestran en la tabla 3.1 y 3.2.

Las arcillas en general, exhiben un comportamiento esfuerzo-deformación no lineal en un amplio intervalo de deformaciones. Para deformaciones menores que $10^{-2}\%$, las arcillas se comportan como un material elástico. En general, el módulo de rigidez, G , de las arcillas exhibe ya variación cuando las deformaciones angulares exceden típicamente de $10^{-2}\%$, aunque se encontró que arcillas con grandes índices de plasticidad exhiben esa dependencia cuando se alcanzan deformaciones angulares del orden de $10^{-1}\%$. La magnitud del esfuerzo de confinamiento efectivo también ocasiona variación en la gráfica G versus γ .

La solución a la mayoría de los problemas que involucra carga cíclica o dinámica se ha basado primordialmente en el uso de módulos de rigidez lineal y en factores de amortiguamiento viscoso equivalente; esta tendencia ha dado buenos resultados, por lo que continúa la utilización de estos parámetros linealizados. Estudios pioneros sobre el comportamiento de suelos arcillosos bajo cargas dinámicas fueron realizados por Hardin y Black (1968) y Kovacs et al. (1971).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 3.1 Propiedades índice y mecánicas de las arcillas de *Taratunich DL-1* (Romo y Ovando, 1995)

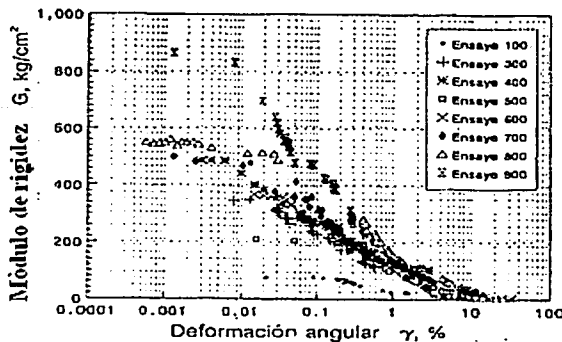
Prueba	Prof. (m)	w _L (%)	w _P (%)	PI (%)	w (%)	I _r	S _r (%)	γ _t (gr/cm ³)	e _i	G _t
100	16.60	93.00	35.90	57.10	71.90	0.369	96.87	1.56	2.06	2.78
300	41.00	87.00	34.80	52.20	49.03	0.727	99.94	1.75	1.36	2.77
400	92.70	53.40	28.80	24.60	34.60	0.764	94.75	1.87	1.03	2.82
500	13.50	65.50	28.90	36.60	57.00	0.232	98.80	1.59	2.03	2.82
600	22.70	89.56	49.56	40.00	69.00	0.514	98.70	1.70	2.10	3.00
700	34.90	91.50	32.20	59.30	51.90	0.667	95.18	1.72	1.61	2.96
800	74.60	77.00	29.80	47.20	42.90	0.722	92.99	1.80	1.40	3.03
900	123.15	55.50	24.20	31.30	25.20	0.968	79.92	1.90	0.92	2.91

Tabla 3.2 Datos en la falla de las arcillas de *Taratunich DL-1* (Romo y Ovando, 1995)

Prueba	Prof. (m)	σ ₃ (kg/cm ²)	(σ ₁ - σ ₃) _f (pico) (kg/cm ²)	(σ ₁ - σ ₃) _f /σ ₃ (pico)	(σ ₁ - σ ₃) _f (residual) (kg/cm ²)	(σ ₁ - σ ₃) _f /σ ₃ (residual)
100	16.60	1.70	0.665	0.391	0.665	0.391
300	41.00	4.00	2.668	0.667	2.668	0.667
400	92.70	5.91	4.317	0.730	4.317	0.730
500	13.50	1.40	0.736	0.525	0.736	0.525
600	22.70	2.30	2.121	0.922	2.121	0.922
700	34.90	2.50	3.363	1.345	3.363	1.345
800	74.60	5.00	4.749	0.949	4.673	0.934
900	123.15	2.50	1.929	0.771	1.929	0.771

▪ Resultados experimentales

Las curvas, $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$, obtenidas por Romo y Ovando (1995), se muestran en las figuras 3.7 y 3.8, respectivamente. Los valores de G y λ para valores de γ menores de 0.1% se determinaron con ensayos de columna resonante y los restantes con ensayos triaxiales cíclicos. Cada uno de los puntos representó un ensayo en el que la muestra se sometió a esfuerzos dinámicos de diferentes amplitudes, una vez que la muestra se consolidó isotrópicamente.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.7 Curvas de atenuación del módulo de rigidez al corte (Romo y Ovando, 1995)

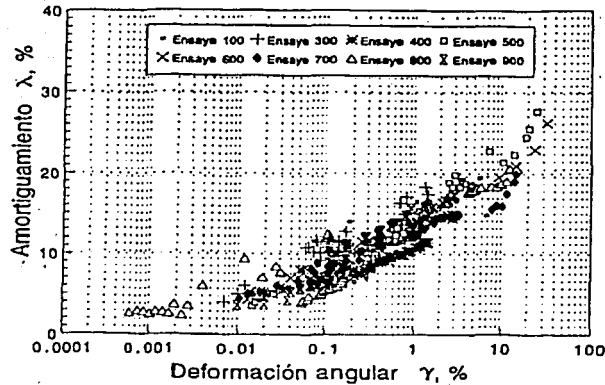


Figura 3.8 Curvas de amortiguamiento y deformación al corte (Romo y Ovando, 1995)

Con base en estos estudios, los autores concluyeron que al aumentar el esfuerzo de consolidación, σ'_c , el módulo de rigidez se incrementa; de forma similar, para valores crecientes de I_r (índice de rigidez), el módulo de rigidez de las arcillas crece apreciablemente para deformaciones menores que 3%, pero para deformaciones angulares mayores, el efecto del I_r y del σ'_c sobre G es despreciable.

Por otra parte, el esfuerzo de consolidación y el índice de rigidez no parecen afectar apreciablemente al amortiguamiento. Se encontró que para deformaciones bajas ($10^{-3}\%$), los amortiguamientos fueron del orden del 3 a 4% y que estos valores se incrementan a partir de $\gamma = 3 \times 10^{-2}\%$ hasta alcanzar magnitudes del 28%, para $\gamma = 10\%$.

Los módulos de rigidez normalizados, $G/G_{m\acute{a}x}$, en función de la deformación angular se presentan en la figura 3.9. De estos resultados, Romo y Ovando (1995) concluyeron que el efecto del esfuerzo de consolidación en las arcillas es mínimo, en cambio, el efecto de PI es apreciable. Al aumentar el valor del índice de plasticidad, las curvas se desplazan hacia la derecha indicando que los efectos lineales son más pronunciados para los suelos con alto índice de plasticidad que para los suelos con bajo índice de plasticidad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

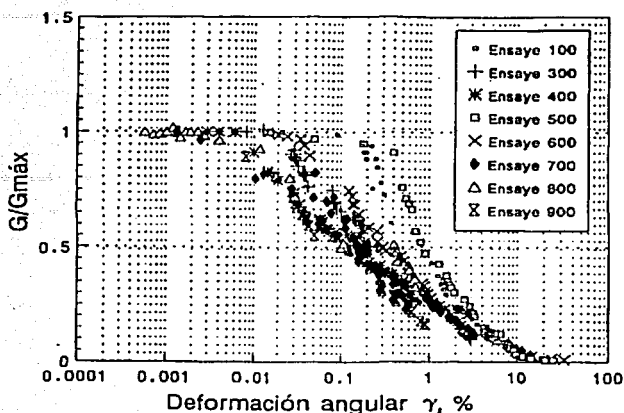


Figura 3.9 Módulos de rigidez normalizados (Romo y Ovando, 1995)

3.1.3 Pruebas de laboratorio

El programa de pruebas dinámicas de laboratorio llevado a cabo por la Compañía Fugro-McClelland (1996-1998); informes: "Criterios de Diseño Dinámico" Peniex (1996-1998), tuvo el objetivo de evaluar las características dinámicas de los suelos arcillosos de la zona de *Cantarell*, con el fin de obtener parámetros para el diseño de cimentaciones de las plataformas en esa zona y proporcionar recomendaciones para el análisis de respuesta sísmica de las mismas cimentaciones.

Para llevar a cabo dichas tareas, se realizaron ensayos de columna resonante (**CR**) y pruebas de corte simple cíclico (**DSS**) en muestras representativas a diferentes profundidades en cada sondeo considerado. Los equipos de laboratorio utilizados se presentan en la figura 3.10. En el ensayo **CR** consistió en someter a un espécimen cilíndrico de suelo a un estado de vibración forzada torsional con la finalidad investigar el comportamiento esfuerzo-deformación del material. La prueba **DSS** tuvo como finalidad representar la propagación de ondas de esfuerzo cortante sísmicas al someter un espécimen a una condición de corte simple cíclico.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

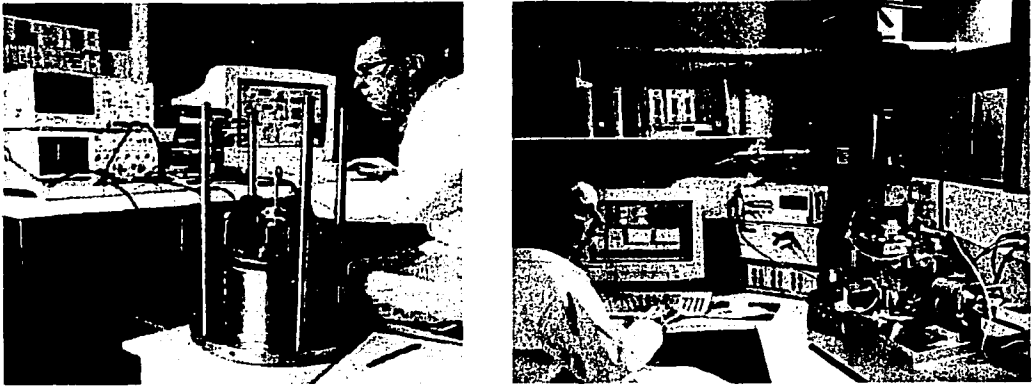


Figura 3.10 Equipos de CR y DSS utilizados (Fugro-McClelland, 1996-1998)

En cada prueba, se indujeron deformaciones angulares comprendidas en diferentes intervalos, ya que no se contó con el equipo de laboratorio que cubriera todo el intervalo de deformaciones angulares, para expresar a G y λ como una función de la amplitud de la deformación al cortante, por lo que se complementaron unos ensayos con otros a fin de conocer la variación de G y λ en el intervalo de interés. Debe reconocerse que en la obtención de los parámetros dinámicos de los suelos está condicionada por las vicisitudes de las técnicas de medición y/o ensaye.

3.1.4 Procedimiento de pruebas

Los módulos de rigidez al corte G_{\max} de las arcillas de la zona de *Cantarell* a deformaciones angulares de (10^{-4} %) se determinaron en las pruebas de CR, aplicando esfuerzos efectivos de confinamiento isotrópicos, σ'_c , en diferentes etapas como se indica en la tabla 3.4. Los valores de G_{\max} fueron medidos después de la consolidación primaria t_{100} , o 24 horas, el que fue primero.

a) Prueba de columna resonante (CR)

Se realizaron pruebas de (CR) en probetas cilíndricas sólidas de 38 a 39 mm en diámetro y de 74 a 77 mm de altura, o de 53 a 54 mm en diámetro y de 95 a 104 mm de altura. Cada una de las probetas se saturó de 138 a 276 kPa utilizando contrapresión y luego se consolidó isotrópicamente con tres presiones efectivas de confinamiento y sucesivas de 1, 2, y 4 veces la presión efectiva de sobrecarga *in situ* promedio. Durante la prueba se midió la variación de los módulos de rigidez al corte (G) y las relaciones de amortiguamiento (λ), a deformaciones al corte de baja amplitud (menores al 10^{-4} %). Después de la terminación de la consolidación primaria (t_{100}), las mediciones se continuaron por un ciclo logarítmico de tiempo (en minutos), o 24 horas, el que fue menor. Esto con el fin de medir el módulo de rigidez al corte máximo (G_{\max}), el cual incluyó efectos de tiempo o aumento en el módulo de rigidez al corte después de la consolidación primaria (Anderson y Stokoc, 1978).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Posterior a la prueba de baja amplitud, en cada esfuerzo efectivo de confinamiento se midió el módulo de rigidez al corte (G) y la relación del amortiguamiento del material (λ) a deformaciones de alta amplitud (mayores al 10^{-4} %) con las líneas de drenaje cerradas. En el primer y segundo esfuerzo efectivo de confinamiento, el nivel de la deformación se incrementó gradualmente hasta que el G medido disminuyó entre 85% y 95% del G_{max} . Para el mayor esfuerzo efectivo de confinamiento el nivel de deformación se aumentó gradualmente hasta los límites del aparato, o hasta producirse la inestabilidad del oscilador, lo que ocurrió primero.

Después de la aplicación del último esfuerzo efectivo de confinamiento se permitió el drenaje de las muestras hasta que los valores medidos del módulo de rigidez al corte de baja amplitud se acercaron a los valores medidos antes de que empezara la secuencia de alta amplitud. La incapacidad de la muestra para retornar a los valores originales de los módulos fue un indicativo de la degradación de la muestra.

Las condiciones y los resultados de las pruebas de columna resonante se muestran en las figuras 3.42 a 3.68:

- 1) Módulo de rigidez al corte contra deformación al corte promedio
- 2) Relación de amortiguamiento del material contra deformación al corte promedio
- 3) Módulo de rigidez al corte normalizado contra deformación al corte promedio

Las gráficas 3.42 a 3.50 se obtuvieron de las secuencias de la prueba de baja y alta amplitud. Los valores del amortiguamiento que se presentan en las gráficas 3.51 a 3.59 se determinaron con el método del factor de amplificación estacionaria.

b) Prueba de corte simple directo cíclica con deformación controlada (DSS)

Se realizaron pruebas de corte simple directo (DSS) cíclicas en probetas de arcillas de 18 mm de altura y de 50 a 67 mm de diámetro. Para muestras de arcillas de normalmente a ligeramente preconsolidadas, las probetas se consolidaron anisotrópicamente aplicando una presión vertical efectiva (σ'_c) igual a 1.5 a 2.5 veces el esfuerzo vertical efectivo *in situ* estimado (σ'_v) para simular un estado de esfuerzos normalmente consolidado en la muestra ($OCR = 1.0$). Para probetas muy preconsolidadas, los espécimenes se consolidaron hasta que alcanzó al menos una deformación vertical de 10 % de la altura de la muestra para asegurar que un $OCR > 1$ fuera inducido en la muestra, y luego se descargó hasta la presión vertical efectiva de consolidación para producir así el estado de esfuerzo preconsolidado que se especificó. Una vez completada la consolidación primaria (t_{100}) se continuó la consolidación de cada espécimen por aproximadamente un ciclo logarítmico de tiempo, en escala de minutos, o 24 horas, el que fue menor, antes de aplicar las cargas cíclicas sinusoidales horizontales a una frecuencia de 1.0 Hz. Todas las pruebas se realizaron a volumen constante. Las presiones de poro se estimaron en base a la medición de los cambios en el esfuerzo vertical durante el ciclaje. Cada espécimen se sometió a cuatro niveles de aumento de deformación al corte cíclico promedio nominal permitiéndose la reconsolidación (es decir, la disipación del exceso de presión de poro) entre cada nivel de deformación. La siguiente tabla resume las condiciones de la prueba con respecto a los niveles de deformación promedio nominal propuestos y el número de ciclos.

Nivel	Deformación al Corte Promedio (%)	Número de Ciclos
1	0.1 a 0.2	30
2	0.5	30
3	1.0	30
4	2.0 a 3.0	30

Las condiciones de la prueba y los resultados de las pruebas de **DSS** cíclicas con deformación controlada se presentan en las figuras 3.42 a 3.68. Las gráficas para cada prueba de **DSS** cíclica con deformación controlada relacionan:

- 1) Módulo de rigidez al corte contra deformación al corte (Amplitud Simple)
- 2) Relación de amortiguamiento del material contra deformación al corte (Amplitud Simple)
- 3) Módulo de rigidez normalizado contra deformación al corte (Amplitud Simple)

De los resultados se puede observar que las deformaciones al corte alcanzadas en estas pruebas no siempre correspondieron exactamente con los niveles de deformación propuestos. Estas diferencias se debieron al control del equipo y a las limitaciones de la resolución de medición.

Dada la importancia que el suscrito considera acerca de los equipos utilizados, se presenta una descripción de equipos similares en la obtención de los parámetros dinámicos.

3.1.5 Descripción de equipos de Columna resonante (CR) y Corte simple cíclico (DSS)

▪ Equipo de columna resonante (CR)

El equipo dinámico de columna resonante se utiliza para determinar el módulo de rigidez al cortante, G , y el amortiguamiento, λ , a deformaciones angulares de 10^{-4} a $10^{-2}\%$; permite ensayar probetas de suelos cohesivos y friccionantes.

El ensayo se realiza en un espécimen cilíndrico de suelo de 36 mm de diámetro y 90 mm de altura, bajo vibración forzada torsional. Esto se logra al aplicar una torsión y se hace variar la frecuencia de excitación, hasta alcanzar la frecuencia de resonancia.

El sistema está compuesto por una computadora que tiene integrada una tarjeta de adquisición de datos, un conjunto de acondicionadores de señal y la cámara donde se coloca la probeta de suelo. En la figura 3.11 se presenta esquemáticamente el equipo. El aparato tiene tres sensores; uno de desplazamiento, el cual mide el desplazamiento axial de la probeta durante el ensayo; uno de presión, para registrar los esfuerzos que se aplican al espécimen en las etapas previas al ensayo (confinante y contrapresión) y la presión de poro que se genera en la etapa de prueba; y un acelerómetro, que mide la aceleración del sistema móvil.

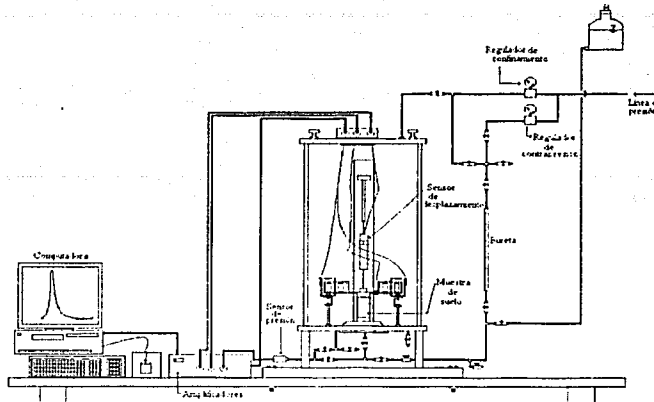


Figura 3.11 Esquema del equipo dinámico de columna resonante (Flores et al. 2002) utilizado para obtener los resultados reportados por Romo y Ovando; 1995.

En la parte superior de la probeta la distorsión la aplica el cabezal, que está unido al sistema móvil y a éste lo mueven una serie de imanes y bobinas a los que llega desde la computadora una señal eléctrica que induce al sistema un movimiento periódico senoidal, tal como se muestra en la figura 3.12.

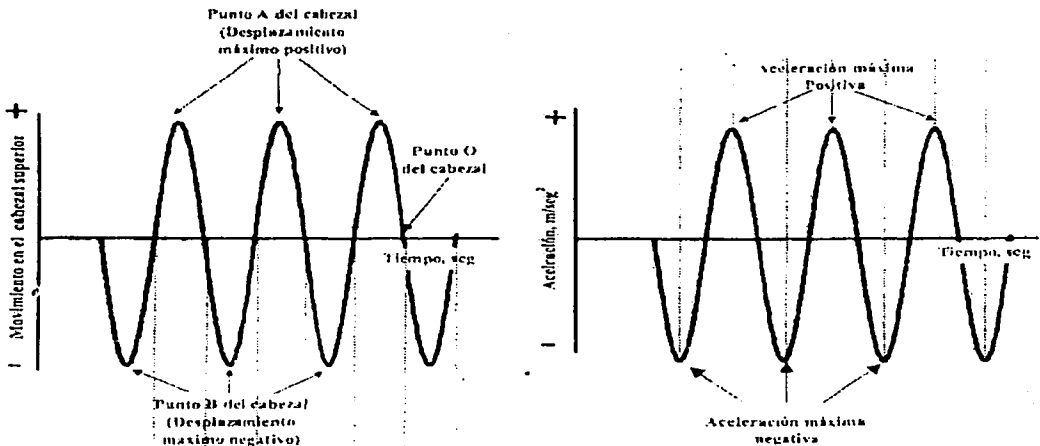


Figura 3.12 Forma de la señal de desplazamiento en el cabezal y la aceleración registrada (Flores et al. 2002)

Experimentalmente, se observa que el cabezal se mueve desde un punto central O hasta los puntos A y/o B (figura 3.13). En los puntos A y B se invierte el sentido del movimiento. Cuando el cabezal

pasa por el punto O la aceleración es máxima. En términos generales, las señales de desplazamiento y aceleración versus tiempo tienen la misma frecuencia.

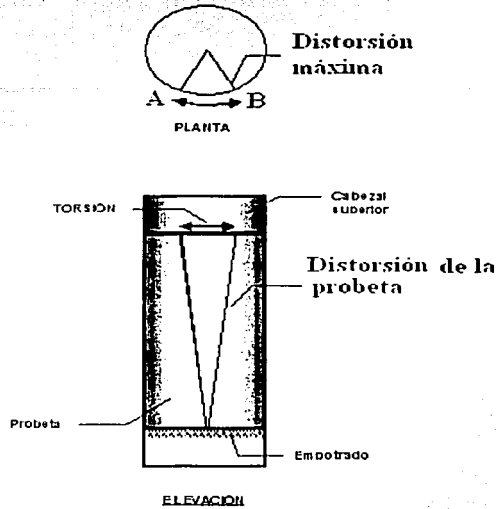
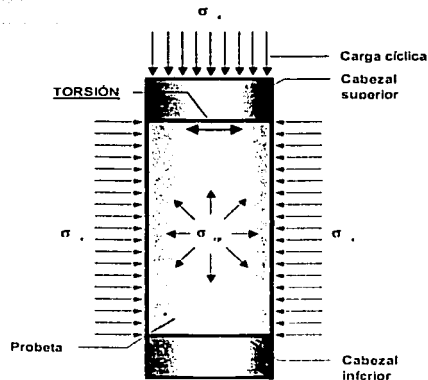


Figura 3.13 Distorsiones angulares que presenta la probeta durante la etapa de ensaye (Flores et al. 2002)

▪ *Procedimiento de ensaye del I.I.*

Primero, la probeta se somete a una condición de esfuerzo efectivo de consolidación determinado, aplicando los esfuerzos de confinamiento, σ_c , y contrapresión, σ_{cp} , una vez que estas condiciones se equilibran, se llega al que se muestra en la figura 3.14.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.14 Condición de esfuerzos en la etapa de ensaye (Flores et al. 2002)

Durante la etapa de ensaye se aplica un momento torsionante, F , en la parte superior del espécimen mientras que en su base se encuentra empotrada (figura 3.13); se registra la aceleración de respuesta, a , con el acelerómetro montado en el sistema móvil, la cual dependerá de la rigidez del material ensayado; entre más rígido sea éste, menor será la aceleración de la respuesta. Con el momento F se excita la probeta a una frecuencia, definida como *frecuencia inicial*, f_i , y se registra la aceleración de respuesta, posteriormente se incrementa la frecuencia en valores Δf constantes, y en cada uno de ellos se registra la aceleración, hasta llegar a una *frecuencia final*, f_f . A esta secuencia de aumentos de frecuencias desde f_i hasta f_f con incrementos Δf se le llama *barrido de frecuencias*. Al terminar cada barrido de frecuencias se incrementa el momento torsionante en valores ΔF , de manera que al final del ensaye se tendrá una serie de barridos de frecuencia, donde el momento torsionante va incrementándose entre cada uno de ellos.

De la señal experimental, aceleración versus tiempo, se obtiene el espectro de potencia, del cual se determina la frecuencia y la amplitud pico a pico de la aceleración de respuesta. Para los diferentes incrementos de frecuencia de excitación se obtienen los valores de aceleración correspondiente y frecuencia experimentales, con los cuales se forma la curva de aceleraciones versus frecuencia de la figura 3.15. En esta figura se presenta una serie de barridos de frecuencia; y cada una de estas curvas se le conoce como curva de respuesta o de *aceleraciones totales* bajo vibración forzada y cada una de ellas corresponde a un momento de torsión, F . Es claro que al incrementarse el momento F , se incrementa la *aceleración máxima*, $a_{m\acute{a}x}$ y se reduce la frecuencia en la que esta aceleración se presenta, llamada *frecuencia de resonancia*, f_0 .

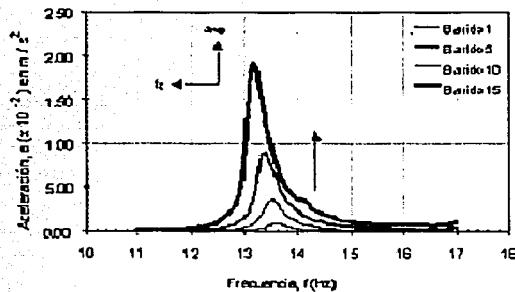


Figura 3.15 Variación de las aceleraciones de respuesta con el incremento de la frecuencia de excitación y el momento de torsión (Flores et al. 2002)

▪ Cálculo de parámetros

De cada curva de aceleraciones totales se registra la aceleración máxima, $a_{m\acute{a}x}$, la frecuencia de resonancia, f_0 , y las frecuencias f_1 y f_2 correspondientes a la aceleración $a_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$, como se presenta en la figura 3.16. Con estos valores se determinan los parámetros dinámicos del suelo.

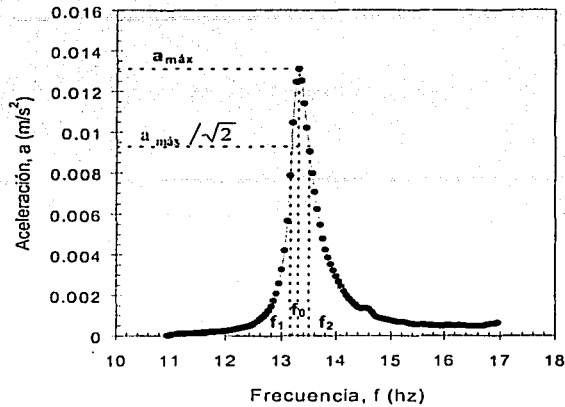


Figura 3.16 Valores experimentales de aceleraciones que se toman para el cálculo de parámetros dinámicos (Flores et al. 2002)

Con los valores de f_0 , la longitud de la muestra, L , y el valor de β calculado a partir de los momentos polares de inercia de la muestra, I_m , y del sistema móvil, I_s , se puede determinar la velocidad de onda de cortante, Tatsuoka and Silver (1980):

$$v_s = \frac{2 \pi f_0 L}{\beta} \quad (3.1)$$

donde:

- v_s velocidad de onda de cortante, en m/s;
- f_0 frecuencia de resonancia, en hz;
- L longitud de la muestra, en m;
- β valor obtenido de la expresión $\beta \tan \beta = I_m / I_s$, (β en radianes); Tatsuoka and Silver (1980)
- I_m momento polar de inercia de masa de la muestra, en kg m^2 ; y
- I_s momento polar de inercia de masa del sistema móvil de la columna resonante, en kg m^2 .

finalmente:

$$G = \rho v_s^2 \quad (3.2)$$

donde:

- G módulo de rigidez dinámica, en kg/cm^2 ; y
- ρ densidad de masa de la muestra, $\rho = \gamma_m / g$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La deformación angular para muestras sólidas se determina con la siguiente ecuación dada por Tatsuoka and Silver (1980):

$$\gamma = \frac{1}{3} \frac{\theta}{L} D \quad (3.3)$$

donde:

- γ deformación angular, en %
- θ distorsión angular
- L longitud de la muestra, en m
- D diámetro de la probeta, en m

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

$$a = \ddot{\theta} r \quad (3.4)$$

donde:

- $\ddot{\theta}$ aceleración angular, y
- r distancia del centro de gravedad del acelerómetro al centro de la muestra, en m.

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

$$\ddot{\theta} = \frac{\dot{\theta}}{(2\pi f)^2} = \frac{\dot{\theta}}{4\pi^2 f^2} \quad (3.5)$$

por tanto,

$$\ddot{\theta} = 40\pi^2 f^2 \quad (3.6)$$

sustituyendo la expresión 3.6 en 3.4

$$a = 40\pi^2 f^2 r \quad (3.7)$$

despejando θ

$$\theta = \frac{a}{4\pi^2 f^2 r} \quad (3.8)$$

sustituyendo la expresión 3.8 en 3.3, obtenemos

$$\gamma = \left(\frac{1}{3} \frac{1}{4\pi^2 r} \right) \frac{D}{L} \frac{a}{f^2} \quad (3.9)$$

cuando $a = a_{max}$, $f = f_0$, entonces,

$$\gamma = \left(\frac{1}{12\pi^2 r} \right) \frac{D}{L} \frac{a_{max}}{f_0^2} \quad (3.10)$$

Para el cálculo del amortiguamiento, λ , se propuso el método basado en la curva de aceleraciones totales (*aceleración vs frecuencia*). El método utiliza un ancho de la curva de respuesta, el cual está definido por las frecuencias en las que se tiene la mitad de la potencia máxima de respuesta, f_1 y f_2 , las cuales ocurren cuando la aceleración es $a_{\max}/\sqrt{2}$ (figura 3.16). El amortiguamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$\lambda = \left(\frac{f_2 - f_1}{2 f_0} \right) 100 \quad (3.11)$$

λ se expresa en %.

- *Equipo de corte simple cíclico (DSS)*

Las pruebas cíclicas fueron desarrolladas principalmente en un primer intento por reproducir en laboratorio especímenes bajo condiciones de licuación en arenas debidas a la propagación de ondas de cortante en campo generadas por sismo. Asimismo, estas pruebas también permitieron evaluar el módulo E o G y el amortiguamiento del material.

Las condiciones de campo reproducidas con carga cíclica son mostradas conceptualmente en la figura 3.17.

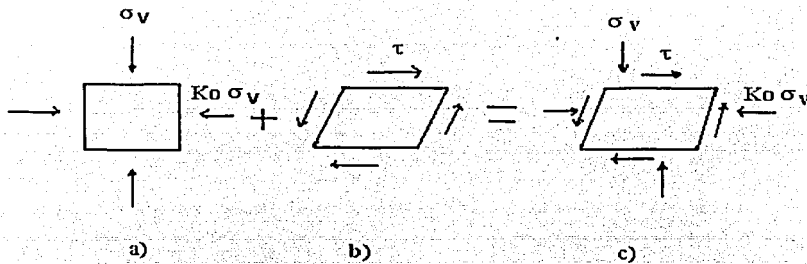


Figura 3.17 Condiciones teóricas de corte simple (Woods, 1978)

Los primeros aparatos de corte simple fueron desarrollados por el Swedish Geotechnical Institute (SGI), Kjellman (1951) y el Norwegian Geotechnical Institute (NGI).

Las primeras investigaciones realizadas con el aparato de corte simple cíclico para evaluar la licuación de las arenas bajo carga cíclica, fueron reportadas por Peacock y Seed (1968) cuyos resultados se muestran en el diagrama esquemático de la figura 3.18, donde se ilustra la rotación de la placa articulada y deformación del suelo.

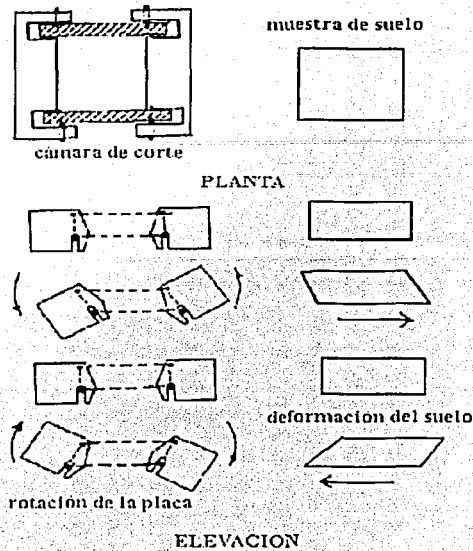


Figura 3.18 Diagrama esquemático que ilustra la placa articulada y deformación del suelo en el aparato de corte simple (Peacock and Seed, 1968)

Al ensaye de corte simple cíclico, se le han señalado limitaciones tales como la generación de condiciones de no uniformidad de esfuerzos en las fronteras, lo cual causa la falla de los especímenes para esfuerzos cortantes menores que aquellos requeridos en el sitio de estudio.

Se pueden encontrar dos tipos de aparatos de corte simple; uno de paredes rígidas y forma prismática de aproximadamente $5 \times 5 \times 2.9$ cm (figura 3.19a); otro de forma cilíndrica, con dimensiones de 7.1 cm de diámetro y 2.0 cm de altura; en este caso los especímenes se colocan dentro de una membrana reforzada con alambre de acero en espiral (figura 3.19b), esto último tiene la finalidad de lograr que el desplazamiento relativo entre la parte superior e inferior de la muestra defina una línea recta.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

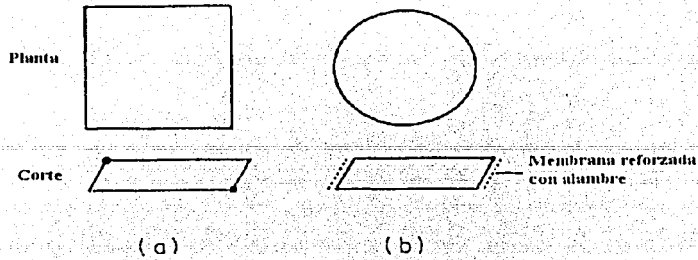


Figura 3.19 Esquemas de aparatos de corte simple (Prevost y Hoeg, 1976)

El aparato de corte simple cíclico **DSS** empleado en la obtención de los parámetros dinámicos en este estudio correspondió al tipo **NGI** modificado, empleando probetas cilíndricas de 6.7 cm x 1.8 cm de altura. Los especímenes fueron confinados lateralmente con una membrana de acero reforzada de sección transversal constante y a volumen constante.

Cabe señalar que las condiciones de deformación en los dos tipos de pruebas son ligeramente distintas. En la prueba de **CR**, la deformación por cortante en el radio del espécimen varía de cero en el centro del espécimen a un valor máximo en el perímetro exterior. Las deformaciones por cortante suelen considerarse a $2/3$ del radio del espécimen. En la prueba cíclica **DSS**, la deformación por cortante es uniforme. Los efectos de las diferentes condiciones de deformación representativas para los dos tipos de pruebas dinámicas normalmente se consideran mínimos para propósitos prácticos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.1.6 Factores que influyen en el comportamiento dinámico de las arcillas

Las investigaciones realizadas sobre el comportamiento dinámico de diversas arcillas, han establecido que existen factores en las propiedades índice y mecánicas del material que influyen de manera determinante en el comportamiento dinámico, los resultados de las arcillas de la *ciudad de México* y del sitio *Taratumich* de la Sonda de Campeche, Romo y Ovando (1995) así lo reportan y han sido descritos al inicio de este capítulo. Estos autores han establecido que los parámetros que más influyen en el comportamiento son; el índice de plasticidad, el esfuerzo de confinamiento efectivo aplicado y la relación de preconsolidación del material. Con base en estos resultados experimentales, se han tomado como punto de partida en este estudio para continuar con las investigaciones en el tema y verificar de que manera estos parámetros influyen en el comportamiento dinámico de las arcillas del sitio *Cantarell*.

Los factores que determinan el comportamiento dinámico de los suelos arcillosos marinos son muchos y la influencia de cada uno de ellos es todavía objeto de estudios y debate. A continuación se presenta una breve descripción de los principales factores que intervienen en el comportamiento dinámico de los suelos, de acuerdo a Seed e Idriss (1970):

- a) Nivel de deformación angular, γ
- b) Esfuerzo promedio efectivo, σ'_c
- c) Relación de vacíos, e
- d) Número de ciclos de carga, N
- e) Índice de plasticidad, PI
- f) Grado de saturación en suelos cohesivos, S_r
- g) Relación de preconsolidación, OCR
- h) Tiempo o edad geológica, t

Las propiedades dinámicas del suelo, junto con otros factores como las características de las ondas sísmicas, la batimetría de la superficie del subsuelo marino, la estratigrafía del sitio y la ubicación de un estrato duro o roca en el fondo, juegan un papel esencial en la respuesta sísmica del sitio; es decir, la respuesta de campo libre.

Para describir el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos sometidos a cargas dinámicas (cargas que varían con el tiempo) el conocimiento de las propiedades dinámicas es básico. Las propiedades dinámicas del suelo, representadas por el módulo de rigidez, G , y el amortiguamiento, λ , que rigen principalmente la respuesta sísmica de un depósito de suelo se ha observado que tienen un comportamiento no lineal: varían con la deformación angular, γ .

Dobry y Vucetic (1987) estudiaron los efectos de la relación de preconsolidación, OCR , y el índice de plasticidad, PI , sobre $G_{m\acute{a}x}$, $G/G_{m\acute{a}x}$, y λ . Los resultados que obtuvieron se resumen en la tabla 3.3. Las conclusiones ahí plasmadas se derivaron de un gran número de ensayos en suelos marinos, obtenidos principalmente de las costas de Venezuela, y arcillas terrestres.

Tabla 3.3 Factores que afectan la variación cualitativa de las propiedades dinámicas y amortiguamiento en las arcillas normalmente consolidadas y ligeramente preconsolidadas (Dobry y Vucetic, 1987)

Factor	$G_{m\acute{a}x}$	$G/G_{m\acute{a}x}$	λ
Esfuerzo de confinamiento σ'_c	Aumenta al crecer σ'_c	Permanece constante o crece con σ'_c	Permanece constante o disminuye al crecer σ'_c
Relación de vacíos, e	Aumenta al reducir e	Aumenta al crecer e	Disminuye al crecer e
Edad geológica, t	Aumenta al crecer t	Puede aumentar al crecer t	Disminuye al crecer t
Cementación, c	Aumenta al crecer c	Puede aumentar al crecer c	Puede disminuir al crecer c
Relación de preconsolidación, OCR	Aumenta al crecer OCR	No afecta	No afecta
Índice de plasticidad, PI	Aumenta al crecer PI si OCR > 1 Casi permanece constante si OCR = 1	Aumenta al crecer PI	Disminuye al crecer PI
Deformación angular cíclica, γ_c	-----	Disminuye al decrecer γ_c	Aumenta al crecer γ_c
Velocidad de deformación y (frecuencia ó carga cíclica)	Aumenta al crecer γ	G crece con γ y $G/G_{m\acute{a}x}$ probablemente no afecta si G y $G_{m\acute{a}x}$ son medidos con el mismo γ	Permanece constante ó puede crecer con γ
Número de ciclos de carga, N	Disminuye después de N ciclos para grandes γ_c pero se recupera después con el tiempo	Disminuye después de N ciclos para grandes γ_c ($G_{m\acute{a}x}$ medido antes de N ciclos)	No es significativo para moderados γ_c y número de ciclos N

- Efecto del nivel de deformación angular, γ

El comportamiento dinámico de las arcillas bajo carga cíclica depende del nivel de deformación inducido; a pequeñas deformaciones la respuesta es lineal o casi lineal, y a grandes deformaciones es ampliamente no lineal, como se ve en la figura 3.20. La deformación en la cual ocurre la transición entre el comportamiento a pequeñas y grandes deformaciones, depende del tipo e índice de plasticidad de la arcilla. Los resultados de investigaciones experimentales han señalado que el módulo de rigidez y amortiguamiento dependen del nivel de deformación que se impone al suelo durante los ensayos y los equipos de laboratorio utilizados.

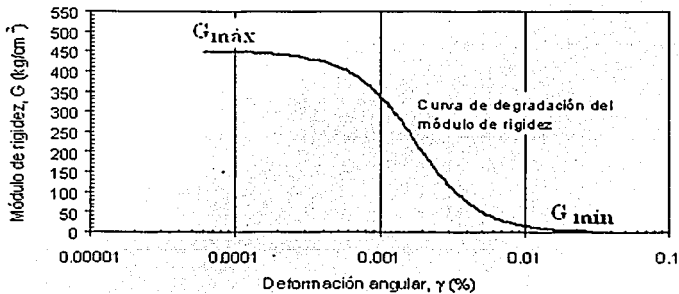


Figura 3.20(a) Variación del módulo de rigidez con la deformación angular (Flores et al. 2002)

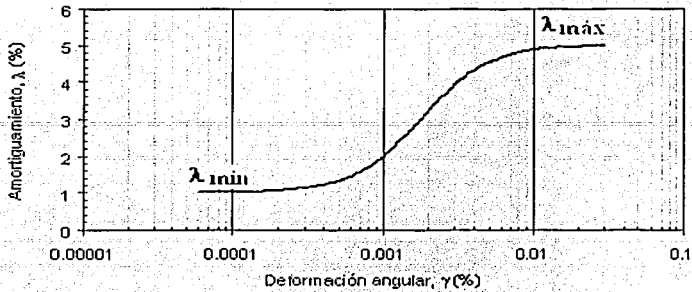


Figura 3.20(b) Variación del amortiguamiento con la deformación angular (Flores et al. 2002)

▪ *Esfuerzo medio efectivo, σ'*

El efecto del esfuerzo medio efectivo en el módulo de rigidez al corte y amortiguamiento con la deformación angular, fueron investigados por Kim y Novak (1981) y Kokusho et al. (1982). Los resultados de pruebas triaxiales cíclicas realizadas por Kokusho et al. (1982), se muestran en la figura 3.21(a) y 3.21(b). En la figura 3.21(a) se presentan cuatro tipos de suelos teniendo aproximadamente el mismo PI. A pesar de que se variaron los esfuerzos efectivos de confinamiento entre 45 kPa y 500 kPa, la figura indica que existe poca influencia de este esfuerzo con la deformación angular en suelos cohesivos inalterados con un PI de 38% a 56%.

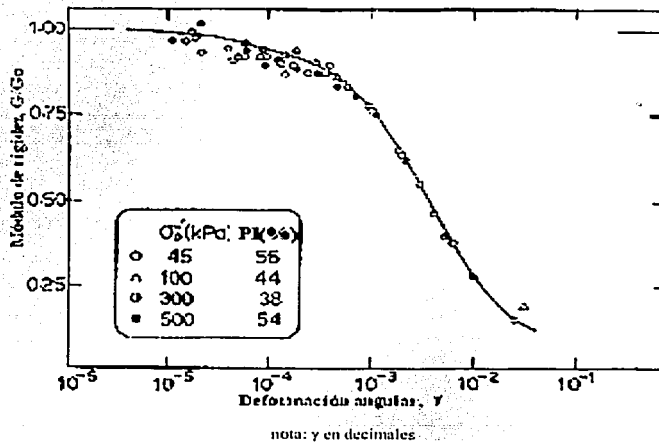


Figura 3.21(a) Efecto del esfuerzo de confinamiento en la curva módulo de rigidez-deformación angular (Kokusho et al. 1982)

La relación de amortiguamiento obtenida de estas pruebas se muestran en la figura 3.21(b), donde se puede ver que el efecto del esfuerzo de confinamiento en el amortiguamiento es muy pequeño.

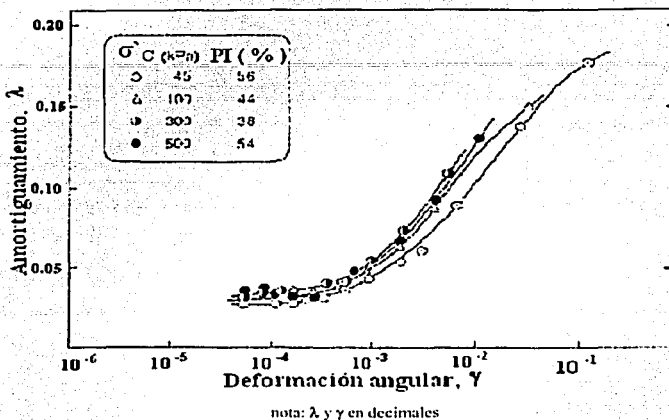


Figura 3.21(b) Efecto del esfuerzo de confinamiento en la curva de amortiguamiento-deformación angular (Kokusho et al. 1982).

- Relación de vacíos, e

La tendencia derivada de las curvas $G/G_{m\acute{a}x}$ y λ con la relación de vacíos del suelo, e , han indicado que es similar al efecto del índice de plasticidad, PI , cuando e se incrementa; esto es evidente, puesto que en arcillas el PI condiciona el valor de e ; cuando el material está normalmente consolidado, la curva, $G/G_{m\acute{a}x}$, tiende a moverse hacia arriba, mientras que la curva, λ , va hacia abajo. La influencia de e sobre $G/G_{m\acute{a}x}$ fue originalmente propuesta por Lodde y Stokoe (1982).

- Índice de plasticidad, PI

Kokusho et al. (1982), encontraron que existe una relación del PI con la posición de las curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ y λ versus γ . Demostraron que si el PI se incrementa, la curva $G/G_{m\acute{a}x}$ versus γ , tiende a ser mayor, mientras que la curva, λ , versus γ , tiende a reducirse. Ishihara (1986) discutió los datos de Kokusho, así como los resultados de Zen et al. (1978), y presentó la relación de $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ con el PI . Lo interesante de estas tendencias con el PI es que también, fueron publicados con anterioridad por Anderson y Richart (1976) y posteriormente por Kim y Novak (1981) para varias arcillas con diferentes índices de plasticidad.

Con estas bases y con la posibilidad de desarrollar correlaciones entre el PI o e y el $G/G_{m\acute{a}x}$ y λ , Dobry y Vucetic (1987) obtuvieron las curvas para arcillas normalmente consolidadas que se presentan en la figura 3.22.

En la figura 3.22(a) se incluye la curva $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma_c$, representativa de las arcillas de la *ciudad de México* reportadas por León et al. (1974) y Romo y Jaime (1986), se observa que es la que muestra un comportamiento esfuerzo-deformación lineal más extenso de todas las arcillas incluidas, con $G/G_{m\acute{a}x} > 0.8$ para deformaciones mayores de $\gamma_c = 0.3\%$.

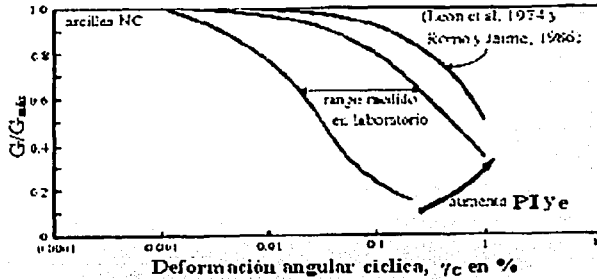


Figura 3.22(a) Efecto del PI en el parámetro $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ (Dobry y Vucetic, 1987)

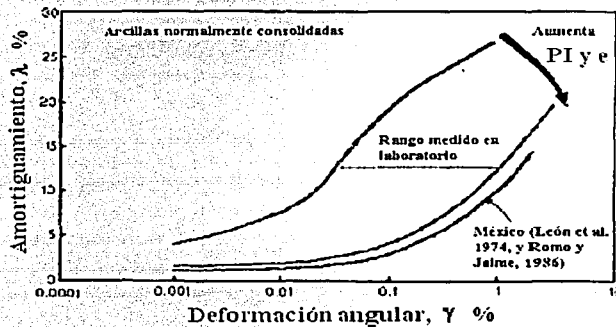


Figura 3.22(b) Efecto del PI en el parámetro $\lambda - \gamma$ (Dobry y Vucetic, 1987)

▪ Relación de preconsolidación, OCR

Estudios enfocados directamente a evaluar el efecto del OCR en las curvas $G/G_{m\acute{a}x}$ y λ versus γ , conducidos por Koutsoftas y Fisher (1980) y Kokusho et al. (1982) demostraron que para grandes OCR, éste prácticamente no tiene ningún efecto en la posición de las curvas $G/G_{m\acute{a}x}$ y λ contra γ , como se muestra en la figura 3.23(a) y 3.23(b). La independencia de estos parámetros con el OCR fue también verificada experimentalmente y utilizada en el comportamiento dinámico para carga cíclica por Dobry y Vucetic (1987). Sin embargo, es importante señalar que el OCR sí afecta al $G_{m\acute{a}x}$, tal como se señala en la tabla 3.3

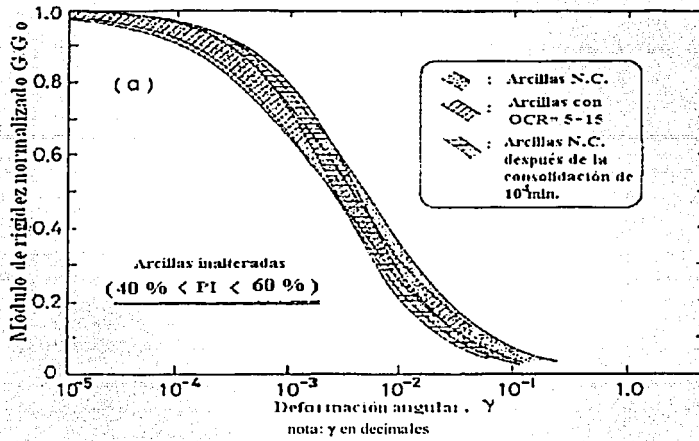


Figura 3.23(a) Efecto de la relación de preconsolidación **OCR** en el módulo de rigidez de las arcillas (Kokusho et al. 1982)

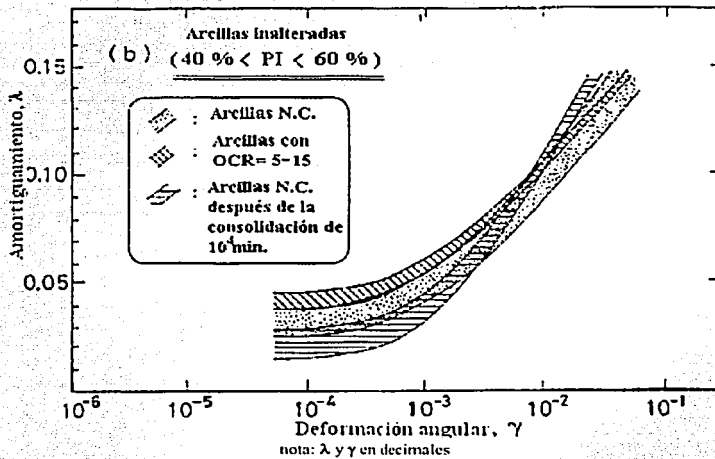


Figura 3.23(b) Efecto de la relación de preconsolidación **OCR** en el amortiguamiento de las arcillas (Kokusho et al. 1982)

- Efecto de la edad geológica, t

Anderson y Stokoe (1978) y Kokusho et al. (1982) investigaron el efecto del tiempo de confinamiento (edad geológica, t) en $G_{m\acute{a}x}$. Encontraron que la influencia de t está correlacionada con el $G_{m\acute{a}x}$, al incrementar t aumenta $G_{m\acute{a}x}$. Es decir, $G_{m\acute{a}x}$ se incrementa más con el tiempo en arcillas de alto PI que en arcillas de bajo PI , siempre que se tengan valores de OCR mayores de 1. Mientras que el amortiguamiento decrece con el tiempo de confinamiento. Esta es la razón del porqué los depósitos más viejos tienden a ser más rígidos (valores altos de $G_{m\acute{a}x}$ y v_s). Este efecto debe ser considerado cuando se predicen valores de campo de $G_{m\acute{a}x}$, y v_s a partir de valores de laboratorio. Este efecto, también está presente en el módulo al corte secante en grandes deformaciones cíclicas, como se muestra en la figura 3.24.

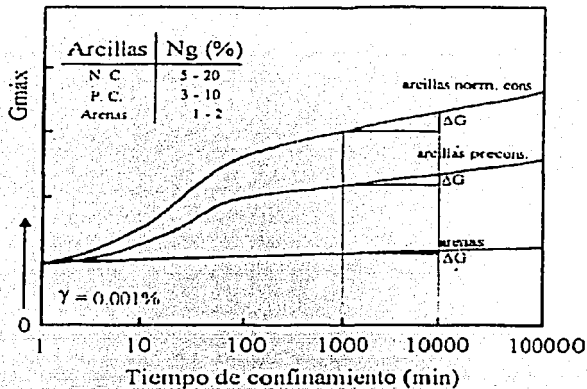


Figura 3.24 Efecto de la duración del esfuerzo de confinamiento en el módulo de rigidez de las arcillas (Anderson y Stokoe, 1978)

- Efecto del número de ciclos, N

La rigidez de los suelos cohesivos saturados decrece con el aumento del número de ciclos cuando el material está sujeto a carga cíclica y sin permitir el drenaje. Esta degradación en el módulo G es acompañada con el rompimiento del enlace de las partículas y un aumento en la presión de poro. En la figura 3.25, se ilustra la influencia del número de ciclos en las curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$, para arcillas con $PI = 15\%$ a 200% . La degradación de la relación del módulo de rigidez con el número de ciclos para una deformación cíclica dada decrece con el PI . Por otro lado, la relación de amortiguamiento no es afectada por el número de ciclos para los mismos suelos cohesivos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

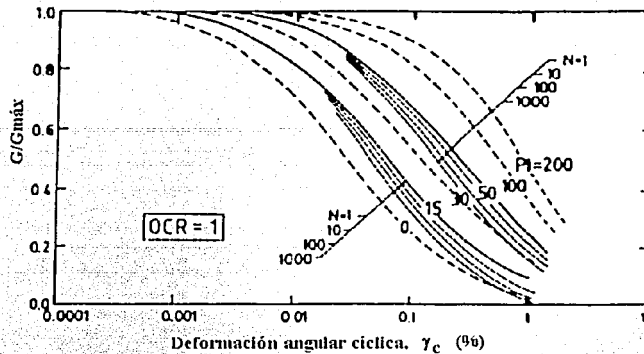


Figura 3.25 Efecto del número de ciclos en el parámetro $G/G_{máx}$ (Vucetic y Dobry, 1991)

- *Efecto del esfuerzo medio efectivo, la relación de vacíos y la relación de preconsolidación en el amortiguamiento*

Estudios realizados por Hardin y Drnevich (1972b) mostraron que la relación de amortiguamiento disminuye cuando se incrementa la relación de vacíos. Lo anterior fue corroborado por Kokusho et al. (1982). Así mismo, se encontró también que las arcillas preconsolidadas exhiben mayores amortiguamientos que las arcillas normalmente consolidadas. Marcuson y Wahls (1972), observaron que se presentan ligeras variaciones en el amortiguamiento con la frecuencia y que ésta decrece al aumentar el esfuerzo medio de consolidación.

3.2 Características dinámicas de las arcillas de la zona de *Cantarell*

3.2.1 Resultados experimentales

En la tabla 3.4 se presenta la información del número de sondeos considerados, profundidades de extracción de muestras, sus propiedades índice y propiedades dinámicas. Los parámetros dinámicos de las arcillas fueron obtenidos a través de los ensayos de **CR** y **DSS**, obteniendo valores de módulo de rigidez máxima, $G_{máx}$, y amortiguamiento, λ , para un intervalo de deformaciones angulares, γ , de $10^{-4}\%$ a 3%. Los resultados en **CR** se obtuvieron realizando ensayos de tres etapas para diferentes esfuerzos de confinamientos isotrópicos. Los niveles de esfuerzo aplicados fueron determinados a partir de los esfuerzos verticales efectivos *in situ*, los cuales se calcularon a partir de los datos de los pesos volumétricos sumergidos de los estratos a las profundidades consideradas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 3.4 Propiedades índice y dinámicas de las arcillas, zona *Cantarell*

Sondeo	Muestra	Prof. (m)	w _L (%)	w _p (%)	w (%)	PI (%)	I _p	G _c	G _{max} MPa	σ' _v kPa	λ _{max} (%)	λ _{min} (%)
17	M-31	9.3	77.0	24.0	69.0	53.0	0.15	2.75	11.6	38	4.32	3.63
17	M-31	9.3	77.0	24.0	60.5	53.0	0.31	2.75	20.6	77	3.71	3.20
17	M-31	9.3	77.0	24.0	52.0	53.0	0.47	2.75	44.0	153	13.68	3.04
12	M-38	12.0	80.0	30.0	66.0	50.0	0.28	2.75	14.6	46	5.26	3.62
12	M-38	12.0	80.0	30.0	58.5	50.0	0.43	2.75	27.6	91	4.98	3.69
12	M-38	12.0	80.0	30.0	51.0	50.0	0.58	2.75	52.8	182	18.33	3.30
12	M-51	20.0	68.0	24.0	34.0	44.0	0.77	2.82	56.6	144	3.18	2.36
12	M-51	20.0	68.0	24.0	33.0	44.0	0.80	2.82	73.5	287	3.88	2.21
12	M-51	20.0	68.0	24.0	32.0	44.0	0.82	2.82	127.3	575	11.3	2.36
05	M-63	24.9	76.0	28.0	43.0	48.0	0.69	2.79	65.6	192	3.25	1.72
05	M-63	24.9	76.0	28.0	41.5	48.0	0.72	2.79	91.2	383	3.34	1.59
05	M-63	24.9	76.0	28.0	40.0	48.0	0.75	2.79	125.7	766	6.22	1.30
15	M-55	26.2	78.0	27.0	42.0	51.0	0.71	2.80	65.2	225	3.32	1.97
15	M-55	26.2	78.0	27.0	40.5	51.0	0.74	2.80	82.1	383	4.64	2.08
15	M-55	26.2	78.0	27.0	39.0	51.0	0.76	2.80	121.1	654	11.98	1.71
13	M-85	50.5	71.0	22.0	42.0	49.0	0.59	2.74	78.4	323	3.43	2.09
13	M-85	50.5	71.0	22.0	37.0	49.0	0.69	2.74	123.7	658	2.92	1.80
13	M-85	50.5	71.0	22.0	32.0	49.0	0.80	2.74	249.7	1293	8.86	1.74
14	M-74	65.1	106.0	26.0	48.0	80.0	0.73	2.79	91.9	431	2.88	1.77
14	M-74	65.1	106.0	26.0	42.0	80.0	0.80	2.79	134.9	862	3.94	1.79
14	M-74	65.1	106.0	26.0	36.0	80.0	0.88	2.79	240.0	1724	7.21	1.62
03	M-85	65.7	85.0	29.0	45.0	56.0	0.71	2.78	194.6	431	7.95	2.84
03	M-85	65.7	85.0	29.0	39.5	56.0	0.81	2.78	230.4	862	5.42	2.58
03	M-85	65.7	85.0	29.0	34.0	56.0	0.91	2.78	350.2	1724	5.6	2.56
12	M-109	96.0	70.0	22.0	34.0	48.0	0.75	2.78	166.2	560	6.02	3.36
12	M-109	96.0	70.0	22.0	30.0	48.0	0.83	2.78	262.9	1120	5.26	3.53
12	M-109	96.0	70.0	22.0	26.0	48.0	0.92	2.78	445.1	2240	7.05	3.23

Las propiedades índice de las muestras utilizadas en ensayos en **CR** y **DSS** se presentan en la tabla 3.4. Las muestras fueron clasificadas en la carta de plasticidad como arcillas inorgánicas de alta compresibilidad CH, como se ilustra en la figura 3.26.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

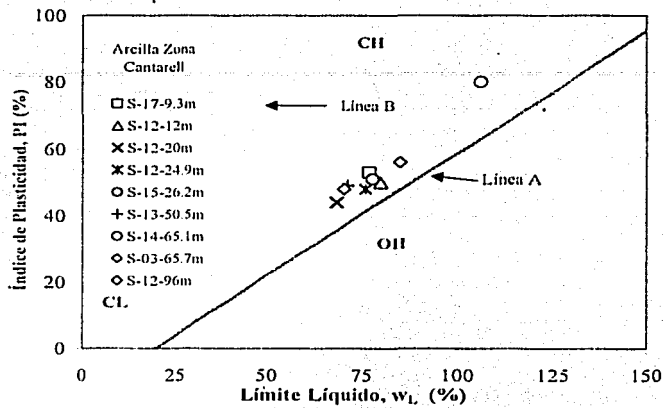


Figura 3.26 Clasificación de las muestras de arcillas en las pruebas de CR y DSS.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.3 Análisis e interpretación de resultados experimentales

3.3.1 Módulo de rigidez máxima, $G_{m\acute{a}x}$

En la figura 3.27 se presentan los valores de $G_{m\acute{a}x}$ contra el esfuerzo de confinamiento σ'_c . Estos resultados muestran que $G_{m\acute{a}x}$ crece al incrementarse σ'_c para los suelos ensayados. En todos los ensayos los valores de $G_{m\acute{a}x}$ tienen una relación lineal contra el esfuerzo de confinamiento, σ'_c , exhibiendo pequeña dispersión, como se indica en la figura 3.27; así el módulo de rigidez al corte depende del esfuerzo efectivo de confinamiento, la relación es consistente con los resultados obtenidos por Romo y Ovando (1995) para el sitio de *Taratunich*.

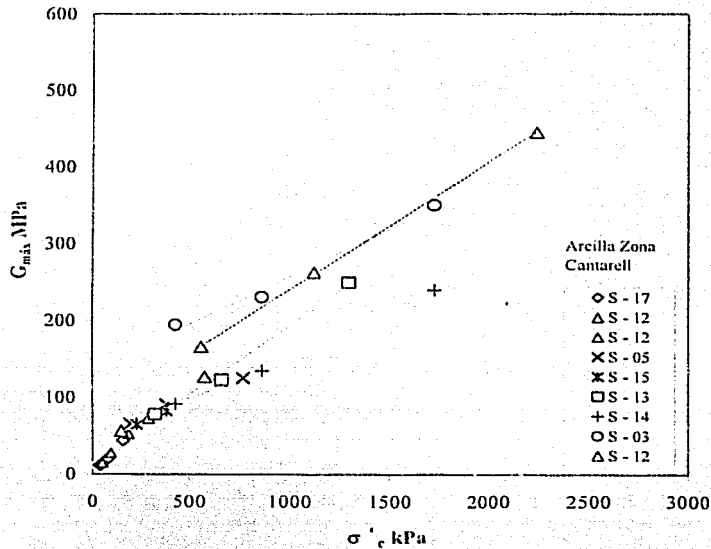


Figura 3.27 Módulo de rigidez, $G_{m\acute{a}x}$ contra esfuerzo de confinamiento, σ'_c

Para comprobar los valores experimentales de $G_{m\acute{a}x}$, se obtuvieron los valores de $G_{m\acute{a}x}$ también, a partir de las ecuaciones empíricas (3.12) y (3.13) al relacionar los valores de $G_{m\acute{a}x}$ con otras características del suelo; los resultados de esta comparación se muestran en la figura 3.28.

Existen diversas ecuaciones en la literatura para la obtención de $G_{m\acute{a}x}$; en este caso se adoptaron las siguientes: para arcillas de alto PI, a partir de las relaciones desarrolladas por Hardin y Drnevich (1972b):

$$G_{m\acute{a}x} = \left(\frac{3230(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \right) OCR^{-0.1} \sigma'_c^{0.5} \quad (3.12)$$

donde $e > 0.6$

Para limos y arcillas de bajo **PI**, el valor de $G_{\text{máx}}$ se puede obtener de la expresión desarrollada por Kim y Novak (1981):

$$G_{\text{máx}} = \left[\frac{770(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \right] \text{OCR}^M \sigma'_c{}^{0.65} \quad (3.13)$$

donde:

$G_{\text{máx}}$: Módulo de rigidez máxima, en kPa

OCR : Relación de preconsolidación del suelo

σ'_c : Esfuerzo de confinamiento efectivo *in situ* promedio

e : Relación de vacíos del suelo

w : Contenido de agua del suelo

El valor del exponente M depende del índice de plasticidad del suelo, **PI**, según la tabla siguiente presentada por Hardin y Drnevich (1972b):

Índice de plasticidad, PI (%)	0	20	40	60	80	>100
Valores de M	0	0.18	0.3	0.41	0.48	0.5

Los valores de módulo de rigidez, $G_{\text{máx}}$, así obtenidos fueron comparados con los valores experimentales, como se muestran en la figura 3.28.

También, las relaciones de $G_{\text{máx}}$ contra σ'_c presentadas en la figura 3.27 permitieron graficar el perfil de $G_{\text{máx}}$ contra la profundidad, como se muestra en la figura 3.30. Para esto, el esfuerzo efectivo de confinamiento en las pruebas de columna resonante fue estimado a partir del esfuerzo vertical efectivo *in situ* usando la siguiente expresión recomendada por Seed y Peacock (1971):

$$\sigma'_c = \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right) \sigma'_v \quad (3.14)$$

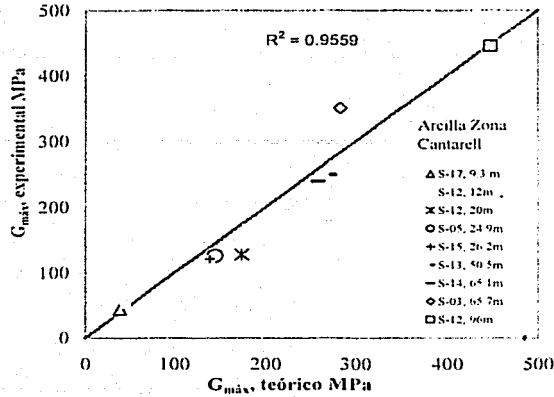
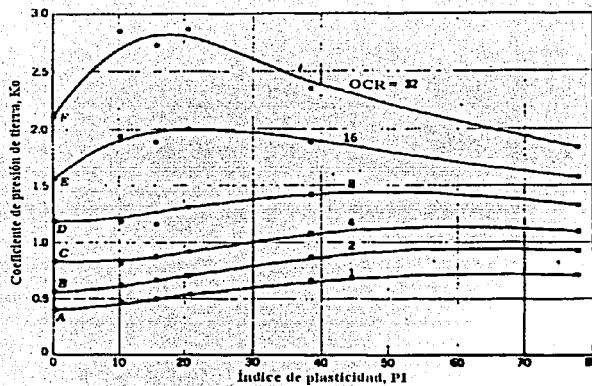
donde:

σ'_c : esfuerzo de confinamiento efectivo promedio en la prueba de **CR**

σ'_v : esfuerzo vertical efectivo *in situ* o presión efectiva de sobrecarga actual

K_0 : Coeficiente de presión lateral de tierra en reposo.

Los valores de K_0 para estas arcillas, fueron estimados utilizando las correlaciones propuestas por Brooker e Ireland (1965), como se muestra en la figura 3.29.

Figura 3.28 Comparación de valores $G_{máx}$ experimentales y teóricosFigura 3.29 Correlación entre K_0 , PI y OCR (Brooker e Ireland, 1965)

- Perfil del módulo de rigidez, $G_{máx}$, contra la profundidad

Los valores de $G_{máx}$ obtenidos experimentalmente y los calculados para diversas profundidades, se presentan en la figura 3.30. Estos resultados evidencian similitudes de magnitudes.

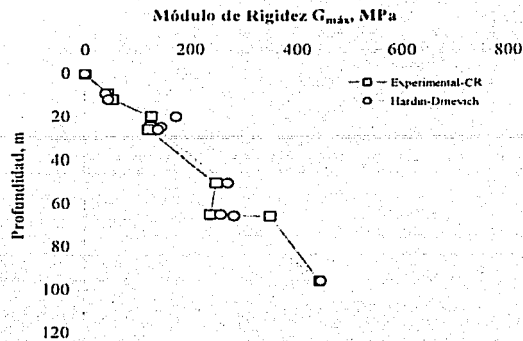


Figura 3.30 Variación de $G_{máx}$ experimentales y teóricos con la profundidad

A partir del análisis de los ensayos de **CR** y **DSS** de las probetas de arcillas de la zona de *Cantarell*, se presenta en la figura 3.31 la variación del módulo de rigidez máximo, $G_{máx}$, con el índice de plasticidad, **PI**; en esta gráfica se puede observar cómo los módulos de rigidez máximo, $G_{máx}$, dependen del esfuerzo de confinamiento efectivo, σ'_c , para el intervalo de **PI** de 44% a 80%; obsérvese además, que todos los valores de $G_{máx}$, tienden a aumentar conforme mayor es σ'_c . La mayoría de las muestras correspondieron a arcillas con **OCR** de 1 a 8.

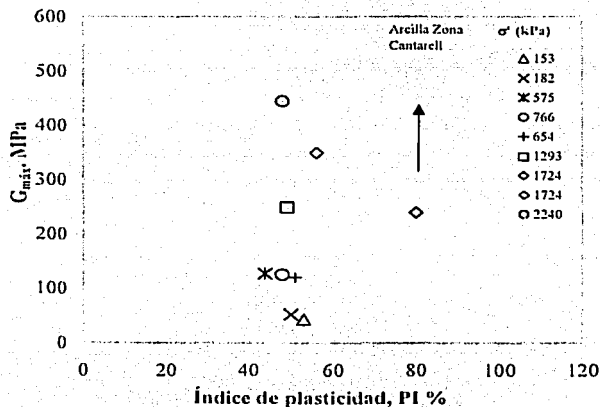


Figura 3.31 Variación del módulo de rigidez máximo, $G_{máx}$, con el índice de plasticidad, **PI**

3.3.2 Relación de amortiguamiento, λ

El amortiguamiento proporciona una medida de las características de disipación de energía del suelo bajo carga sísmica; el amortiguamiento resulta principalmente de efectos friccionantes no lineales, conocidos como histéresis, al deslizar entre sí las partículas mineralógicas la energía de deformación liberada durante la descarga es inferior a la almacenada durante la carga. Por consiguiente, el deslizamiento de partículas individuales en una masa de suelo afecta la cantidad de energía absorbida. A mayor deformación en el suelo, sin alcanzar la falla, mayor será el amortiguamiento. Esta propiedad se calcula a partir del área dentro del ciclo de histéresis, como se menciona en el inciso 3.5.2.

Cabe aclarar que la información disponible al respecto, no detalló la forma de cómo se obtuvieron, sin embargo, para propósitos académicos de esta tesis, conviene remitir el concepto a la revisión del inciso 3.5.2.

3.3.3 Correlaciones entre propiedades índice y dinámicas

Con el fin de validar los resultados obtenidos de este estudio acerca de los parámetros dinámicos $G/G_{m\acute{a}x}$, y λ versus PI de las arcillas de *Cantarell* y compararlos con otras arcillas recopiladas por Vucetic y Dobry (1991) y por Dobry y Vucetic (1987) para intervalos de índice de plasticidad, PI , similares, se presentan las correlaciones siguientes.

- *Correlaciones entre $G/G_{m\acute{a}x}$, - PI y λ - PI*

Las tendencias de las curvas, mostradas en la figura 3.32 para suelos normalmente consolidados y suelos preconsolidados con diferentes γ_e , fueron presentadas por Vucetic y Dobry (1991). La mayoría de los resultados de estos estudios, en donde G , $G_{m\acute{a}x}$, y λ , fueron obtenidos de laboratorio, se muestran en las figuras 3.32(a) y 3.32(b). Los resultados incluyen diferentes tipos de pruebas cíclicas, especímenes consolidados con diferentes OCR y número de ciclos.

En las figuras 3.32(a) y 3.32(b), también se observan tendencias muy consistentes en las curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ y λ con el PI para una γ_e dada; en cada correlación los puntos se sitúan en una banda bien definida, lo cual es válido para un intervalo de OCR del 1 a 15 en $G/G_{m\acute{a}x}$, y OCR de 1 a 8 para λ .

De acuerdo con estudios de Kokusho et al. (1982), Koutsoftas y Fisher (1980), se tiene que para suelos ligeramente preconsolidados (OCR de 1 a 2) y también para suelos con altos OCR , este parámetro no tiene influencia significativa en las curvas, $G/G_{m\acute{a}x}$, y λ . También, el número de ciclos N , prácticamente no tiene efecto en las curvas de λ versus γ_e . Sin embargo, N afecta el valor de $G/G_{m\acute{a}x}$ debido a la degradación de G con N , ya que la influencia de N sobre la rigidez puede ser significativa; esto dependiendo del valor de N , el nivel de γ_e , y el tipo de suelo.

Los resultados de la influencia del índice de plasticidad, PI , en $G/G_{m\acute{a}x}$ y λ considerando tres valores de γ_e (0.01%, 0.1% y 1%) fueron presentados por Vucetic y Dobry (1991), como se muestran en las figuras 3.32 y 3.33, respectivamente.

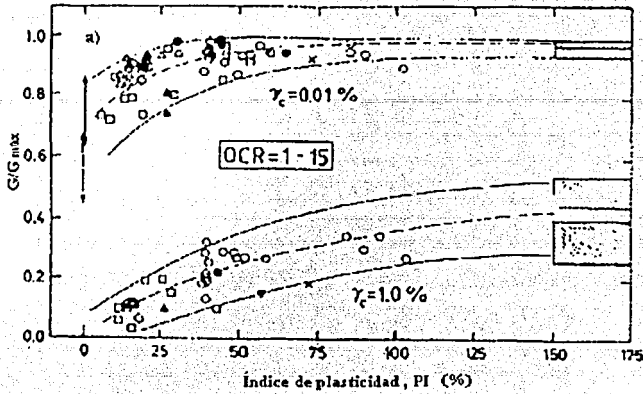


Figura 3.32(a) Correlaciones entre G/G_{max} y el índice de plasticidad, **PI**, para arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas (Vucetic y Dobry, 1991)

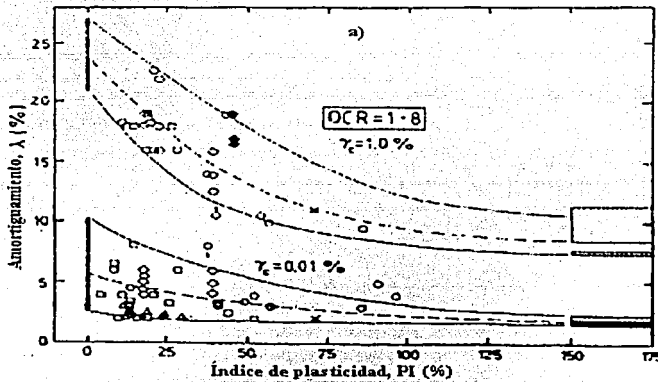


Figura 3.32(b) Correlaciones entre el amortiguamiento λ y el índice de plasticidad, **PI**, para arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas (Vucetic y Dobry, 1991)

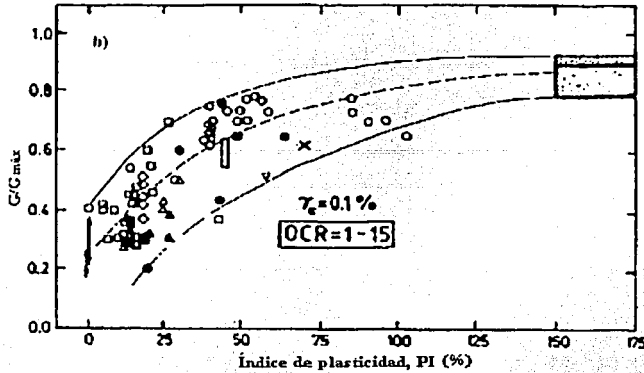


Figura 3.33(a) Correlaciones entre $G/G_{m\acute{a}x}$ y el índice de plasticidad, PI , para arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas (Vucetic y Dobry, 1991)

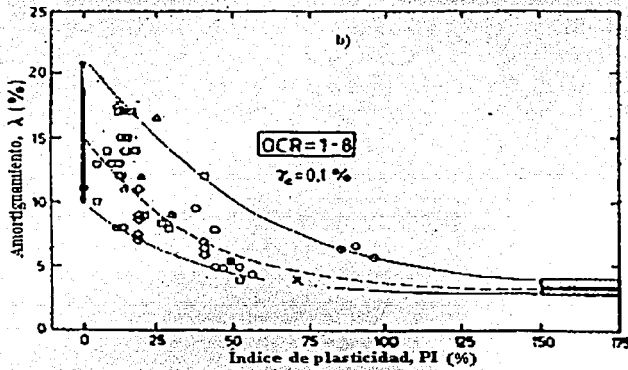


Figura 3.33(b) Correlaciones entre el amortiguamiento λ y el índice de plasticidad, PI , para arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas (Vucetic y Dobry, 1991)

Con base en los resultados de las figuras 3.32 y 3.33, para diferentes niveles de deformación cíclica, γ_c , Vucetic y Dobry (1991) desarrollaron dos familias de curvas como se muestran en las figuras 3.34(a) y 3.34(b), los cuales muestran cómo las curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ_c se recorren hacia mayores γ_c y las curvas de λ vs γ_c se recorren hacia menores λ cuando se incrementa el PI . Para suelos con $PI = 0$ (con nula plasticidad, como las arenas), el comportamiento es no lineal; así mismo, muestran valores altos de amortiguamiento para los mismos valores de deformación cíclica. En las figuras

3.34(a) y 3.34(b) se incluyen los resultados de G/G_{\max} vs γ_c y λ vs γ_c para las arcillas de la zona de Cantarell, donde muestran cómo siguen estas tendencias en el intervalo de PI considerado.

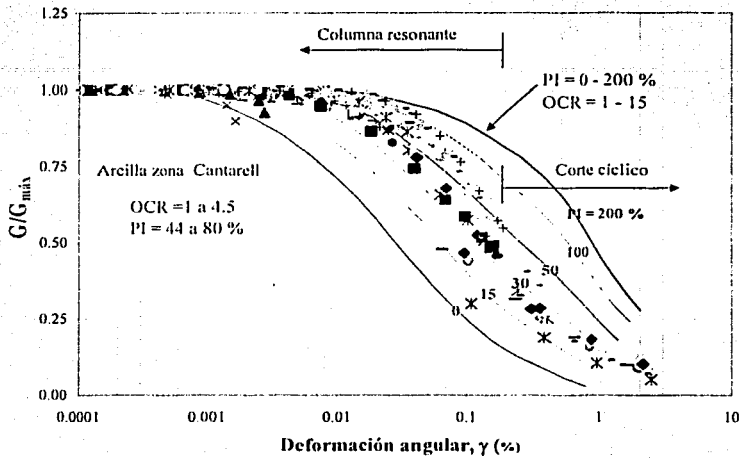


Figura 3.34(a) Correlaciones de G/G_{\max} versus γ , y curvas λ versus γ con el PI para suelos normalmente consolidados y preconsolidados.

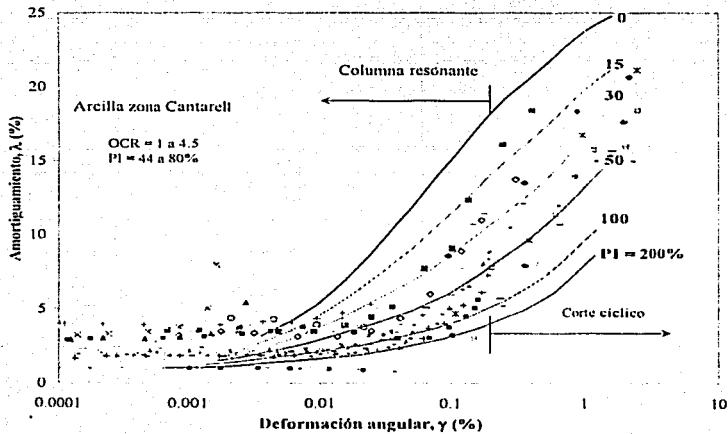


Figura 3.34(b) Correlaciones de G/G_{\max} versus γ , y curvas λ versus γ con el PI para suelos normalmente consolidados y preconsolidados.

También con el fin de incluir los resultados de este estudio en las gráficas de correlaciones de Dobry y Vucetic (1987), se presenta la relación $G/G_{m\acute{a}x}$ versus PI , la cual se ilustra en la figura 3.35, para $\gamma_c = 0.1\%$ para arcillas de Estados Unidos, Canadá, Japón, ciudad de México y la zona de *Cantarell*. La gráfica muestra una tendencia definida indicando que la mayoría de los suelos no lineales son arcillas con bajo índice de plasticidad, teniendo un $PI < 100\%$, para $(G/G_{m\acute{a}x})_{0.1\%} < 0.8$. El otro extremo de arcillas muy compresibles, con $PI > 100\%$, con $(G/G_{m\acute{a}x})_{0.1\%} > 0.8$ tienen un comportamiento casi lineal y la mayoría corresponden a las de la *ciudad de México*.

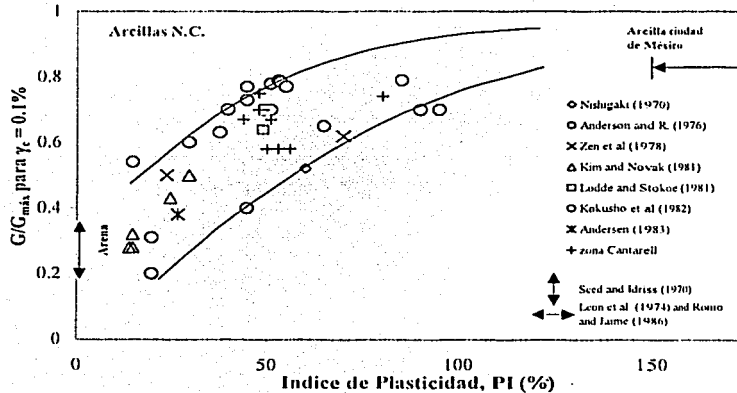


Figura 3.35 Correlación entre $G/G_{m\acute{a}x}$ y el índice de plasticidad PI , para $\gamma_c = 0.1\%$ (Dobry y Vucetic, 1987)

Estudios similares se realizaron para correlacionar el amortiguamiento, λ , con el índice de plasticidad, PI . Los resultados se presentan en la figura 3.36 en el que se incluyen los datos experimentales de la zona de *Cantarell*. También, se grafica el rango de λ versus γ_c propuesto por Seed e Idriss (1970) para arenas. En la figura 3.36 se indica también, la curva de la arcilla de la *ciudad de México*, la cual está localizada ligeramente debajo de todas las arcillas. Las tendencias generales de λ , γ_c , con el PI son compatibles con las discutidas para $G/G_{m\acute{a}x}$: cuando PI se incrementa, las arcillas tienden a tener un comportamiento lineal, por lo que $G/G_{m\acute{a}x}$ se incrementa, y λ para un γ_c dado, disminuye, indicando que tiene menor capacidad para disipar energía durante la carga cíclica.

La mayoría de los suelos no lineales son arcillas con índice de plasticidad menores de 80%, para valores típicos de $\lambda_{0.1\%} = 10\%$ a 18%. El caso extremo, son arcillas muy plásticas, es $\lambda_{0.1\%} < 7\%$. Acorde a esto, las arcillas de la *ciudad de México* tienen los valores más bajos de amortiguamiento, $\lambda_{0.1\%} = 3$ a 4%.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

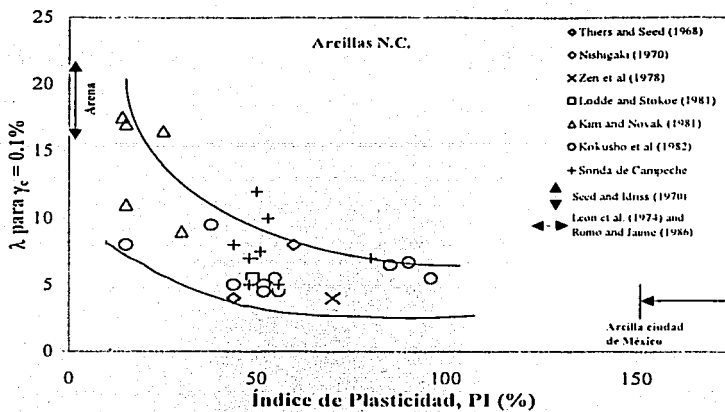


Figura 3.36 Correlación entre el amortiguamiento λ y el índice de plasticidad, **PI**, para $\gamma_c = 0.1\%$ (Dobry y Vucetic, 1987)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.4 Comportamiento dinámico de las arcillas de la zona de *Cantarell*

3.4.1 Esfuerzo-deformación

La respuesta dinámica de los suelos arcillosos de la zona de *Cantarell*, en general es no lineal; el módulo de rigidez y amortiguamiento hysterético dependen del nivel de deformaciones angulares impuestas, desarrollándose los ciclos hysteréticos al incrementarse la magnitud del esfuerzo dinámico y siguen un patrón definido de esfuerzo-deformación llamado curva esqueleto. El módulo de rigidez máximo, G_{\max} , corresponde a deformaciones distorsionales muy pequeñas ($10^{-4}\%$). Al aumentar la magnitud del esfuerzo dinámico se incrementan las deformaciones al corte y los ciclos de histéresis crecen. Al ocurrir esto, los módulos secantes disminuyen y el área del ciclo, que define al amortiguamiento hysterético se incrementa. En la mayoría de los casos cuando se alcanzan deformaciones grandes se generan presiones de poro, lo cual, también, contribuye a la degradación de la rigidez y la resistencia dinámica.

La curva esfuerzo-deformación es representada a través del módulo secante, el cual se obtiene de la pendiente de la recta que une los vértices del ciclo hysterético correspondiente. Por otro lado, la disipación de la energía debido a histéresis se modeló con un amortiguamiento de tipo viscoso; este parámetro depende del nivel de deformación angular, γ . El comportamiento no lineal de las arcillas se representó con el módulo de rigidez, G , y amortiguamiento, λ ; ambos en función de la deformación angular, γ .

Cabe aclarar que los reportes dinámicos de la zona de *Cantarell* basados en este estudio, no incluyeron los ciclos de histéresis, por lo cual en este inciso únicamente se presentan los parámetros provenientes de la interpretación realizada.

Existen pocas investigaciones en la obtención de los parámetros dinámicos de arcillas marinas, Saada y Macky (1985); Vucetic y Dobry (1988); Andersen (1988), Romo y Ovando (1995); por consiguiente, los resultados que se presentan en este trabajo permitirán tener una mejor comprensión de los parámetros dinámicos utilizados en el diseño sísmico de las instalaciones petroleras de la Sonda de Campeche.

3.4.2 Módulo de rigidez, G/G_{\max} - γ , y relación de amortiguamiento, λ - γ

Como se ha establecido en varias publicaciones: Stokoe et al. (1980), Seed et al. (1986), Dobry y Vucetic (1987), Kagawa (1992), Romo y Ovando (1995), el módulo de rigidez al corte, G , disminuye, mientras que la relación de amortiguamiento del material, λ , aumenta con el incremento en los niveles de deformación al corte cíclica. Los resultados de este estudio se presentan en las figuras 3.37 y 3.38, indican que la disminución del módulo de rigidez al corte y el aumento en la relación de amortiguamiento del material son mínimos para deformaciones al corte cíclicas menores al punto inicial del nivel de deformación cíclica conocida como umbral de deformación (de 0.005% y 0.01%, respectivamente) para la mayoría de las muestras estudiadas. Cuando la deformación γ es mayor que el umbral, el módulo de rigidez al corte empieza a disminuir significativamente y la relación de amortiguamiento del material aumenta rápidamente.

Debido a que los equipos de laboratorio utilizados no permitieron medir el módulo de rigidez al corte y la relación de amortiguamiento del material en un intervalo completo de deformaciones al

corte de $10^{-4}\%$ a 3 %, se obtuvieron resultados en columna resonante **CR** y de corte simple directo cíclico **DSS**, éste último con deformación controlada. Combinando los resultados de **CR** y de **DSS** cíclicas, se obtuvieron curvas típicas experimentales como las mostradas en las figuras 3.37 y 3.38, respectivamente, de los módulos de rigidez al corte normalizado, $G/G_{m\acute{a}x}$, y amortiguamiento del material, λ , para todo el intervalo de deformaciones al corte de interés, observándose que son independientes del **OCR** de 1 a 4.5 en el intervalo de **PI** de 44% a 80%. Para la figura 3.37 el valor de $G_{m\acute{a}x}$ correspondió al ensayo de **CR**.

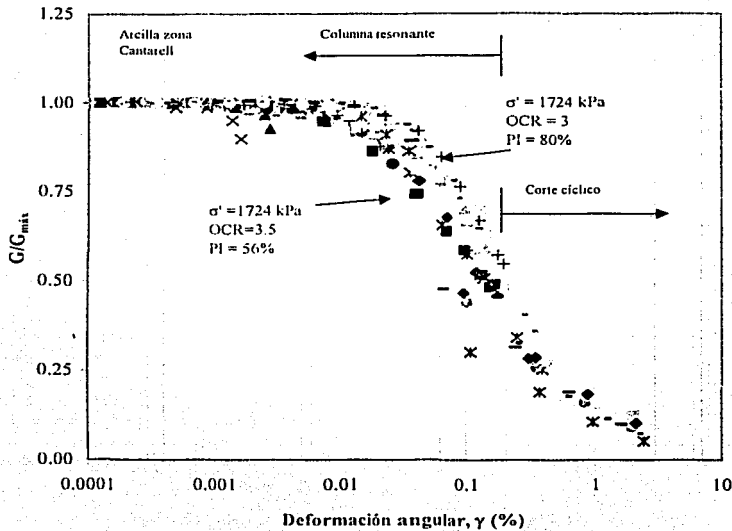


Figura 3.37 Variación de $G/G_{m\acute{a}x}$ versus γ en las pruebas de **CR** y **DSS**.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

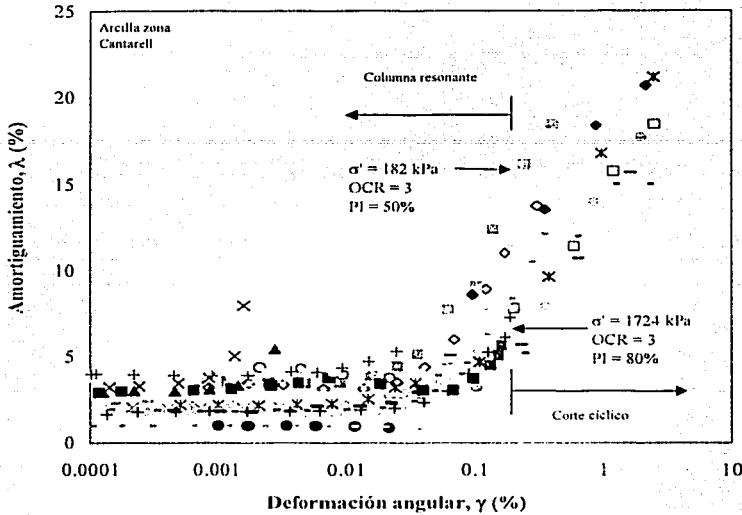


Figura 3.38 Variación de λ versus γ en las pruebas de CR y DSS.

Cabe señalar que las condiciones de esfuerzo de confinamiento en las pruebas cíclicas **DSS**, fueron ligeramente distintas a aquéllas de las de **CR**. Para considerar estas diferencias en las gráficas, el esfuerzo vertical efectivo de consolidación, σ'_{v0} , en las pruebas **DSS**, fue igualado a un esfuerzo efectivo normal promedio equivalente, σ'_{e0} , en la prueba de **CR**, con la expresión de Seed y Peacock (1971) dada en la ecuación (3.14).

Esta ecuación supone que los esfuerzos laterales en las pruebas de **DSS** cíclicas son iguales a los esfuerzos laterales *in situ*. El valor de K_0 de las arcillas se estimó con las relaciones de Brooker e Ireland (1965) y Jaky (1944), como se muestra en la figura 3.29.

En la figura 3.37, la variación de $G/G_{\text{máx}}$ contra γ existe poca dispersión en los resultados y una transición entre los resultados de **CR** y **DSS**. La disminución en el módulo de rigidez al corte es mínima para deformaciones al corte cíclicas menores a los puntos iniciales del nivel de deformación cíclica de umbral de deformación, siendo de 0.005% para las arcillas de la zona de *Cantarell*. Conforme mayor es γ respecto al umbral, el módulo de rigidez al corte comienza a disminuir significativamente.

Los valores de G de las pruebas de **DSS** cíclicas se tomaron como los módulos correspondientes a los ciclos primero y vigésimo quinto para cada nivel de deformación al corte cíclica. De acuerdo con Seed et al. (1983), el ciclo vigésimo quinto es el número de ciclos equivalente del esfuerzo significativo convertido del esfuerzo cortante versus la relación de las historias de tiempo desarrollado durante un sismo de referencia.

Las curvas de amortiguamiento λ versus γ , de las arcillas estudiadas se presenta en la figura 3.38. Los valores obtenidos representan a los de la última etapa de la prueba de **CR**; estos valores son similares a los de las relaciones de amortiguamiento del material usando el método del decremento logarítmico en pruebas de vibración libre. Las relaciones de amortiguamiento de las arcillas en las pruebas **DSS** cíclicas fueron derivadas de valores de capacidad de amortiguamiento estacionario y tomadas como la relación de amortiguamiento del ciclo vigésimo quinto para cada nivel de deformación al corte cíclica.

En la figura 3.38 se observa que las relaciones de amortiguamiento del material se mantienen en un valor menor al 5% para deformaciones cíclicas al corte menores al nivel límite de deformación al corte cíclica de umbral de deformación, el cual corresponde al intervalo de 0.0001% a 0.01%, mientras mayor sea γ respecto a este límite la relación de amortiguamiento del material empieza a incrementarse rápidamente para todas las arcillas.

3.5 Modelado del comportamiento dinámico de las arcillas

3.5.1 Introducción

De los aspectos más importantes en un análisis de respuesta sísmica de cualquier depósito de suelo basado en la teoría de propagación de ondas, es representar al suelo mediante un modelo que relacione los esfuerzos cortantes con las deformaciones cortantes. El modelado del comportamiento bajo condiciones de carga cíclica, o incluso arbitraria, debe realizarse de tal manera que el modelo incluya las características de deformación en el intervalo de deformación considerado. Cuando el comportamiento del suelo se encuentra dentro de un intervalo de deformaciones pequeñas, por ejemplo menor de 10^{-4} %, el uso de un modelo elástico es apropiado y el módulo de rigidez al cortante es uno de los parámetros más importantes para representar el comportamiento del suelo.

Cuando el intervalo de deformación es superior a 10^{-3} %, el comportamiento del suelo es elasto-plástico, el módulo de rigidez al cortante tiende a disminuir a medida que la deformación angular se incrementa. Al mismo tiempo, la disipación de energía ocurre en cada ciclo de carga y es prácticamente independiente de la frecuencia, ya que es de naturaleza histerética; en este nivel de deformación el módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento casi no cambian con el número de ciclos de carga. Este tipo de comportamiento puede ser modelado con buena aproximación mediante la teoría lineal visco-elástica, como se muestra en la tabla 3.5.

Tabla 3.5 Modelos de comportamiento en suelos y métodos de análisis de respuesta (Ishihara, 1996)

Deformación cortante	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
	Def. pequeñas		Def. intermedias		Def. grandes	Falla
Elástico	[Gráfico: Línea horizontal constante]					
Elasto-plástico	[Gráfico: Línea que disminuye con la deformación]					
Falla	[Gráfico: Línea horizontal constante]					
Efecto de carga repetida	[Gráfico: Línea horizontal constante]					
velocidad de aplicación	[Gráfico: Línea horizontal constante]					
Modelo	Elástico - Lineal		Visco-Elástico		Elástico-plástico	
Método de respuesta	Lineal		Lineal Equivalente		Integración paso a paso	

(Nota: deformación cortante en decimales)

El módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento determinadas como una función de la deformación angular son los parámetros utilizados para representar las propiedades del suelo. La herramienta analítica que incorpora esta dependencia de las propiedades del suelo con la deformación angular e independiente del número de ciclos, es el método lineal equivalente, basado en los conceptos de visco-elasticidad. Con este método, el análisis lineal se realiza y al final de éste, se obtienen nuevos resultados del módulo de rigidez y relación de amortiguamiento, y se inicia una nueva iteración. Las propiedades son ajustadas al final de la iteración y el análisis se concluye hasta que se tiene una compatibilidad entre propiedades utilizadas y el nivel de deformación calculada, Ishihara (1996).

Para niveles de deformación angular mayores de $10^{-2}\%$, las propiedades del suelo tienden a cambiar apreciablemente, no sólo con la deformación angular, sino también con el número de ciclos. La manera en la cual el módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento cambian con el número de ciclos, depende del esfuerzo de confinamiento durante la aplicación de los esfuerzos cortantes. Cuando la ley que define la forma en la cual el esfuerzo confinante efectivo se establece, se requiere tener una ley constitutiva en la cual la relación esfuerzo-deformación quede especificada en cada etapa de carga, descarga y recarga. Uno de los modelos más utilizados para este propósito es el de *Masing*, *Masing G.* (1926), el cual se utiliza para modelar el comportamiento de las arcillas, objeto de este estudio.

3.5.2 Descripción del modelo *Davidenkov*

a) Antecedentes

Cuando la amplitud de la deformación angular es pequeña, la respuesta del suelo no depende del número de ciclos de carga; las propiedades de rigidez y amortiguamiento permanecen sin cambio durante la aplicación de los ciclos de carga. Sin embargo, cuando el nivel de deformación angular es suficientemente grande, produce un ciclo de histéresis no lineal en la relación cíclica esfuerzo-deformación. Este tipo de comportamiento se manifiesta cuando la deformación angular inducida se encuentra en el intervalo de $10^{-5}\%$ y $10^{-3}\%$, como se muestra en la tabla 3.5. La mayoría de los modelos propuestos hasta ahora para reproducir el comportamiento dinámico del suelo permiten su uso práctico, ajustándose lo mejor posible a los datos observados de pruebas de laboratorio, como la prueba de columna resonante, corte directo cíclico y triaxial cíclica.

b) Marco de referencia para modelar el comportamiento no lineal esfuerzo-deformación

Cuando un esfuerzo cíclico relativamente grande se aplica al suelo, la curva esfuerzo-deformación forma un ciclo de histéresis cerrado como se muestra en la figura 3.39(b). Supongamos que la carga es primero incrementada hasta un nivel "a" y después se aplica un ciclo de descarga y recarga siguiendo la trayectoria "bedef", el cambio de descarga a recarga ocurre en el punto "d", el cual está localizado al otro extremo del ciclo con respecto al primer punto de descarga "a". En la curva esfuerzo-deformación, primeramente se hace referencia a dos líneas: una asociada con la carga monotónica "dou", llamada "curva esqueleto" y la otra constituyendo un "ciclo de histéresis" "abcdef". Si el valor del esfuerzo en la curva de histéresis se resta al valor de esfuerzo en la curva esqueleto, se obtienen dos curvas diferentes como se indica en la figura 3.39(a). Estas dos curvas tienen el mismo significado físico de un modelo visco-elástico, las cuales, son un indicio del comportamiento no lineal del suelo. Cabe señalar que la curva esqueleto y el ciclo de histéresis mostrados en la figura 3.39(a) indican, respectivamente, la propiedad elástica y características de disipación de energía las cuales son no lineales. Debido a esta no-linealidad, la curva esqueleto no es una línea recta, ni el ciclo de histéresis tiene esquinas redondeadas.

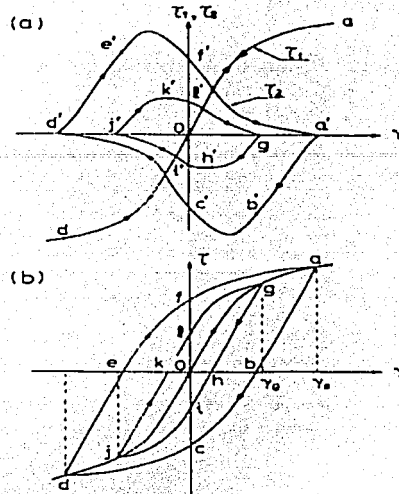


Figura 3.39 Descomposición de la curva de histéresis no lineal en las componentes elástica y disipación de energía (Ishihara, 1996)

Al construir un modelo no lineal de la relación cíclica esfuerzo-deformación, lo común es especificar una función para la curva esqueleto y otra para el ciclo de histéresis: La curva esqueleto puede ser expresada como el esfuerzo cortante en función de γ , y se presenta en la figura 3.40

$$\tau = f(\gamma) \quad (3.15)$$

Normalmente esta relación se obtiene de pruebas con carga monótonica en suelos. Ahora suponiendo que la descarga ocurre en el punto A (donde $\gamma = \gamma_a$ y $\tau = \tau_a$), entonces la ecuación de la curva esfuerzo-deformación para la subsecuente descarga está dada por:

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right) \quad (3.16)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

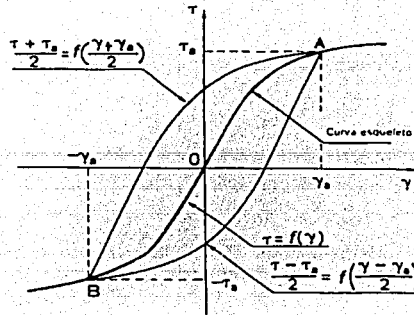


Figura 3.40 Construcción de las curvas de descarga y recarga, según la *regla de Masing* (Ishihara, 1996)

La rama de descarga en la curva esfuerzo-deformación definida por la ecuación (3.16), implica que la mitad del ciclo de histéresis se obtiene duplicando la curva esquelito y trasladando su extremo en el punto inicial de descarga. Se puede mostrar fácilmente que la curva de descarga pasa por el punto B, el cual está localizado simétricamente con respecto al punto inicial de inversión de esfuerzos A. Si la recarga se inicia en el punto B, la curva esfuerzo-deformación para el tramo de recarga está dado por:

$$\frac{\tau + \tau_n}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_n}{2}\right) \quad (3.17)$$

Se puede observar que la mitad del ciclo de histéresis se obtiene multiplicando por dos la curva esquelito y trasladando su extremo al punto inicial de recarga (B), como se ilustra en la figura 3.40. El tramo de recarga definido por la ecuación (3.17) intercepta la curva esquelito en el punto A que es el punto inicial de inversión de esfuerzos. De esta manera el par de curvas definidas por las ecuaciones (3.16) y (3.17) constituyen un ciclo de histéresis cerrado que representa el comportamiento no lineal idealizado en carga cíclica. La regla para construir los tramos de descarga y recarga definidos por las ecuaciones (3.16) y (3.17) usando la curva esquelito es conocido como la *regla de Masing*.

c) Formulación matemática

Una vez establecido el marco de referencia para la relación no lineal esfuerzo-deformación, el siguiente paso es derivar una serie de ecuaciones para calcular el módulo de rigidez al cortante, y la relación de amortiguamiento. La característica de deformación no lineal está representada por un *módulo secante*, el cual está definido por la pendiente de la recta que une el origen y el punto de la amplitud de deformación sobre la curva esquelito, como ya se vio en la figura 3.41. De esta manera, el módulo secante G se determina por medio de la ecuación (3.15) como:

$$G = \frac{\tau_n}{\gamma_n} = \frac{f(\gamma_n)}{\gamma_n} \quad (3.18)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

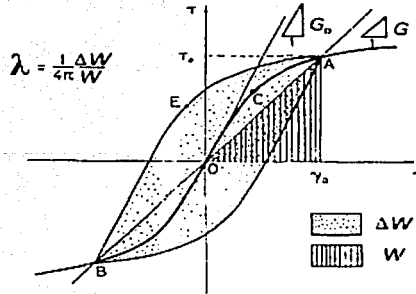


Figura 3.41 Ciclo de histéresis, relación de energía disipada y almacenada, según *Masing* (Ishihara, 1996)

Donde τ_a y γ_a denotan la amplitud del esfuerzo cortante y deformación cortante actual en la carga cíclica sobre la curva esqueleto. La energía de disipación por ciclo se representa por el área dentro del ciclo de histéresis ΔW . La relación de amortiguamiento λ está definida como:

$$\lambda = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (3.19)$$

donde W , es la máxima energía almacenada. Para el caso no lineal, existen varias maneras de definir la energía almacenada, la más sencilla es la de suponerla como el área del triángulo definido por $O A \gamma_a$ en la figura 3.41; la energía almacenada se expresa como:

$$W = \frac{1}{2} \gamma_a f(\gamma_a) \quad (3.20)$$

De acuerdo a la *regla de Masing*, el ciclo de histéresis se obtiene a partir de la curva esqueleto multiplicándola por dos en ambas direcciones τ y γ . Por lo tanto, en la sección de media luna ABE indicada en la figura 3.41, se tiene la misma forma que la porción de media luna AOC y así el área ABE es cuatro veces el área AOC ; considerando esto, la energía perdida por ciclo ΔW a una amplitud de deformación γ_a se calcula como:

$$\Delta W = 8 \left[\int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma - W \right] \quad (3.21)$$

Sustituyendo las ecuaciones (3.20) y (3.21) en (3.17), la relación de amortiguamiento se obtiene como:

$$\lambda = \frac{2}{\pi} \left[\frac{2 \int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma}{\gamma_a f(\gamma_a)} - 1 \right] \quad (3.22)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El módulo de rigidez al cortante dado por la ecuación (3.18) y la relación de amortiguamiento obtenida con la ecuación (3.22) son los parámetros más importantes que representan las características de deformación no lineal del suelo. Ambos parámetros están expresados en función de la amplitud de deformación cortante, γ_a , ya que la derivación de las fórmulas está basada en la ecuación de la curva esqueleto, dada a su vez por la ecuación (3.15).

Si el modelo constitutivo se construye para expresar la deformación al cortante en términos del esfuerzo cortante como:

$$\gamma = g(\tau) \quad (3.23)$$

entonces de la misma manera como se procedió anteriormente, el módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento están dados, respectivamente, como función del esfuerzo cortante, τ_a :

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} = \frac{\tau_a}{g(\tau_a)} \quad (3.24)$$

$$\lambda = \frac{2}{\pi} \left[1 - \frac{2 \int_0^{\tau_a} g(\tau) d\tau}{\tau_a g(\tau_a)} \right] \quad (3.25)$$

d) Hipótesis de Masing

El modelo utilizado en este trabajo es el de *Davidenkov*, Romo (1990) y Romo y Ovando (1995); este método se basa en las siguientes hipótesis:

1. El módulo de rigidez cortante, G , para cada inversión de carga es igual al módulo tangente inicial G .
2. El amortiguamiento es independiente de la velocidad de deformación (o desplazamiento) y es por consiguiente, puramente histerético.
3. La no linealidad del material es de naturaleza plástica. Esto quiere decir que la rigidez del suelo regresa a su valor máximo cada vez que la carga cambia de sentido. El ciclo histerético típico es como se muestra en las figuras 3.40 y 3.41.
4. El material sometido a carga armónica con amplitud constante responde de manera estable si el amortiguamiento histerético es suficiente para atenuar en pocos ciclos la parte transitoria.

En este trabajo se adoptó el modelo de *Davidenkov* debido a sus ventajas sobre el de *Ramberg-Osgood* (1943) y el de *Hardin and Drnevich* (1972b), en particular para su aplicación a procedimientos numéricos en los que los esfuerzos dinámicos son calculados a partir de las deformaciones.

3.5.3 Modelo *Davidenkov* y su aplicación al comportamiento dinámico de las arcillas

Como se definió anteriormente, la ecuación de la curva esqueleto esfuerzo-deformación está dada por:

$$\tau = G\gamma \quad (3.26)$$

donde:

$$G = G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] \quad (3.27)$$

Se puede observar que los resultados de G son obtenidos en **CR** y **DSS**, para deformaciones angulares grandes, el valor de G tiende a cero; por consiguiente, se sugiere que la ecuación (3.27) se modifique para que cumpla con las condiciones de frontera de $G = G_{m\acute{i}n}$. Para valores altos de γ , se propone la siguiente ecuación, en lugar de la ecuación (3.27), Romo (1995):

$$G = (G_{m\acute{i}n} - G_{m\acute{a}x})H(\gamma) + G_{m\acute{a}x} \quad (3.28)$$

La función $H(\gamma)$ se obtiene de los resultados de ensayos de **CR** y de corte directo cíclico, ajustando la curva de atenuación $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, resultando una función del tipo:

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{(\gamma/\gamma_r)^{2B} + 1} \right]^A \quad (3.29)$$

Definida la función $H(\gamma)$ y $G_{m\acute{a}x}$, se pueden obtener los valores de G para cualquier valor de la deformación angular. Los parámetros A y B definen la geometría de la curva $G-\gamma$, y dependen del índice de plasticidad del suelo, PI . El parámetro γ_r es una deformación de referencia arbitraria (50%) de degradación del módulo de rigidez.

Por otro lado, para obtener los valores de λ , Hardin y Drnevich (1972b) propusieron las siguientes relaciones entre el módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento:

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} \left(1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right) \quad (3.30)$$

de la ecuación (3.27):

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = [1 - H(\gamma)] \quad (3.31)$$

sustituyendo $G/G_{m\acute{a}x}$ en la ecuación (3.30):

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} H(\gamma) \quad (3.32)$$

La ecuación (3.32) se modifica aplicando las siguientes condiciones de frontera, Romo (1995): si $H(\gamma) \rightarrow 0$, entonces $\lambda = \lambda_{\min}$, y si $H(\gamma) \rightarrow 1$, entonces $\lambda = \lambda_{\max}$, por tanto:

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min})H(\gamma) + \lambda_{\min} \quad (3.33)$$

donde λ_{\max} y λ_{\min} son los valores de amortiguamiento para deformaciones angulares máximas y mínimas, respectivamente.

De los resultados de columna resonante y de corte directo cíclico, se determinó un valor de referencia γ_r del (50 %), y por aproximaciones se obtuvieron los valores de **A** y **B**; y con esto la función **H**(γ).

3.5.4 Resultados del modelado

Con el fin caracterizar el comportamiento dinámico de las arcillas de la zona de *Cantarell*, se siguió el criterio de seleccionar muestras representativas de los sondeos disponibles que incluyeran resultados de **CR** y **DSS** a la misma profundidad o del mismo estrato; los resultados experimentales sirvieron como datos para alimentar el modelo *Davidenkov*. Los resultados de ambas pruebas se presentan en la tabla 3.6 y 3.7, respectivamente. También, se muestran en estas tablas los parámetros **A**, **B**, y γ_r .

Tabla 3.6 Resultados de pruebas de **CR** para alimentar el modelo de *Davidenkov*

Sondeo - prof.	Muestra	Obtenidos experimentalmente					Propuestos para el modelo	
		PI %	σ'_c kPa	$G_{m\acute{a}x}$ MPa	$\lambda_{m\acute{a}x}$ %	γ_r 50%	A	B
17 - 9.3m	31	53	153	44.0	13.68	0.14	1.00	0.55
12 - 12.0m	38	50	182	52.8	18.33	0.14	1.00	0.55
12 - 20.0m	51	44	575	127.3	11.30	0.15	1.10	0.50
05 - 24.9m	63	48	766	125.7	6.22	0.22	1.00	0.60
15 - 26.2m	55	51	654	121.1	11.98	0.20	1.00	0.60
13 - 50.5m	85	49	1293	249.7	8.86	0.20	1.00	0.60
14 - 65.1m	74	80	1724	240.0	7.21	0.21	1.10	0.60
03 - 65.7m	85	56	1724	350.2	5.60	0.12	1.00	0.55
12 - 96.0m	109	48	2240	445.1	7.05	0.15	1.00	0.55

Tabla 3.7 Resultados de pruebas **DSS** para alimentar el modelo de *Davidenkov*

Sondeo-prof.	Muestra	Obtenidos experimentalmente						Propuestos para el modelo	
		PI %	σ'_c kPa	$G_{N=25}$ MPa	$G/G_{N=1}$	$\lambda_{m\acute{a}x}$ %	γ_r 50%	A	B
17 - 9.4m	32	48	97	6.1	0.836	18.43	0.14	1.00	0.55
12 - 11.1m	35	57	94	6.4	0.899	15.00	0.14	1.00	0.55
12 - 20.0m	51	44	123	26.0	0.965	15.98	0.15	1.10	0.50
05 - 24.9m	63	52	330	31.6	0.917	22.77	0.22	1.00	0.60
15 - 21.6m	47	51	152	23.5	0.924	16.00	0.20	1.00	0.60
13 - 50.5m	85	45	766	48.8	0.904	17.66	0.20	1.00	0.60
14 - 65.1m	74	67	1192	66.6	0.927	20.67	0.21	1.10	0.60
03 - 65.7m	83	56	1337	76.9	0.914	21.15	0.12	1.00	0.55
12 - 96.0m	109	48	1237	108.7	0.927	15.68	0.15	1.00	0.55

Cabe señalar que los resultados en **CR** y **DSS** correspondieron a especímenes de muestreo inalterado en tubos de doble pared de 63.5 mm de diámetro exterior (2.5 pulgadas) y 54.0 mm de diámetro interior (2.125 pulgadas) a la profundidad indicada en las tablas.

Los resultados de la aplicación del modelo de *Davidenkov* para las arcillas de la zona de *Cantarell* reproducen fielmente los valores experimentales, como se muestran en las figuras que a continuación se refiere.

• *Curvas módulo de rigidez máxima al cortante versus deformación angular, $G_{m\acute{a}x} - \gamma$*

Los resultados obtenidos con el modelo de *Davidenkov* para las arcillas de la zona de *Cantarell*, utilizando los resultados de 27 pruebas en **CR** y 9 en **DSS** se muestran en las figuras 3.42 a 3.50. Las curvas **G** - γ muestran claramente la degradación que sufre el módulo de rigidez conforme se incrementa la deformación angular. Estos resultados coinciden con las investigaciones realizadas por otros investigadores para arcillas marinas Koutsoftas y Fisher (1980); Saada y Macky (1985); Romo y Ovando (1995).

Se puede apreciar que la mayoría de los resultados experimentales son reproducidos aceptablemente con el modelo, lo cual nos da la posibilidad de estimar las curvas **G**- γ usando el modelo de *Davidenkov*, conociendo los módulos de rigidez máximo, $G_{m\acute{a}x}$ y el índice de plasticidad de las arcillas, **PI**.

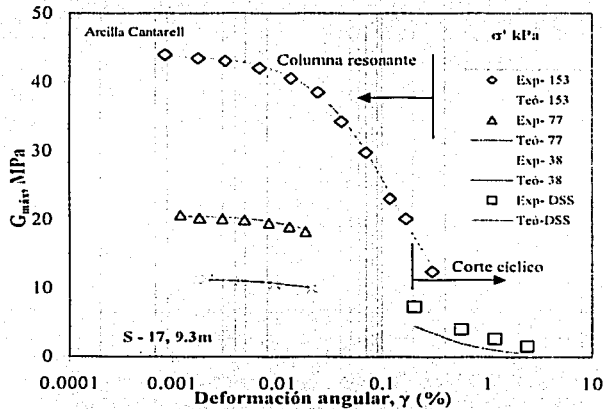


Figura 3.42 Curvas módulo de rigidez $G_{m\acute{a}x}$ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

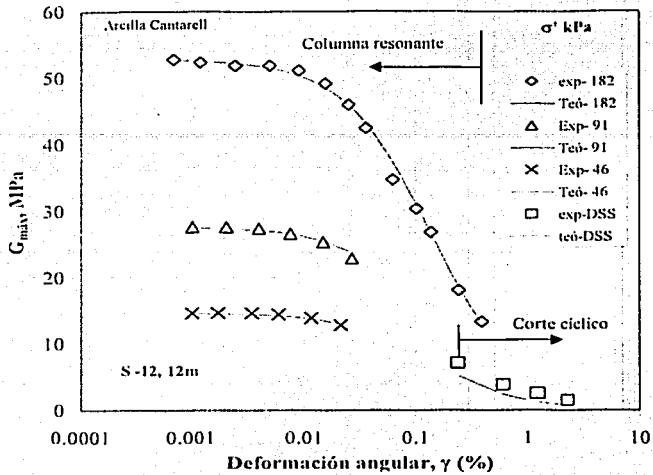


Figura 3.43 Curvas módulo de rigidez $G_{máx}$ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

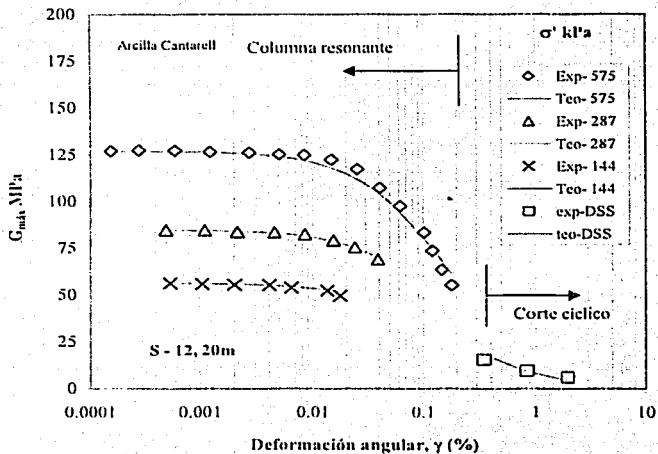


Figura 3.44 Curvas módulo de rigidez $G_{máx}$ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

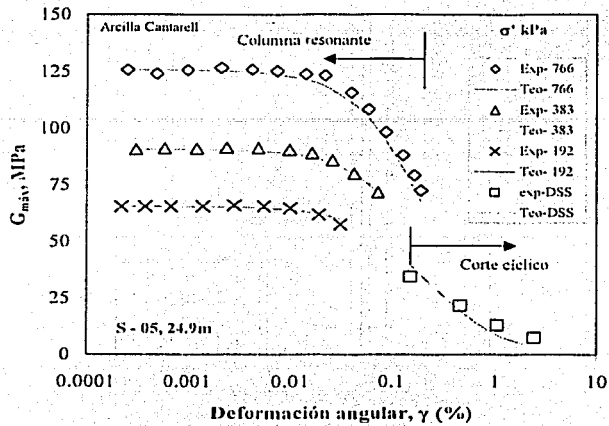


Figura 3.45 Curvas módulo de rigidez $G_{máx}$ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

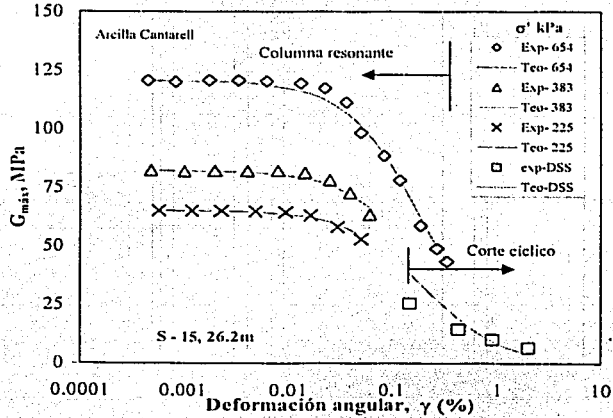


Figura 3.46 Curvas módulo de rigidez $G_{máx}$ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

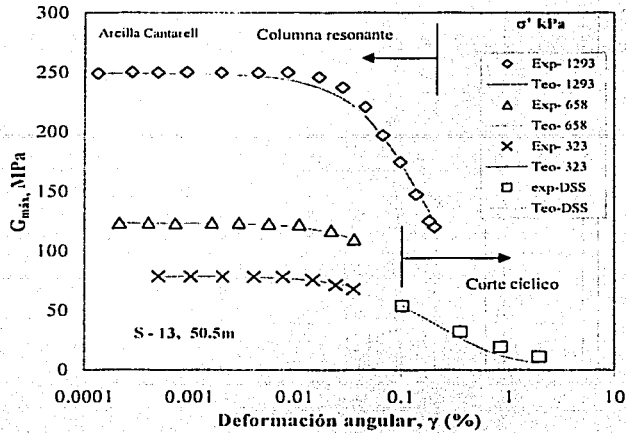


Figura 3.47 Curvas módulo de rigidez $G_{m\acute{a}x}$ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

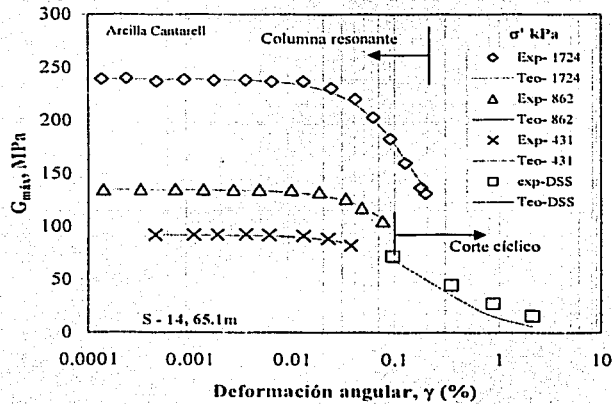


Figura 3.48 Curvas módulo de rigidez $G_{m\acute{a}x}$ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

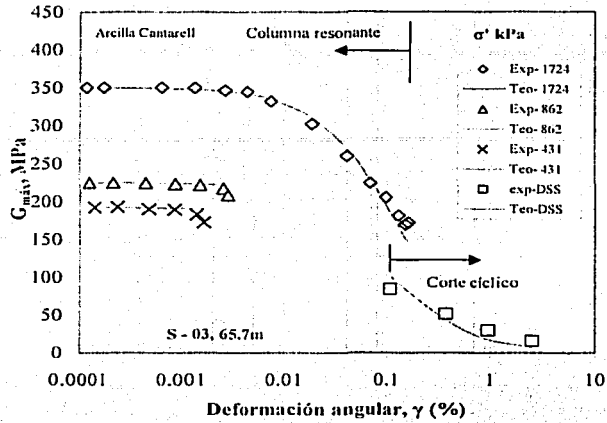


Figura 3.49 Curvas módulo de rigidez $G_{máx}$ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de Davidenkov.

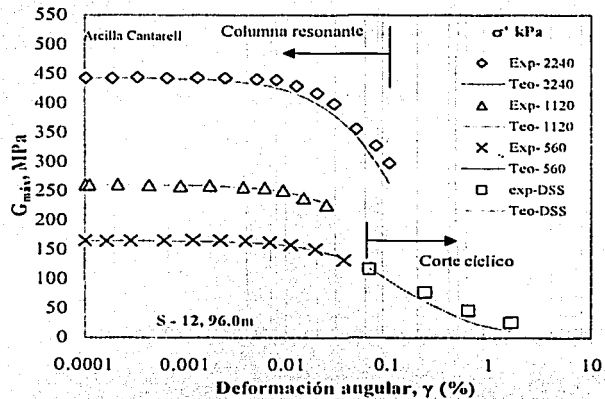


Figura 3.50 Curvas módulo de rigidez $G_{máx}$ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de Davidenkov.

De las figuras 3.42 a 3.50 se observa que el umbral de deformación al corte se presenta en un intervalo de 0.007% a 0.02%.

• Curvas amortiguamiento versus deformación angular $\lambda - \gamma$

En las figuras 3.51 a 3.59 se presentan las curvas λ versus γ ; se observa cómo estas curvas tienden hacia arriba al aumentar la deformación angular. La variación del amortiguamiento obtenida experimentalmente y aplicando el modelo de *Davidenkov* es mínima y concuerdan bastante bien, esto es el resultado de la utilización de un modelo adecuado para las arcillas de la zona de *Cantarell*.

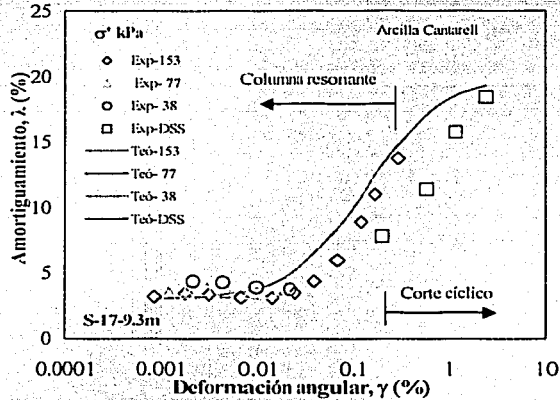


Figura 3.51 Curvas de amortiguamiento λ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

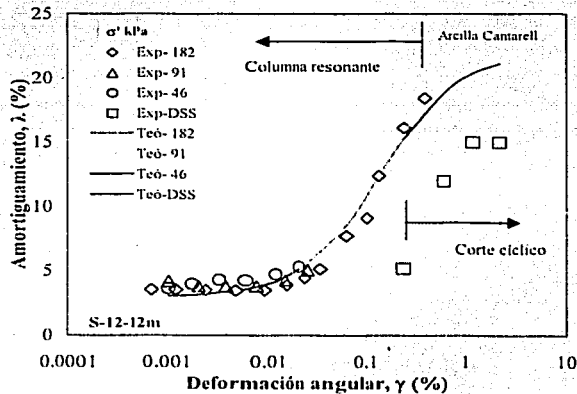


Figura 3.52 Curvas de amortiguamiento λ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

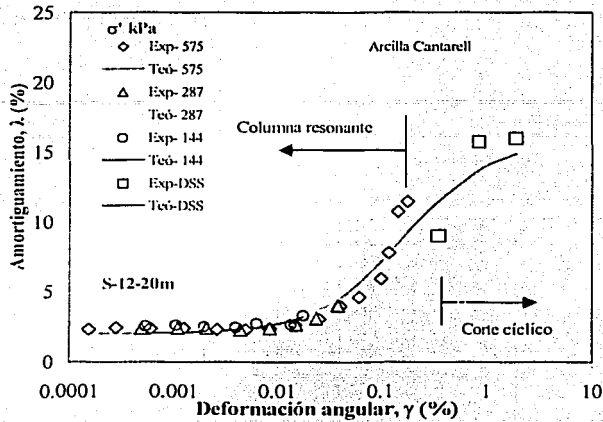


Figura 3.53 Curvas de amortiguamiento λ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Dauidenkov*.

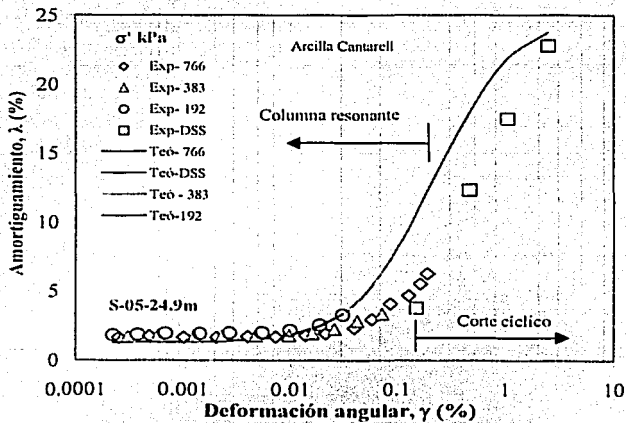


Figura 3.54 Curvas de amortiguamiento λ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Dauidenkov*.

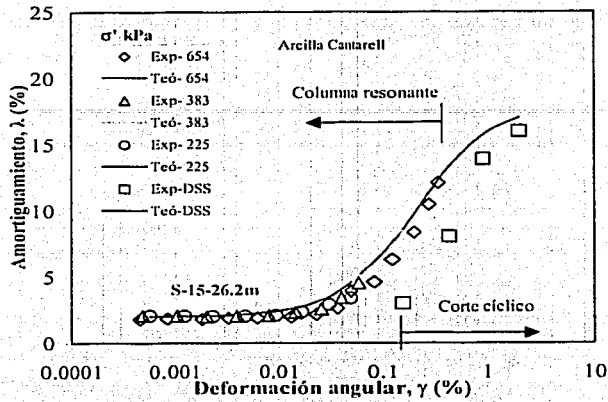


Figura 3.55 Curvas de amortiguamiento λ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

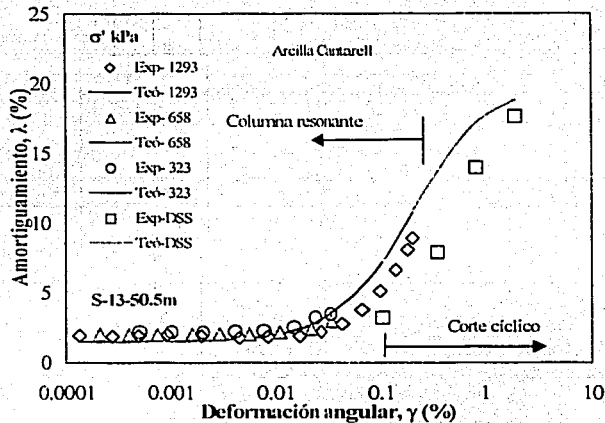


Figura 3.56 Curvas de amortiguamiento λ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

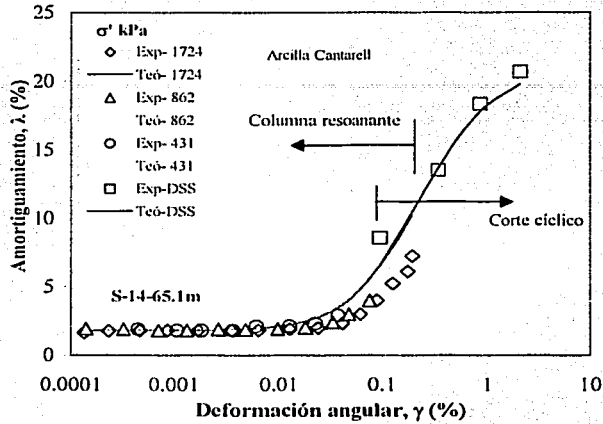


Figura 3.57 Curvas de amortiguamiento λ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

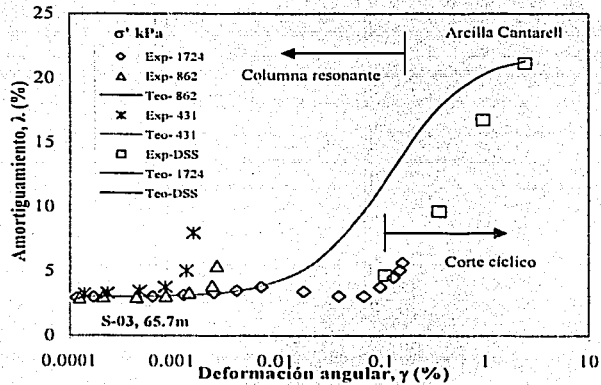


Figura 3.58 Curvas de amortiguamiento λ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

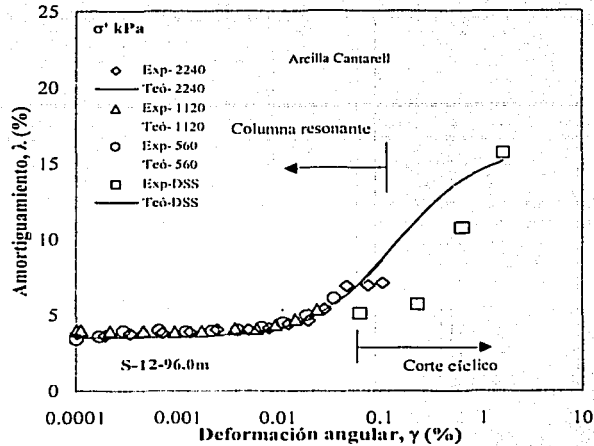


Figura 3.59 Curva de amortiguamiento λ versus deformación angular γ , experimentales y utilizando el modelo de *Davidenkov*.

- *Curvas módulo de rigidez normalizadas $G/G_{máx}$ - γ*

Los módulos de rigidez normalizados, $G/G_{máx}$, en función de la deformación angular, γ , se presentan en las figuras 3.60 a 3.68. Se puede observar que el módulo $G/G_{máx}$ resulta prácticamente independiente del esfuerzo de consolidación y de la relación de preconsolidación **OCR**.

Es importante notar que diversos autores Vucetic y Dobry (1991); Sun et al. (1988); Romo (1990) han señalado que las curvas $G/G_{máx}$ - γ dependen principalmente del índice de plasticidad, **PI**, del suelo. Al aumentar éste, las curvas se desplazan a la derecha, indicando que el intervalo de comportamiento cuasielástico lineal es más amplio. El efecto de **PI** en las curvas mostradas de las figuras 3.60 a 3.68 prácticamente resultan en una sola curva con una tendencia bien definida, esto se debe a que las diferencias en las magnitudes en los valores del **PI** de las arcillas ensayadas indican un intervalo reducido.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

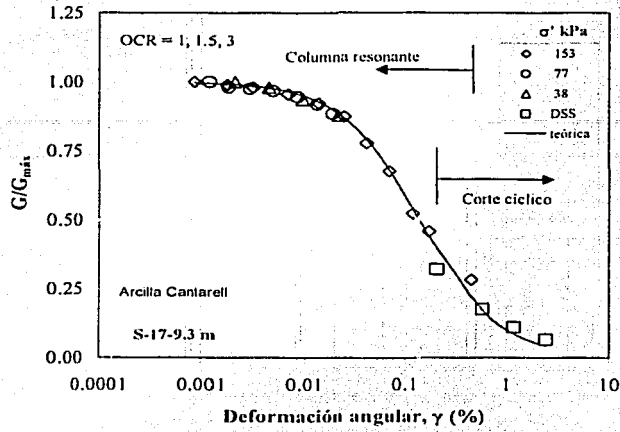


Figura 3.60 Curva módulo de rigidez normalizada $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$

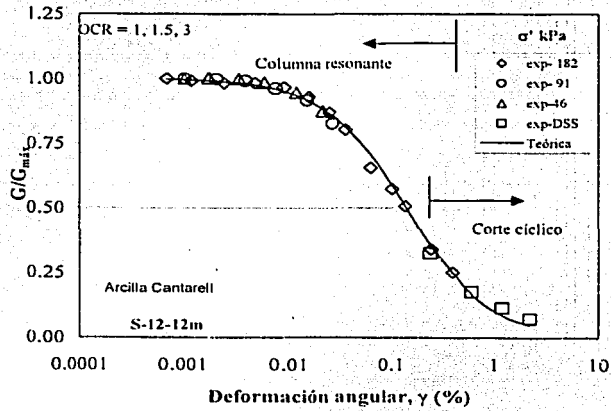


Figura 3.61 Curva módulo de rigidez normalizada $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$

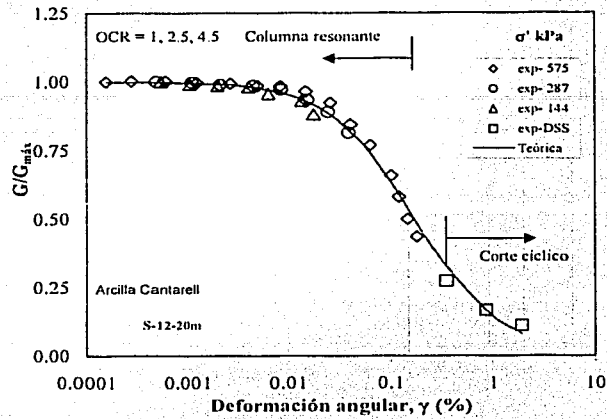
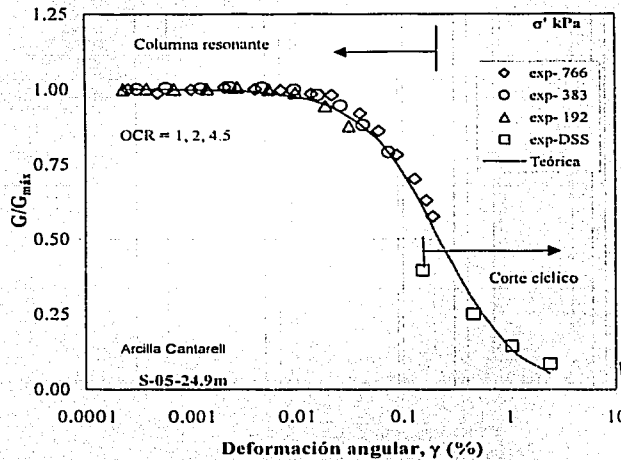


Figura 3.62 Curva módulo de rigidez normalizado $G/G_{m\acute{a}x}$ - γ



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 3.63 Curva módulo de rigidez normalizada $G/G_{m\acute{a}x}$ - γ

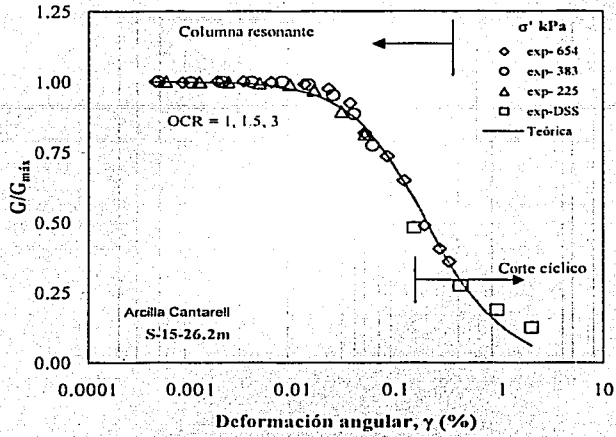
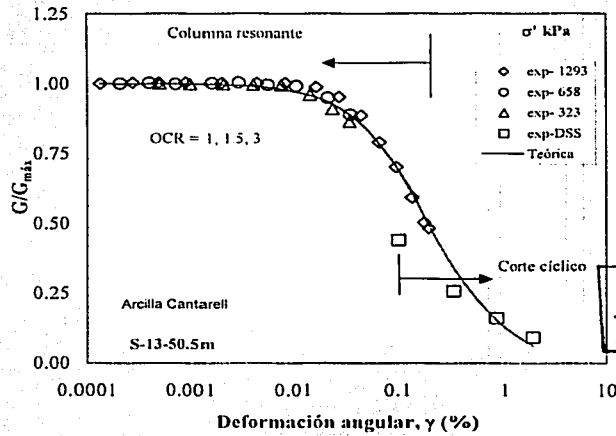


Figura 3.64 Curva m3dulo de rigidez normalizada $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 3.65 Curva m3dulo de rigidez normalizada $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$

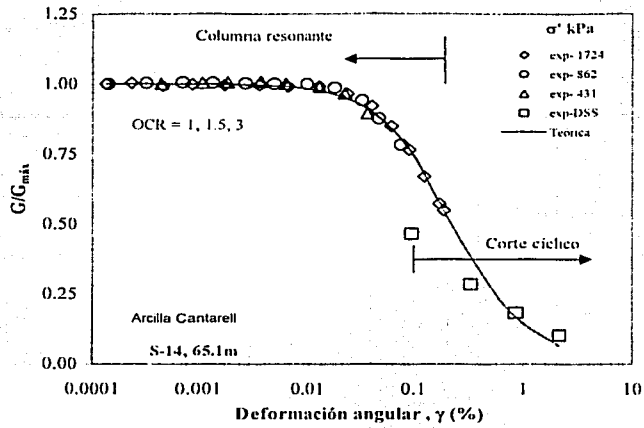


Figura 3.66 Curva módulo de rigidez normalizada $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$

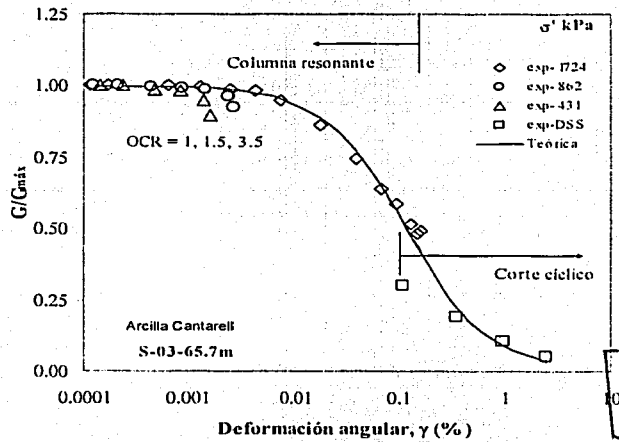


Figura 3.67 Curva módulo de rigidez normalizada $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

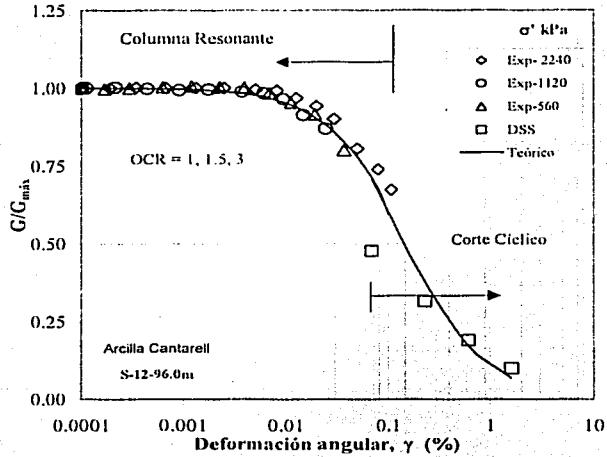


Figura 3.68 Curva módulo de rigidez normalizada $G/G_{máx}$ - γ

Parámetros A , B , γ_r

En las figuras 3.69 a 3.72, se presentan los resultados de las tendencias en los parámetros A , B y γ_r del modelo *Davidenkov* en función del índice de plasticidad, PI , para las arcillas estudiadas.

En la figura 3.69, se presenta la relación del parámetro A contra el índice de plasticidad, PI ; los valores obtenidos con el modelo tuvieron poca variación dentro de un intervalo de 1.0 a 1.10. Estos resultados condujeron a obtener una curva prácticamente horizontal proporcional con el PI en arcillas representativas del subsuelo de *Cantarell*. Estos resultados, son muy parecidos a otros como las arcillas de *Taratunich* de la Sonda de Campeche obtenidos por Romo y Ovando (1995).

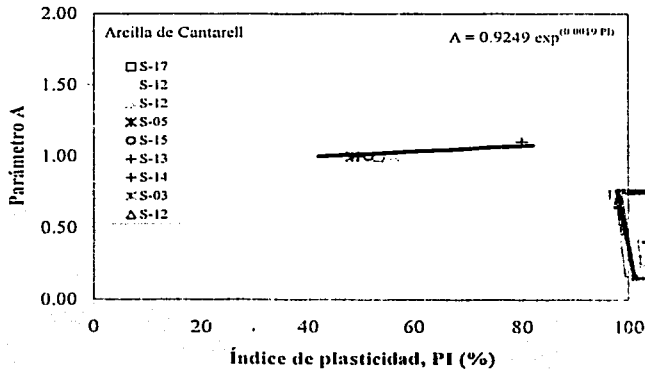


Figura 3.69 Efecto del índice de plasticidad, PI , en el parámetro A

TESIS CON
FALLA DE...

En la figura 3.70 se presenta la gráfica del parámetro **B** versus el índice de plasticidad, **PI**. Se observa que el parámetro **B** obtenido para las arcillas de *Cantarell* resultó con poca variación dentro de un intervalo de 0.5 a 0.6. La tendencia resultante fue muy semejante a la obtenida para el parámetro **A**, siendo prácticamente una curva horizontal con variación proporcional al índice de plasticidad, **PI**. Estos resultados, son muy parecidos a otros como las arcillas de *Taratunich* de la Sonda de Campeche obtenidos por Romo y Ovando (1995).

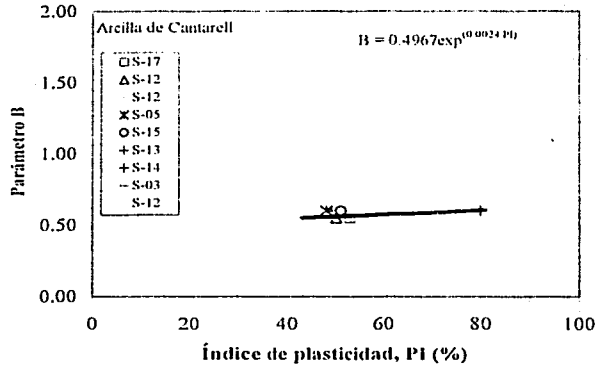


Figura 3.70 Efecto del índice de plasticidad, **PI**, en el parámetro **B**.

En la figura 3.71 se presentan los valores del parámetro γ_r contra el índice de plasticidad, **PI**, considerando el 50 % de referencia de las curvas de degradación $G/G_{\max} - \gamma$. Los resultados tuvieron los valores de 0.10 a 0.22 para las mismas probetas ensayadas de la zona de *Cantarell*. Cabe mencionar también, que al igual que los parámetros descritos anteriormente, éste tuvo una curva con tendencia horizontal al incrementarse el **PI**. Estos resultados, son muy parecidos a otros, como las arcillas de *Taratunich* de la Sonda de Campeche obtenidos por Romo y Ovando (1995).

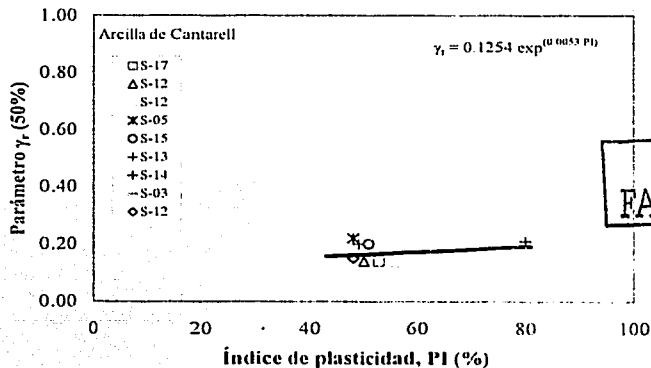


Figura 3.71 Efecto del índice de plasticidad, **PI**, en el parámetro γ_r (50%)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Con el fin de presentar otras correlaciones, y que estos puedan ser de utilidad al diseño de cimentaciones de plataformas marinas, en la figura 3.72 se muestra la gráfica de la deformación de referencia γ_r al (50%) contra el esfuerzo de confinamiento efectivo σ'_c para las mismas arcillas en estudio. En esta gráfica se puede observar cómo la deformación, γ_r , se mantiene en el valor de 0.20 a 0.25 para los diferentes incrementos del esfuerzo de confinamiento, σ'_c , resultando de igual manera una curva con tendencia horizontal.

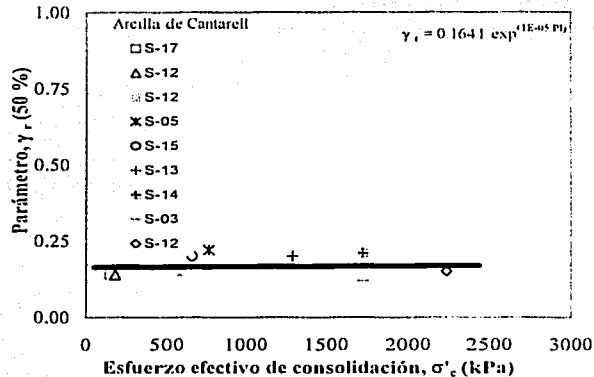


Figura 3.72 Variación del γ_r con el esfuerzo de confinamiento, σ'_c

3.5.5 Comparación de parámetros A, B, γ_r de las arcillas de Cantarell y del valle de México

Con el fin de validar los resultados de los parámetros A, B, γ_r de este estudio y establecer puntos de comparación con otras arcillas utilizando el mismo modelo de *Davidenkov*. Se presentan las figuras 3.73 a 3.75 mostrando las tendencias de parámetros de ambas series en relación al índice de plasticidad, PI.

En la figura 3.73 se presentan los valores del parámetro A de Cantarell y del valle de México contra el índice plasticidad PI; se observa que los parámetros A de las arcillas marinas quedan arriba de la franja de las arcillas del valle de México, Romo (1995), para el intervalo de índice de plasticidad PI de 40% a 80%. La explicación a esto puede ser atribuido al tipo de arcilla, su estructura mineralógica y ambiente de depositación, ya que mientras la arcilla terrestre tuvo un origen lacustre el otro se desarrolló en un ambiente marino.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

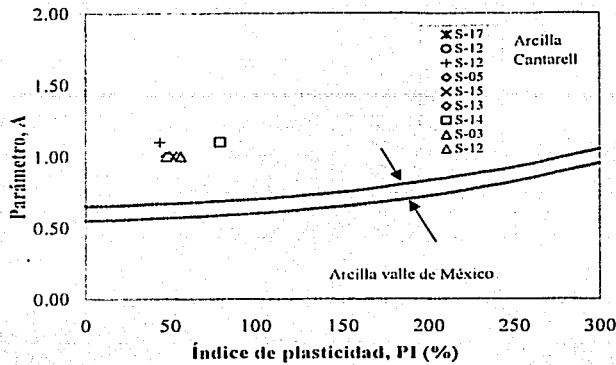
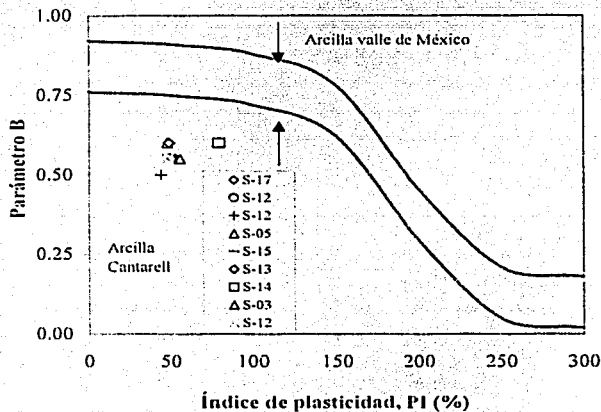


Figura 3.73 Comparación de parámetros A versus PI para arcillas de Cantarell y valle de México

Contrariamente, en la figura 3.74 los resultados del parámetro B de las arcillas de Cantarell comparándolos con las del valle de México, Romo (1995), quedan por abajo de la franja de las del valle de México, para el mismo intervalo de índice de plasticidad, PI, teniendo valores de 0.5 a 0.6; esto puede ser debido a la explicación dada anteriormente.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.74 Comparación de parámetros B versus PI en arcillas de Cantarell y valle de México

Para el parámetro γ_r de deformación de referencia al (50%) de la degradación del módulo de rigidez normalizada G/G_{mix} versus deformación angular γ . Las arcillas de *Cantarell*, coinciden en el intervalo de las del *valle de México*. Romo (1995) como se muestran en la figura 3.75. Los valores obtenidos de γ_r son menores, de 0.10 a 0.22, para el mismo intervalo de *PI* de 44% a 80%.

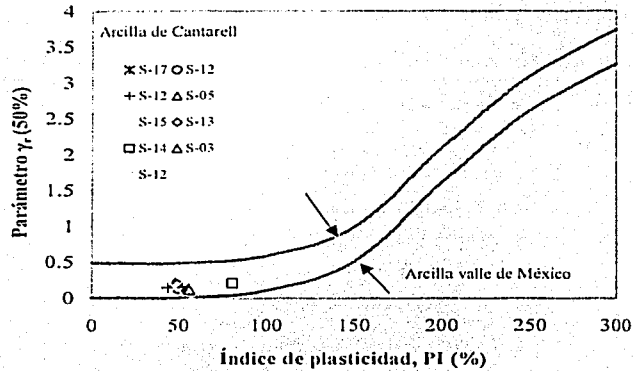


Figura 3.75 Comparación del parámetro γ_r versus *PI* en arcillas de *Cantarell* y *valle de México*

Estas comparaciones reflejan lo adecuado que resultó aplicar el modelo de *Davidenkov* en los análisis realizados, lo que demuestra una valiosa herramienta en el estudio del comportamiento dinámico de las arcillas de la zona de *Cantarell*, basados en los resultados de *CR* y *DSS*.

TESIS COM
FALLA DE ORIGEN

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Comportamiento estático

- Con la información geotécnica de 20 sondeos en la zona de *Cantarell*, se caracterizó la zona de estudio únicamente para suelos finos; las arcillas marinas poseen propiedades índice y mecánicas muy semejantes en toda el área, teniendo una estratigrafía uniforme constituida básicamente de tres grandes estratos: en el primer estrato, de arcilla normalmente consolidada, los contenidos de agua resultaron del orden de 80% al 100%, los cuales son máximos en relación con el resto de los estratos, la resistencia al esfuerzo cortante del ensaye de veleta miniatura fue de 25 kPa; el segundo estrato, de arcilla muy preconsolidada, tiene valores de **OCR** de 4 a 8; y el tercero, que corresponde al resto de los estratos de espesores considerables, son arcillas ligeramente preconsolidadas con valores de **OCR** < 2.
- El comportamiento estático de la arcilla *Cantarell* se puede interpretar dentro del marco conceptual de la teoría del estado crítico, al obtener los parámetros del estado crítico de las pruebas de consolidación unidimensional y propiedades índice del material. Los parámetros (λ , κ , N , Γ) se ajustaron en forma muy aproximada a la ecuación obtenida por Romo y Ovando (1989) en el intervalo de valores de N y Γ de 2.4 a 4.2, en ambos casos.
- Excluyendo a las arcillas del primer estrato blando de las curvas esfuerzo-deformación representativas, se identificaron tres tipos de comportamiento: el primero, el comportamiento fue tipo frágil para arcillas muy preconsolidadas; segundo, el comportamiento fue tipo dúctil para arcillas ligeramente preconsolidadas; y el tercero un comportamiento combinado entre los dos anteriores. En la mayoría de los ensayos triaxiales **UU** el esfuerzo desviador resultante en la falla fue de 400 kPa con deformaciones unitarias del 10 %.
- El parámetro de resistencia ϕ' de la teoría del estado crítico obtenido únicamente a partir de ensayos de consolidación unidimensional y triaxiales **UU** en las arcillas de *Cantarell*, resultó ocasionalmente con valores mayores a 45° e incluso superiores a 60°, como se observa en la tabla 2.7, lo cual se considera indicativo que se requiere la realización adicional de ensayos triaxiales **CU** con consolidación isotrópica y velocidad de deformación controlada en la etapa de falla, por lo cual los resultados de la tabla 2.7 se sugiere considerarlos con reserva; aunque se reconoce que el ensaye odométrico por sí solo no es un ensaye a la falla por resistencia al esfuerzo cortante.
- La metodología empleada con el modelo de la teoría del estado crítico, es una herramienta analítica que puede ser utilizada con suficiente aproximación para describir el comportamiento estático de las arcillas en el estado de falla, como las de la zona de *Cantarell*, a partir de propiedades índice y mecánicas (de consolidación unidimensional y ensayos triaxiales **UU**). Sin embargo, para la modelación del comportamiento del suelo, a partir de la teoría del estado crítico, es conveniente la aplicación de ensayos triaxiales **CU** con medición de presión de poro y aplicación de velocidades de deformación controlada en la segunda etapa del ensaye, para la obtención de las trayectorias de esfuerzos efectivos hasta deformaciones unitarias correspondientes a la fractura física del material, por lo cual se recomienda la realización de este tipo de ensayos.

- Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y deformación de las arcillas utilizadas con fines de diseño en las cimentaciones de las plataformas marinas solo considera un 50% del esfuerzo desviador máximo alcanzado en los ensayos triaxiales UU, lo que asegura un diseño conservador, sin embargo, es recomendable conocer la resistencia residual y/o la deformación unitaria máxima de 20%, lo que permitirá evaluar el comportamiento de las arcillas marinas del sitio en estudio, para revisar la modelación del comportamiento estático del material a partir de la *teoría del estado crítico*.

4.2 Comportamiento dinámico

- Los resultados experimentales de **CR** y **DSS** utilizados para este estudio en muestras representativas a diferentes profundidades en el área de *Cantarell*, muestran que los parámetros dinámicos de las arcillas marinas del módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento dependen del nivel de deformación angular inducido, del esfuerzo de confinamiento efectivo, del índice de plasticidad y de la relación de preconsolidación **OCR**.
- Los módulos de rigidez **G** para deformaciones pequeñas obtenidas con la **CR** tuvieron una respuesta lineal para valores menores del 0.005% (umbral de deformación), pasando este valor la respuesta es no lineal, mostrando la degradación de las arcillas hasta alcanzar valores de deformación al corte del 3% en la prueba **DSS**. De manera similar, la relación de amortiguamiento, λ , mostró el mismo comportamiento con valores menores del 0.01% (umbral de deformación), sobrepasando este valor se incrementa hasta alcanzar el 20% en la prueba **DSS**; esto como resultado de la disipación de energía del material.
- Los módulos de rigidez y amortiguamiento de las arcillas de *Cantarell* son afectados por los factores γ , σ'_c , **PI** y **OCR**, el módulo $G_{m\acute{a}x}$ resultó mayor al incrementar el σ'_c , las curvas de módulo de rigidez normalizadas versus γ , presentaron trayectorias muy similares para el **PI**, de 44% a 80%, también, resultaron independientes del **OCR** de 1 a 4.5. La relación de amortiguamiento λ versus γ , mostró una respuesta similar; ambos resultados se correlacionan muy bien con los obtenidos por Vucetic y Dobry (1991).
- El modelo de *Davidenkov* empleado para representar las variaciones del módulo de rigidez y amortiguamiento del suelo contra la deformación angular, considerando el efecto del índice de plasticidad y el esfuerzo de confinamiento efectivo, reproduce fielmente las tendencias de las curvas experimentales de los resultados de **CR** y **DSS**, encontrando los siguientes valores de **A** = 1, **B** = 0.55 para una deformación de referencia del $\gamma_r = 50\%$. También, los parámetros **A**, **B** y γ_r de *Cantarell* se compararon con otras como las del *valle de México*, encontrando que los valores de **A** y **B** caen fuera de los intervalos definidos para los del *valle de México*; esto puede ser atribuido principalmente por el tipo de arcilla, mineralogía, estructura y ambiente de depositación.
- Se constata que el modelo de *Davidenkov* utilizado es adecuado para las arcillas de *Cantarell*, siendo recomendable su empleo para otros sitios similares dentro de la Sonda de Campeche para conocer el comportamiento de dinámico de las arcillas.

- Las curvas teóricas del módulo de rigidez normalizadas versus deformación angular pueden ser utilizadas para evaluar la respuesta sísmica del sitio y estudios de zonificación sísmica, con aplicaciones al diseño de estructuras marinas sujetas a carga sísmica.
- Se recomienda continuar con estudios de investigación enfocados a realizar análisis de interacción suelo-estructura que tomen en cuenta los diferentes efectos ambientales en las plataformas marinas de la Sonda de Campeche.
- Los resultados obtenidos de este estudio, permiten tener las bases para continuar con estudios similares sobre el comportamiento dinámico de otros suelos marinos en tirantes de agua mayores a 100 m, y establecer nuevas metodologías de diseño en proyectos de investigación en lo subsecuente, como los de la explotación de hidrocarburos en aguas profundas en el Golfo de México.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

Parte estática

1. American Society for Testing and Materials (1996) "*Soil and Rock; Dimension Stone; Geosynthetics*", Annual Book of ASTM Standards, Vol 4.08, Philadelphia.
2. American Society for Testing and Materials (1996) "*Standard Test Method Calcium Carbonate Content of Soils*", ASTM D 4373-96.
3. Atkinson and Bransby (1978) "*The Mechanics of Soils. An Introduction to Critical State Soil Mechanics*", McGraw-Hill, London.
4. Atkinson J. H. (1981) "*Foundations and Slopes. An Introduction to Applications of Critical State Soil Mechanics*", McGraw-Hill, London.
5. Atkinson J. H. (1993) "*An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations*", McGraw-Hill International Series in Civil Engineering.
6. Casagrande, A. (1936) "The Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance", *Proceedings, Seventh International Conference in Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Cambridge, Mass. Vol. 3, pp.60-64.
7. Clark and Walker (1977) "A Proposed Scheme for the Classification and Nomenclature for Use in the Engineering Description of Middle Eastern Sedimentary Rocks", *Geotechnique*, Vol. 27, No. 1, pp 93-99.
8. Echeverri R. G. (1996) "Modelo Constitutivo Para un Suelo con Endurecimiento por Deformación", Tesis de maestría, F.I. UNAM.
9. Echeverri R. G. y Romo M. P. (2000) "Correlación Entre Propiedades Índice y Parámetros del Modelo del Estado Crítico", *XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Oaxaca, SMMS.
10. Gunn M. (2002) "Determination of Critical State Soil Parameters Using Laboratory Tests", Notes, South Bank University, London, UK. Produced by the CRISP Consortium Ltd. Página internet; www.crispconsortium.com
11. Lambe and Whitman (1969) "Soil Mechanics", John Wiley & Sons, Inc. New York, p. 448.
12. Murray G.E. (1961) "Geology of the Atlantic and Gulf Coastal Providence of North America"; Harper and Brothers, N.Y.
13. Parry R.H.G. (1960) "Triaxial Compression and Extension Tests on Remoulded Saturated Clay", *Geotechnique*, Vol. 10, pp. 166-180.
14. Pemex (1996-1998) "Investigaciones Geotécnicas, Criterios de Diseño Estático", Reportes Internos, Instituto Mexicano del Petróleo.

15. Romo M. P. y Ovando E. (1989) "Effective Shear Strength from Undrained Tests", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, Serie E-59.
16. Romo M. P. y Ovando E. (1995) "Comportamiento Dinámico de las Arcillas de la Sonda de Campeche", I.I. UNAM, Serie 567.
17. Roscoe, Schofield and Wroth (1958) "On the Yielding of soils", *Geotechnique* 8(1), pp 22-52.
18. Roscoe and Burland (1968) "On the Generalised Stress-Strain Behaviour of Wet Clay", in *Engineering Plasticity* (Cambridge University Press), pp 535-609.
19. Schofield A. N. and Wroth C. P. (1968) "*Critical State Soil Mechanics*", McGraw-Hill, London.
20. Whitlow R. (2000) "Fundamentos de Mecánica de Suelos", CECSA, México.
21. Wood D. M. (1990) "*Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*", Cambridge University Press, London.

Parte dinámica

1. Andersen (1988) "Properties of the Soft Clay Under Static and Cyclic Loading", *Norwegian Geotechnical Institute*, Publicación No. 176, Oslo Noruega.
2. Anderson and Richart (1976) "Effects of Straining on Shear Modulus of Clays", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 102, No. GT9, pp. 975-987.
3. Anderson D.G. and Stokoe K.H. II (1978) "Shear Modulus: A Time-Dependent Soil Property", *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, pp. 66-90.
4. Brooker E.W. and Ireland H.O. (1965) "Earth Pressures at Rest Related to Stress History," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 2, No. 1, pp. 1-15.
5. Dobry and Vucetic (1987) "Dynamic Properties and Seismic Response of Soft Clay Deposits", *Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, Vol 2, pp. 49-85, Mexico City.
6. Flores, et al. (2002) "Automatización del Equipo Triaxial Dinámico de Columna Resonante", XXI RNMS, SMMS.
7. Fugro-McClelland (1996-1998) "Equipos de Columna Resonante y Corte Simple Cíclico", fotografías de cortesía de Fugro-McClelland.
8. Hardin and Black (1968) "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, Vol. 94, ASCE.

9. Hardin B. O. and Drnevich V. P. (1972a) "Shear Modulus and Damping in Soils Measurement and Parameter Effects", *Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM6, pp. 603-624.
10. Hardin B.O. and Drnevich V.P. (1972b) "Shear Modulus and Damping in Soils; Design Equations and Curves", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692.
11. Ishihara K. (1986) "Evaluation of the Soil Properties for Use in Earthquake Response Analysis", *Geotechnical Modelling in Engineering Practice*, R. Dungar and J.A. Stder, Editors, A. Balkema, pp. 241-275.
12. Ishihara K. (1996) "Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics", Oxford University Press Inc, New York.
13. Jaky J. (1944) "The Coefficient of Earth Pressure at Rest", *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, Vol. 7, pp. 355-358.
14. Jaime A. (1987) "Características Dinámicas de las Arcillas del valle de México", Tesis doctoral, F.I. UNAM.
15. Kagawa T. (1992) "Moduli and Damping Factors of Soft Marine Clays", *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 9, pp. 1360-1375.
16. Kim, T.C. and Novak M. (1981) "Dynamic Properties of Some Cohesive Soils in Ontario", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18, pp. 371-389.
17. Kjellman W. (1951) "Testing the Shear Strength of Clay in Sweden", *Geotechnique*, Vol. 22, No. 3, pp. 225-232.
18. Kokusho et al. (1982) "Dynamic Properties of Soft Clays for Wide Strain Range". *Soils and Foundations*, Vol. 22, No. 4, pp. 1-18.
19. Koutsoftas and Fisher (1980) "Dynamic Properties of Two Marine Clays", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106, pp. 645-657.
20. Kovacs et al. (1971) "Dynamic Moduli and Damping Ratios for a Soft Clay", *Journal of Soil Mechanics and Foundations*, ASCE, Vol. 97, SM1, pp. 59-75.
21. León et al. (1974) "Propiedades Dinámicas de los Suelos": Reporte preliminar, Informe Interno, I. I., UNAM.
22. León et al. (1976) "Propiedades Dinámicas de los Suelos", Informe Interno, I. I. UNAM.
23. Lodde and Stokoe (1982) "Dynamic Response of San Francisco Bay Mud", *Geotechnical Engineering Report GT-82-2*, Univ. of Texas at Austin, Austin TX.

24. Marcuson and Wahls (1972) "Time Effects on the Dynamic Shear Modulus of Clays", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM12, pp. 1359-1373.
25. Masing G. (1926) "Eigenspannungen und Verfestigung Beim Messing" (Self Stretching and Hardening for Brass), *Proc. of the Second International Congress for Applied Mechanics*, Zurich, Switzerland, pp. 332-335, (in German).
26. Peacock and Seed (1968) "Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Conditions", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 94 (SM3).
27. Pemex (1996-1998) "Investigaciones Geotécnicas; Criterios de Diseño Dinámico", Reportes Internos, Instituto Mexicano del Petróleo.
28. Prevost J-H and Hoeg K. (1976) "Reanalysis of simple Shear Soil Testing", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 13, No. 4, pp. 418-429.
29. Ramberg W. and Osgood W. (1943) "Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters", Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D.C.
30. Romo M. P. (1990) "Comportamiento Dinámico de la Arcilla de la Ciudad de México y su Repercusión en la Ingeniería de Cimentaciones", *Memorias del Simposio El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco años del Sismo*, SMMS, pp. 83-94.
31. Romo M. P. (1995) "Clay Behaviour Ground Response and Soil-Structure Interaction Studies in México City", *Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis Missouri (USA), Vol. II, pp. 1039-1051.
32. Romo et al. (1988) "General Soil Conditions and Clay Properties in the Valley of Mexico", *Earthquake SPECTRA*, vol. 4, No. 4, pp. 731-752.
33. Romo et al. (1989) "Comportamiento Cíclico de la Arcilla Normalmente Consolidada de la Ciudad de México", Informe Interno, I. I. UNAM.
34. Romo y Jaime (1986) "Características Dinámicas de las Arcillas del Valle de México y Análisis de la Respuesta Sísmica del Suelo", Informe Interno, I. I. UNAM.
35. Romo M. P. y Ovando S. E. (1995) "Comportamiento Dinámico de las Arcillas de la Sonda de Campeche", I.I.-UNAM, Serie 567.
36. Romo M. P. and Ovando S. E. (1996) "Modeling The Dynamic Behaviour of Mexican Clays", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, paper No. 1028.

37. Saada and Macky (1985) "Integrated Testing and Properties of a Gulf of Mexico Clay", *Strength Testing of Marine Sediments*, Laboratory and *in situ* Measurements, ASTM STP 883, pp. 363-380.
38. Seed H.B. and Idriss I.M. (1970) "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis", Report No. EERC 70-10, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley.
39. Seed H.B. and Peacock W.H. (1971) "Test Procedure for Measuring Soil Liquefaction Characteristics", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, No. SM8, Proc. Paper 8330, August, pp. 1099-1119.
40. Seed H.B., Idriss I.M. and Arango I. (1983) "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 109, No. 3, Paper No. 17785, March, pp. 458-482.
41. Seed H.B., Wong T.R., Idriss, I.M., and Tokimatsu, K. (1986) "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 11, Paper No. 21030, November, pp. 1016-1032.
42. Stokoe, K.H., Isenhower, W.M., and Hsu, J.R. (1980) "Dynamic Properties of Offshore Silty Samples", *Proceedings, Twelfth Offshore Technology Conference*, Houston; Vol. 2; pp. 289-302.
43. Sun Golsorkhi, Seed (1988) "Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils", UCB/EERC-88/15, Berkeley University, TX.
44. Tatsuoka F. and Silver M.L. (1980) "New Method for the Calibration of the Inertia of Resonant Column Devices", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 3, No. 1, pp. 30-34.
45. Thiers G. R. and Seed H.B. (1968) "Cyclic Stress-Strain Characteristics of Clays", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 94, No. SM2, pp. 555-5696.
46. Vucetic and Dobry (1988) "Degradation of Marine Clays Under Cyclic Loading", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 114, No. 2, pp. 133-149.
47. Vucetic M. and Dobry R. (1991) "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 117, No. 1, January, pp. 89-107.
48. Woods R. (1978) "Measurement of Dynamic Soil Properties", *Earthquake Engineering and Soil Dynamics Proceedings of the ASCE, Geotechnical Engineering Division, Special Conference*, June, pp. 91-177.
49. Zen et al. (1978) "Laboratory Tests and *in Situ* Seismic Survey on Vibratory Shear Modulus of Clayey Soils With Various Plasticities", *Proc. Fifth Japanese Earthquake Engineering Symp.* pp. 721-728.