



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**MODELACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS
DE ARCILLAS MARINAS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRA EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

CLAUDIA MARCELA GONZÁLEZ BLANDÓN

DIRECTOR DE TESIS:

Dr. MIGUEL PEDRO ROMO ORGANISTA



MÉXICO, D.F. DICIEMBRE DE 2005

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	Ing. JESÚS ALBERRO ARAMBURU
Secretario:	Dr. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
Vocal:	Dr. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA
1 ^{er} Suplente:	Dr. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
2 ^{do} Suplente:	Dr. MANUEL DE JESÚS MENDOZA LÓPEZ

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA – UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. MIGUEL PEDRO ROMO ORGANISTA

FIRMA

*“A mi madre,
a quien con su amor,
esfuerzo, tolerancia y
respaldo incondicional,
debo todo lo que soy*

*A Dios,
por darme la fuerza
para luchar y
seguir adelante*

*A mi esposo,
por su consejo,
comprensión y
apoyo incondicional”*

*Agradezco de manera especial,
el apoyo brindado para la realización
de este trabajo de grado
por parte de*

Dr. Miguel Pedro Romo Organista

M. en I. Osvaldo Flores Castrillón

M en I. Oliver Elimelec Nava Tristán

Instituto de Ingeniería UNAM

CONTENIDO

RESUMEN	iv
ABSTRACT	iv
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 OBJETIVOS	2
1.2 ALCANCES.....	2
2. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LAS ARCILLAS	4
2.1 ANTECEDENTES.....	4
2.2 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LAS ARCILLAS	7
2.2.1 Módulo de rigidez al esfuerzo cortante	7
2.2.2 Relación de amortiguamiento	9
2.2.3 Comportamientos generales	10
2.3 PRUEBAS DE LABORATORIO	11
2.3.1 Columna resonante.....	12
2.3.2 Cámara triaxial cíclica	14
2.4 MODELACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS	15
2.4.1 Módulo de rigidez al esfuerzo cortante	15
2.4.2 Relación de amortiguamiento	16
3. CARACTERÍSTICAS DE LAS ARCILLAS DE LA SONDA DE CAMPECHE.....	18
3.1 GENERALIDADES	18
3.2 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	22
3.3 PROPIEDADES ÍNDICE	24
3.4 PROPIEDADES DINÁMICAS.....	31
3.4.1 Módulo de rigidez al esfuerzo cortante	32
3.4.2 Relación de amortiguamiento	39
4. MODELO TIPO MASING, APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	43
4.1 MARCO DE REFERENCIA	43
4.1.1 Regla de Masing	44
4.2 MODELO TIPO MASING	47
4.3 APLICACIÓN DEL MODELO TIPO MASING A LOS DATOS EXPERIMENTALES	49
4.4 RESULTADOS DEL MODELADO	53
5. MODIFICACIÓN DEL MODELO TIPO MASING	57
5.1 AJUSTE MEDIANTE REGRESIÓN NO LINEAL POR MÍNIMOS CUADRADOS.....	58
5.2 CORRELACIÓN ENTRE PARÁMETROS	66
5.3 APLICACIÓN DE LA CORRELACIÓN	67
5.4 PROCEDIMIENTO ALTERNO DE MODELADO	72
5.5 COMPARACIÓN DE PARÁMETROS γ_r , A , B , OBTENIDOS EN DIFERENTES ARCILLAS.....	78
CONCLUSIONES	81
BIBLIOGRAFÍA	84
ANEXOS	90

RESUMEN

La elaboración de modelos sencillos capaces de predecir el comportamiento de los suelos es de suma importancia para la práctica ingenieril. Su generalización a diferentes tipos de suelo los convierte en herramientas de gran utilidad para el análisis del desempeño de los suelos.

Este documento presenta los resultados de una investigación experimental sobre el comportamiento dinámico de arcillas marinas típicas de la Sonda de Campeche. Este estudio se desarrolla a partir de resultados de ensayos en cámara triaxial cíclica y en columna resonante, mediante la evaluación de propiedades dinámicas como el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y la relación de amortiguamiento, λ , respecto a la magnitud de la deformación angular, γ . Posteriormente, se utiliza un modelo tipo Masing para predecir las relaciones experimentales no lineales $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$ y se propone un cambio a dicho modelo, con el fin de mejorar la aproximación entre los resultados teóricos y los experimentales. Finalmente son comparados con el índice de plasticidad, PI , los parámetros empleados por el modelo tipo Masing para la modelación de diferentes arcillas, además de definirse nuevas franjas de comportamiento de estos parámetros para las arcillas típicas de la Sonda de Campeche.

ABSTRACT

The development of easy-to-use models for predicting the soil behavior is very important in engineering practice. Their generalization to include different types of soils make more useful tools for the analysis of soil behavior.

This paper presents the results of an experimental research about dynamic behavior of typical marine clays from the Campeche Sound. To this end cyclic triaxial and resonant column tests are used. In particular, dynamic properties such as the shear modulus, G , and damping ratio, λ , with respect to the magnitude of shear strain, γ , are evaluated. Then the Masing type model is used for predicting the relations $G - \gamma$ and $\lambda - \gamma$, and a model change is proposed to approximate better the theoretic and experimental no linear relation. Finally, the plasticity index, PI , and the parameters are compared used for Masing Type Model for the modeling of different clays, furthermore new parameter-variation-ranges are defined for typical clays of the Campeche Sound.

1. INTRODUCCIÓN

Debido a los daños ocasionados por sismos como el de Niigata, Japón (Seed y Lee, 1966; Seed e Idriss, 1967), Anchorage, Alaska (Seed, 1969), Ciudad de México, México (Romo, Jaime y Reséndiz, 1988; Reséndiz, 2005), entre otros, es importante estudiar el comportamiento dinámico de las masas de suelo.

Investigadores como Ohsaki (1969), Seed (1969), Romo y Jaime (1986) y Romo, Jaime y Reséndiz (1988), han demostrado que la intensidad de los movimientos del terreno y los daños ocasionados sobre las estructuras, están fuertemente influenciados por las características de las condiciones locales. En los suelos marinos los efectos de los sismos se conjugan con las condiciones de viento y oleaje, las cuales se deben tener en cuenta a la hora de diseñar estructuras como plataformas fuera de costa.

Las necesidades políticas y sociales del país, han provocado el crecimiento de las inversiones petroleras en zonas fuera de costa. El conocimiento de las propiedades dinámicas del suelo es básico para describir el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos sometidos a cargas dinámicas y para poder diseñar estructuras como plataformas marinas, capaces de soportar diferentes tipos de carga.

Las propiedades dinámicas del suelo, que rigen principalmente su respuesta son, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y la relación de amortiguamiento, λ . Estas propiedades tienen un comportamiento no lineal respecto a la deformación angular, γ .

Estudios realizados por Dobry y Vucetic (1987) y Romo (1995), han concluido que el índice de plasticidad, PI , influye apreciablemente en el comportamiento dinámico de las arcillas, siendo la variación de este parámetro, la razón de más peso para la dispersión presentada en estudios anteriores. En general, las arcillas plásticas tienen una estructura floculada, abierta, caracterizada por la enorme cantidad de contactos vértice-lado entre partículas y entre grumos o agregados de partículas; esta estructuración aumenta la flexibilidad del sistema, lo que ocasiona un incremento del valor de la deformación umbral del suelo (Romo, 1990).

Existe una gran variedad de modelos teóricos y numéricos que permiten analizar el comportamiento dinámico de los suelos (*e.g.*, Hardin y Drnevich, 1972 b; Romo *et al.*, 1989; Romo, 1995), los cuales están basados en resultados de investigaciones realizadas en el laboratorio y en el campo (Romo, 1995).

1.1. OBJETIVOS

Analizar la variación de las propiedades índice y el comportamiento dinámico de las arcillas marinas de la zona de Ku-Maloob-Zaap, perteneciente a la Sonda de Campeche. Para alcanzar este fin, se contó con la base de datos correspondiente a una serie de ensayos de laboratorio, en muestras representativas de la zona de estudio, realizadas previamente.

Aplicar el modelo tipo Masing a los datos experimentales y analizar los resultados obtenidos.

Ajustar y modificar el modelo, con el fin de obtener una mejor aproximación entre los valores teóricos y experimentales respecto al comportamiento de las propiedades dinámicas de las arcillas marinas en estudio.

Realizar un análisis de los parámetros empleados por el modelo tipo Masing, para diferentes valores del índice de plasticidad y comparar los resultados con los obtenidos en otros estudios.

1.2. ALCANCES

Con la realización de este trabajo de tesis, además de brindar conocimientos generales del comportamiento de las arcillas, se tendrán datos específicos de las arcillas marinas de la Sonda de Campeche, los cuales serán de apoyo en la realización de trabajos posteriores sobre el estudio de las arcillas marinas.

Fueron analizadas las propiedades dinámicas de las arcillas marinas de la zona de Ku-Maloob-Zaap, teniendo en cuenta factores como las propiedades índice, la amplitud de la deformación angular y el esfuerzo efectivo de confinamiento. Este análisis se complementó con la aplicación del modelo tipo Masing, teniendo en cuenta un amplio intervalo de deformaciones angulares ($10^{-5} \% - 10 \%$), lo cual permitió orientar el estudio del comportamiento dinámico de las arcillas marinas al rango aproximado de las acciones sísmicas, por lo que los resultados pueden ser utilizados para evaluar el desempeño sísmico de las cimentaciones de las plataformas petroleras.

El modelo tipo Masing se ajustó de manera que permitiera obtener valores de propiedades dinámicas más cercanos a los datos experimentales, con lo que se logró ampliar la aplicabilidad de dicho modelo a un tipo de arcilla diferente a la de la ciudad de México. También, son comparados los resultados obtenidos de diferentes investigaciones, con el fin de evaluar distintos tipos de suelo mediante el uso

del modelo tipo Masing. Además, fueron definidas franjas de comportamiento de los parámetros empleados por el modelo mencionado para las arcillas marinas, lo cual permitirá confrontar la buena aplicación de dicho modelo en estudios posteriores acerca de arcillas marinas de la Sonda de Campeche.

2. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LAS ARCILLAS

2.1. ANTECEDENTES

La respuesta dinámica de los suelos es de suma importancia para cargas generadas por sismos, máquinas vibradoras, vientos, oleaje e impactos (Rollins *et al.*, 1998). La respuesta dinámica de las arcillas es considerada en condición no drenada, ya que la velocidad de aplicación de la carga no permite la disipación de la presión de poro generada. Esta respuesta dependerá de las condiciones de esfuerzos de confinamiento y del nivel de deformación inducido en las arcillas; a pequeñas deformaciones ($\gamma = 10^{-4}$ %) el suelo no disipa mucha energía por histéresis (poco amortiguamiento) y la degradación con el número de ciclos es pequeña; todo esto implica una respuesta relativamente elástica lineal de la arcilla. A grandes deformaciones ($\gamma > 10^{-1}$ %), el suelo disipa mayor energía por histéresis (alto amortiguamiento), y la presión de poro puede llegar a igualar el esfuerzo efectivo de confinamiento, produciéndose el deterioro de la estructura del suelo y por consiguiente la pérdida de resistencia; de este modo la respuesta esfuerzo deformación del suelo es no lineal, donde la rigidez decrece con el número de ciclos.

Niveles muy bajos de deformación angular ($\gamma < 10^{-4}\%$), son típicos en problemas de máquinas vibradoras, donde el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y la relación de amortiguamiento, λ , permanecen generalmente constantes. Los problemas generados por sismos, se presentan para γ muy altas ($\gamma > 10^{-1}\%$), donde G sufre degradación y λ tiende a incrementarse con γ (Rollins *et al.*, 1998).

Efecto de la carga repetida

Al someter una muestra de suelo a carga cíclica, se producen dos tipos de deformaciones, una recuperable que varía cíclicamente con la carga y otra permanente que se acumula después de cada ciclo de esfuerzos. En la figura 2.1, se muestran las deformaciones presentadas en un ensaye de esfuerzo controlado unidireccional entre dos estados de esfuerzos, σ_0 y σ_f .

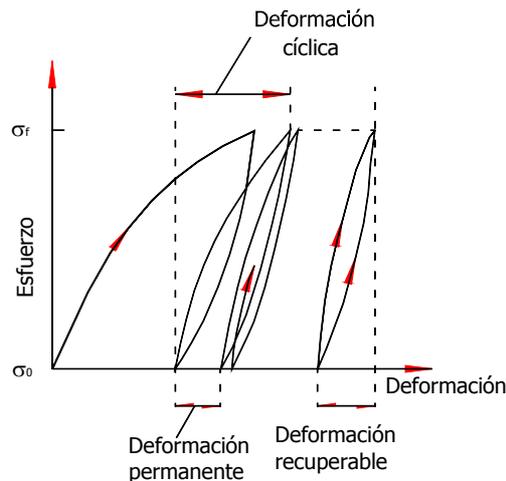


Figura 2.1. Deformaciones producidas en un ensaye cíclico.

En un ensaye cíclico la deformación recuperable permanece aproximadamente constante durante cada ciclo, mientras que la deformación permanente o deformación plástica presenta dos casos: a) durante cada ciclo sucesivo tiende a reducirse con el número de ciclos, por tanto el suelo tiende al equilibrio, generando un lazo de histéresis cerrado o b) la deformación tiende a incrementarse ciclo a ciclo conduciendo a la falla. La frontera entre los dos comportamientos se llama relación de esfuerzo cíclico umbral.

La deformación transitoria o recuperable, se emplea para obtener parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo, mientras que la deformación permanente o no recuperable es empleada para estimar los desplazamientos permanentes causados por la acción de los sismos, en las cimentaciones.

Algunos estudios realizados con carga cíclica unidireccional, han tenido las siguientes aportaciones:

Ensayes realizados por Bishop y Henkel (1953), permitieron observar que la magnitud y signo de la presión de poro residual (al termino del ensaye) es dependiente tanto de la historia de consolidación de las muestras ensayadas como de la magnitud de la carga repetida.

En 1962, Larew y Leonards señalaron la existencia de un nivel crítico de esfuerzo desviador, indicando que para valores de esfuerzos menores a éste el suelo no falla. Igualmente Sangrey, Henkel y Esrig (1969) mencionaron la existencia de un esfuerzo crítico, donde valores de esfuerzos menores a éste, producen una condición de equilibrio con lazos de histéresis cerrados y un comportamiento elástico, y para esfuerzos mayores que el crítico se alcanza la condición de falla. También concluyeron que el comportamiento de los suelos sometidos a carga cíclica debe interpretarse en términos de esfuerzos efectivos, ya que el aspecto crítico depende de la presión de poro generada por la carga repetida.

Para Brown, Lashine y Hyde (1975) las deformaciones permanentes de los suelos bajo carga cíclica son dependientes de la historia de esfuerzos.

En cuanto a la carga cíclica bi direccional, se tienen los siguientes aportes:

Seed y Chan (1966) comprobaron que los efectos en los suelos son más drásticos con carga bi-direccional que unidireccional, debido a la inversión de esfuerzos.

En 1968, Thiers y Seed obtuvieron que a mayor deformación, la generación de presión de poro es mayor y más rápido se produce la falla sobre la base de esfuerzos efectivos; también concluyeron que es la deformación a la falla y no la sensibilidad el factor clave para definir la resistencia de un suelo cohesivo.

Andersen (1976) concluyó que al aumentar el nivel de esfuerzos cíclicos y el número de ciclos, el efecto de la carga cíclica se incrementa, también señaló la existencia de un nivel de esfuerzos cíclicos por debajo del cual la carga cíclica tiene un efecto poco importante. Igualmente concluyó que para un mismo nivel de esfuerzos cíclicos, es más resistente la arcilla normalmente consolidada que la arcilla preconsolidada.

Romo (1990) concluyó que las muestras de arcilla consolidadas anisotrópicamente presentan mayor módulo de rigidez que las consolidadas isotrópicamente.

Matsui, Ohara e Ito (1980) obtuvieron que tanto la presión de poro, u , como la deformación axial pico a pico, ϵ_{p-p} aumentan con el número de ciclos y para un determinado número de ciclos, tanto u como ϵ_{p-p} son mayores al disminuir la frecuencia de aplicación de la carga.

Efecto de la amplificación dinámica y la resonancia el subsuelo

La amplificación de los desplazamientos y aceleraciones se presenta cuando una onda plana de esfuerzos se desplaza de un medio de módulo de elasticidad mayor a otro medio de módulo de elasticidad menor, lo cual presenta la importancia de la geología de la zona.

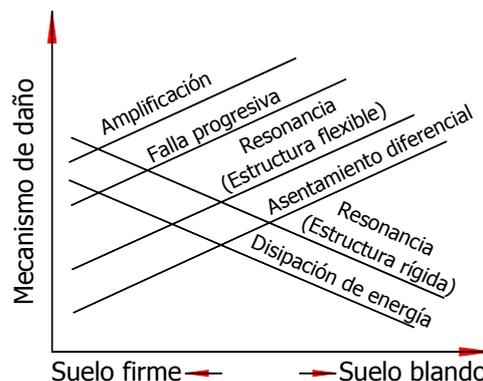


Figura 2.2. Mecanismos de daño causados por sismos (Ohsaki, 1969).

Si al llegar a determinada localidad las ondas de esfuerzo provocadas por un sismo, coinciden o son muy cercanos tanto el periodo dominante de las ondas, como los periodos naturales de vibración del suelo y las construcciones, el movimiento experimenta una retroalimentación en forma creciente que origina oscilaciones muy grandes, produciéndose el fenómeno de resonancia, o sea un movimiento excesivo. En la figura 2.2 (Ohsaki, 1969), se presentan los mecanismos más importantes de daño causados por los sismos según el tipo de suelo y se puede ver que la amplificación es un problema primordial de suelos blandos.

2.2. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LAS ARCILLAS

Las características dinámicas de los suelos usualmente son representadas por el módulo G y la relación λ y su variación con el nivel de deformación γ .

2.2.1. Módulo de rigidez al esfuerzo cortante

Según Hardin y Black (1968) G es función del esfuerzo normal efectivo octaédrico, la historia de vibración, la amplitud de vibración, la frecuencia de vibración, el grado de saturación, el componente isotrópico del estado de esfuerzos, la mineralogía, los efectos secundarios del tiempo, la estructura del suelo y la temperatura.

El módulo G usualmente es expresado como la pendiente de la recta determinada por los puntos extremos de la curva histerética (línea A - A' de la figura 2.3). El ciclo completo de carga y descarga es idealizado como un lazo de histéresis cerrado, el cual se puede representar por medio de G .

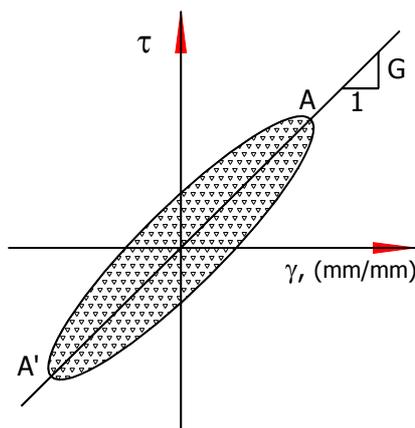


Figura 2.3. Curva esfuerzo-deformación de un ensayo cíclico.

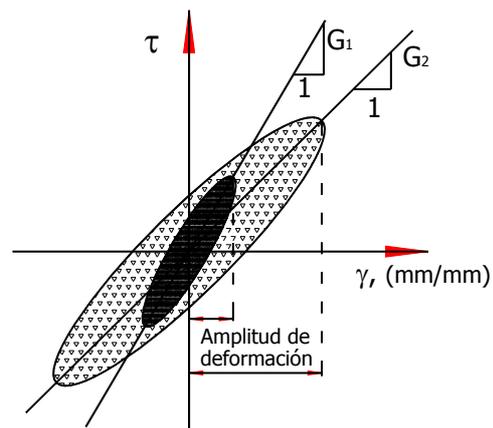


Figura 2.4. Relación histerética esfuerzo-deformación para diferentes amplitudes de deformación.

La figura 2.4, presenta la variación de G respecto a la deformación γ , donde se observa un decremento de G a medida que la deformación aumenta.

Para suelos cohesivos, en el caso de deformaciones muy pequeñas ($\gamma < 10^{-4} \%$), G es función principalmente del índice de plasticidad, PI , la relación de vacíos, e , la historia de consolidación y los efectos de la consolidación secundaria.

El módulo G depende de la amplitud de la deformación angular, γ , inducida; pues éste disminuye al aumentar γ (Romo, 1995). Para deformaciones angulares menores a $10^{-4} \%$, G es aproximadamente constante y depende de PI ; para deformaciones entre $10^{-3} \%$ y 10% , el comportamiento de los suelos es elasto-plástico no lineal, con deformaciones permanentes.

Hardin y Black (1968) hallaron un factor de relación de vacíos $F(e)$, para obtener el módulo de rigidez al esfuerzo cortante máximo, $G_{m\acute{a}x}$, lo cual es aplicable para arcillas con relación de vacíos, $e < 1.5$.

Para obtener el valor máximo de G , diferentes autores, entre ellos, Kokusho, Yoshida y Esashi (1982) y Hardin y Black (1968), han propuesto expresiones, en las cuales han definido de manera diferente la función $F(e)$, que es una expresión en función de la relación de vacíos, e , del suelo.

Investigadores como Iwasaki, Tatsuoka y Tkagi (1978) han estudiado la influencia del esfuerzo de confinamiento, σ'_c sobre el módulo G presentando la existencia de una relación lineal entre el $\log G$ y el $\log \sigma'_c$.

Investigaciones desarrolladas por Hardin y Black (1968), Marcuson y Wahls (1972), Anderson y Woods (1976), Anderson y Stokoe (1978) y Kokusho, Yoshida y Esashi (1982), permitieron confirmar que al aumentar el tiempo de confinamiento el módulo G se incrementa. Es decir, la tasa de incremento del módulo es mayor en arcillas de alta plasticidad, que en arcillas de baja plasticidad, siempre y cuando se tengan relaciones de preconsolidación, OCR , mayores a uno.

En 1978, Zen *et al.*, mostraron que a mayor PI el efecto de la presión de confinamiento decrece. Igualmente en 1978, Stokoe y Lodde, mostraron el efecto de la presión confinante sobre la posición en la curva de reducción del módulo G para muestras de suelo de la bahía de San Francisco.

En depósitos naturales de arcilla, al aumentar OCR se incrementa G , pero Kokusho, Yoshida y Esashi (1982) presentaron que la degradación de G es independiente de la historia de consolidación de la arcilla.

En 1978, Zen *et al.* concluyeron que la curva normalizada de reducción de G , está relacionada con el índice de plasticidad, pues al aumentar PI , la curva se mueve hacia la derecha, mostrando una menor relación de reducción con el aumento de la deformación.

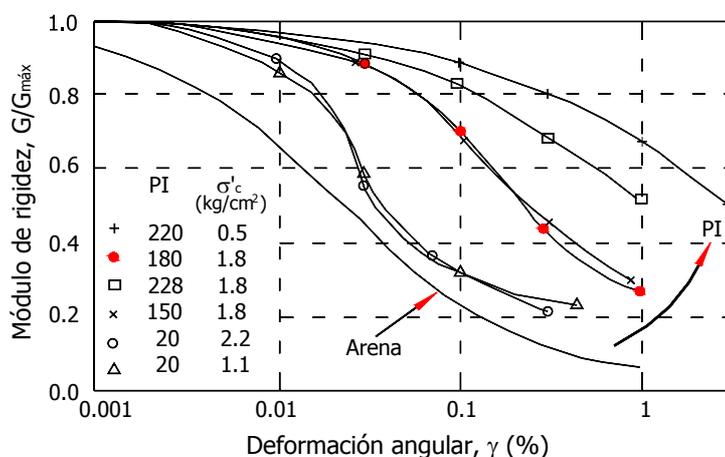


Figura 2.5. Efecto del índice de plasticidad (Romo, 1990).

Romo (1990) presentó la curva normalizada de la degradación de G (figura 2.5), presentando un valor crítico de deformación angular a partir del cual la degradación del módulo se acelera de manera notable. Si las deformaciones cíclicas no exceden el valor crítico, el efecto de la duración de la carga cíclica es de poca importancia, pero si este valor crítico es excedido, la presión de poro se incrementa monótonicamente hasta alcanzar valores que reducen notablemente la rigidez del suelo. También, indicó que la deformación crítica para las arcillas varía entre 0.01 % y 0.5 %, dependiendo del índice de plasticidad, PI , de éstas. Así, al aumentar el índice de plasticidad, la deformación umbral se incrementa, indicando que el intervalo de comportamiento lineal de las arcillas aumenta con su plasticidad. En la figura 2.5 el límite superior está representado por las arcillas plásticas de la ciudad de México ($PI > 250$ %) y el límite inferior por las arenas limpias ($PI = 0$ %).

2.2.2. Relación de amortiguamiento

Al someter una muestra de suelo a carga cíclica, su respuesta se caracteriza por la aparición de ciclos de histéresis (figura 2.6); estos ciclos indican la capacidad del suelo para disipar la energía, pues en cada ciclo de carga, el suelo almacena energía potencial, debido a su rigidez. La relación entre la energía disipada y la energía almacenada es llamada amortiguamiento histerético.

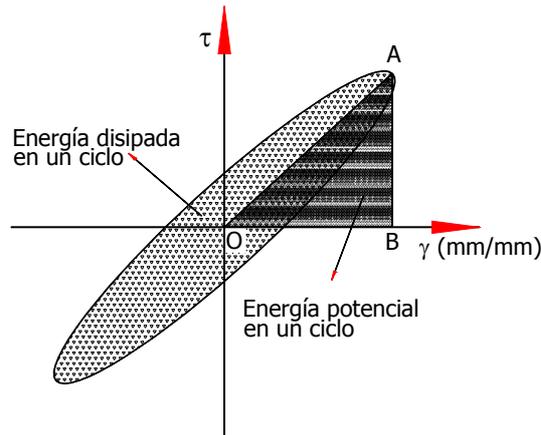


Figura 2.6. Curva esfuerzo-deformación de un ensayo cíclico.

La relación de amortiguamiento es determinada mediante la curva de respuesta a la frecuencia en ensayos dinámicos, basándose en la hipótesis de que un suelo tiene amortiguamiento histerético cuando la energía disipada por ciclo es independiente de la frecuencia de vibración. La ecuación con la cual se determina es:

$$\lambda = \frac{\text{Área dentro del ciclo de histéresis}}{4\pi \text{ Área OAB}} \quad [2.1]$$

El amortiguamiento proporciona una medida de las características disipadoras de energía del suelo, éste resulta principalmente de efectos friccionantes no lineales, conocidos como histéresis, al deslizarse entre sí las partículas mineralógicas. La energía de deformación liberada durante la descarga es inferior a la almacenada durante la carga. Por consiguiente, el deslizamiento de partículas individuales en una masa de suelo afecta la cantidad de energía absorbida. A mayor deformación de un suelo sin alcanzar la falla, más alto será su amortiguamiento.

Algunos de los estudios encaminados a investigar el comportamiento del amortiguamiento de los suelos cohesivos, han sido desarrollados por Seed e Idriss (1970) y Kokusho, Yoshida y Esashi (1982), los cuales presentaron que λ se incrementa desde un valor mínimo de menos de 5 % correspondiente a una deformación aproximadamente de 10^{-4} %, a un valor de 8 % para deformaciones de alrededor 1 %. Hardin y Drnevich (1972 b) presentaron datos donde el amortiguamiento decrece con la raíz cuadrada de la presión de confinamiento. Mientras que Kokusho, Yoshida y Esashi (1982) sugirieron que existe un ligero decremento del amortiguamiento con la presión confinante.

Hardin y Drnevich (1972 a) observaron que las frecuencias mayores a 0.1 Hz, tienen poco efecto sobre la relación λ .

Anderson y Stokoe (1978) y Kokusho, Yoshida y Esashi (1982), investigaron el efecto del tiempo de confinamiento en el amortiguamiento, y encontraron que éste decrece con el tiempo de confinamiento.

Resultados de estudios experimentales muestran que el PI influye en la capacidad que tienen las arcillas para disipar energía (Dobry y Vucetic, 1989), aunque no es muy importante el efecto.

2.2.3. Comportamientos generales

Resultados de investigaciones experimentales han señalado que G y λ dependen del nivel de deformación inducido al suelo durante los ensayos y de los equipos de laboratorio empleados (Saada y Macky, 1985; Romo, 1990; Romo, 1991; Romo, 1995; Romo y Ovando, 1996, Rivera *et al.*, 2003). El comportamiento general de dichas propiedades dinámicas, se presenta de manera esquemática y resumida en la figura 2.7.

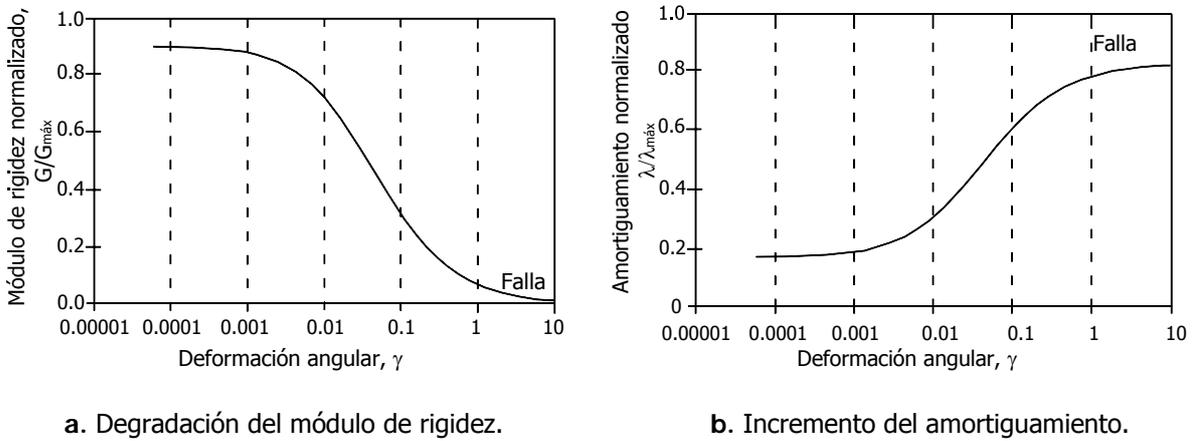


Figura 2.7. Comportamiento de propiedades dinámicas.

En la figura 2.8, se muestran zonas de transición entre los comportamientos de cada una de estas propiedades dinámicas, respecto a la deformación angular, γ .

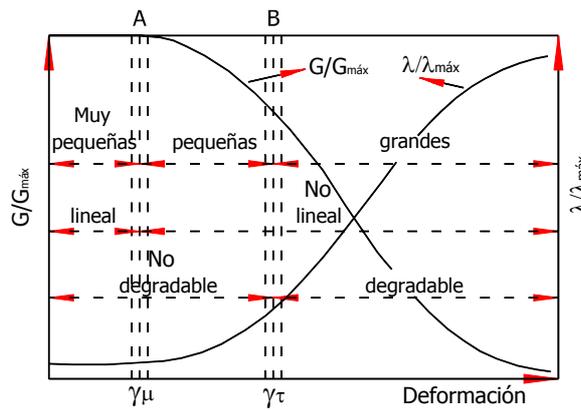


Figura 2.8. Fronteras de comportamiento para G y λ .

La figura anterior señala la zona A, que indica la transición entre muy pequeñas y pequeñas deformaciones; de este punto hacia la izquierda, el comportamiento es predominantemente lineal e independiente de la amplitud de deformación. Y la región B representa la transición tanto entre pequeñas y grandes deformaciones como entre lo no degradable y lo degradable.

Se ha indicado que el efecto sobre las curvas $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ y $\lambda/\lambda_{m\acute{a}x} - \gamma$ de la relación de vacíos, e , del suelo, es similar al efecto de PI . Esto se debe a que en las arcillas, PI condiciona el valor de e . En arcillas normalmente consolidadas, al aumentar e , la curva $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, tiende a moverse hacia arriba, mientras que la curva $\lambda - \gamma$, tiende hacia abajo. La influencia de e sobre G fue originalmente propuesta por Lodde y Stokoe (1982).

Koutsoftas y Fisher (1980) y Kokusho, Yoshida y Esashi (1982), demostraron que el efecto de OCR sobre la posición de las curvas $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$ disminuye al aumentar los valores de OCR .

2.3. PRUEBAS DE LABORATORIO

Inicialmente, fueron realizadas pruebas de laboratorio básicas, las cuales permitieron obtener la clasificación del suelo en estudio. Posteriormente, se realizaron pruebas dinámicas en muestras representativas a diferentes profundidades, con el objeto de definir las propiedades dinámicas del suelo. El programa de pruebas realizadas, se presenta en el anexo 1. Todas las pruebas fueron realizadas conforme a las Normas ASTM (1996) y llevadas a cabo en el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Las propiedades dinámicas pueden determinarse mediante técnicas de laboratorio o de campo. En este caso, fueron empleadas pruebas de laboratorio, presentando como ventajas, su economía, la relativa facilidad con la que las variables de ensaye pueden modificarse, así como la definición de las condiciones de frontera; la principal desventaja, es la alteración provocada por los procedimientos de muestreo, transporte, almacenamiento y ensaye; es por esto, que se debe tratar que las condiciones empleadas, el estado de esfuerzos de confinamiento, la secuencia de carga, etc., sean simulados satisfactoriamente respecto a las condiciones de interés en el sitio.

El equipo de columna resonante y la cámara triaxial cíclica, fueron los equipos empleados para obtener el comportamiento de las propiedades dinámicas de las arcillas marinas del complejo petrolero de Ku-Malob-Zaap.

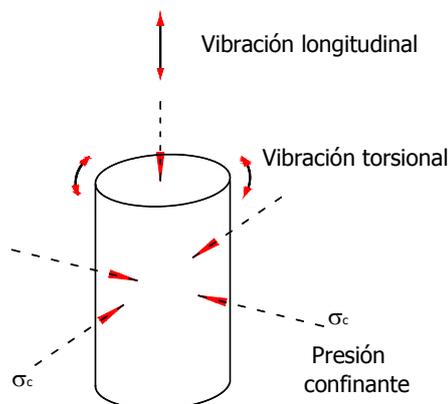


Figura 2.9. Estado de vibraciones en el espécimen.

El procedimiento de ambas pruebas consiste en sujetar un espécimen de suelo a un esfuerzo efectivo, σ'_v , en condiciones estáticas. Posteriormente se aplica un esfuerzo cíclico de magnitud, σ_d , y periodo, T . Una vez empezada la prueba, a medida que aumenta el número de ciclos de aplicación de la carga, la deformación producida en el suelo aumenta.

En la columna resonante, se genera un estado de vibración forzada torsional, mientras que en la cámara triaxial cíclica, es producido un estado de vibración longitudinal (figura 2.9).

2.3.1. Columna resonante

Los antecedentes del equipo de columna resonante se remontan a 1937 (Ishimoto y Lida) posteriormente Bishop (1959), Hardin (1965), Drnevich, Hall y Richard (1967) y otros, fundamentaron la teoría en que se basa la interpretación de los resultados del equipo resonante.

Este equipo se emplea para determinar G y λ a pequeñas deformaciones angulares (10^{-4} % a 10^{-2} %), γ (Ishihara, 1996).

Este ensaye consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelos a un estado de vibración forzada torsional, variando la frecuencia de excitación hasta lograr la resonancia del espécimen.

El módulo correspondiente se calcula con los datos de la frecuencia de resonancia, f_n , la geometría del espécimen y las características del equipo.

Procedimiento

Un espécimen cilíndrico de 0.035 m (3.5 cm) de diámetro y 0.085 m (8.5 cm) de altura se coloca sobre una base rígida, en su parte superior se coloca el dispositivo o sistema móvil, que comunica la excitación torsional. En esta forma se tiene un espécimen de suelo fijo en su extremo inferior y libre en su parte superior.

El espécimen de suelo es saturado empleando el método de contrapresión por incrementos hasta obtener un valor de B de Skempton mayor a 0.96 (el 81 % de las muestras fueron saturadas con una presión de contrapresión $\sigma_{cp} \approx 0.40$ MPa). Seguidamente se consolida, ajustando tanto la presión de confinamiento, σ_c , como la presión de contrapresión, σ_{cp} , para alcanzar un determinado esfuerzo efectivo de consolidación, σ'_c . Las presiones de confinamiento y contrapresión, son aplicadas mediante aire comprimido. El drenaje de la muestra se efectúa por la parte inferior de la probeta.

Posteriormente, se define la amplitud y frecuencia con la cual será aplicada la torsión; esta torsión se aplica con una fuerza con forma periódica senoidal. La respuesta del suelo se mide mediante un acelerómetro, ubicado en el sistema móvil y cuya señal se observa en el eje Y de la curva aceleración-frecuencia. A esta curva se le denomina curva de aceleraciones totales o curva de respuesta bajo vibración forzada, mediante la cual se puede conocer cuándo el sistema está en resonancia. La frecuencia de vibración se observa en el eje X de la curva aceleración-frecuencia, y se controla a voluntad, lo cual permite realizar un barrido de frecuencias hasta encontrar la frecuencia de resonancia, f_n , esta frecuencia corresponde a la aceleración máxima registrada, y depende tanto de las características del aparato utilizado como del espécimen mismo.

Los principales factores que afectan los resultados de la prueba son γ , σ_c y PI .

Cálculos

Módulo de rigidez al esfuerzo cortante

El módulo G se calcula directamente a partir de la frecuencia de resonancia, f_n , utilizando las expresiones obtenidas por Hardin (1965) de la teorías de vibraciones lineales de un cuerpo cilíndrico.

La ecuación que relaciona la velocidad de propagación de ondas de esfuerzo cortante, v_s (m/s), con la f_n (Hz), está expresada por:

$$v_s = 2 \cdot \pi \cdot f_n \cdot L / \beta \quad [2.2]$$

donde L es la longitud del espécimen (m) y β es la raíz de la ecuación de frecuencias (radianes).

$$\beta \cdot \tan \beta = I / I_o \quad [2.3]$$

donde I es el momento de inercia del espécimen (kg-m-s²) y I_o es el momento de inercia de la cabeza del sistema móvil (kg-m-s²).

Finalmente:
$$G = v_s^2 \cdot \rho \quad [2.4]$$

donde ρ es la densidad de masa del espécimen.

Relación de amortiguamiento

La relación λ es calculada con base en la curva de aceleraciones totales. Relacionando la frecuencia con λ , se tiene la siguiente expresión:

$$\lambda = \left(\frac{f_2 - f_1}{2 \cdot f_n} \right) \cdot 100 \quad [2.5]$$

donde f_n es la frecuencia de resonancia y f_1 y f_2 son las frecuencias correspondientes a la aceleración, a , igual a

$$a = a_{m\acute{a}x} / \sqrt{2} \quad [2.6]$$

Deformación angular

La deformación angular, γ , queda definida por la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{1}{3} \frac{\theta}{L} D \quad [2.7]$$

donde θ es la distorsión angular
 L es la longitud de la muestra (m) y
 D es el diámetro de probeta (m).

Manipulando ecuaciones y teniendo que la aceleración inicial media de la probeta es $a_{m\acute{a}x}$, y por tanto, la frecuencia, f_i es f_n , se tiene que la deformación angular es

$$\gamma = \left(\frac{1}{12 \cdot \pi^2 \cdot r} \right) \frac{D \cdot a_{m\acute{a}x}}{L \cdot f_n^2} \quad [2.8]$$

donde r es la distancia del centro de gravedad del acelerómetro al centro de gravedad de la muestra, en metros.

2.3.2. Cámara triaxial cíclica

Este ensaye consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelo a un esfuerzo de confinamiento, σ_c , hasta lograr su consolidación, y posteriormente aplicarle un esfuerzo axial cíclico de magnitud conocida, σ_d , a una frecuencia determinada.

Este equipo se emplea para determinar G y λ a grandes deformaciones angulares (10^{-3} % a 10^2 %), γ (Ishihara, 1996).

Procedimiento

Un espécimen de suelo de 0.035 m (3.5 cm) de diámetro y 0.086 m (8.6 cm) de altura, es colocado en una cámara triaxial cíclica, después es saturado con el método de contrapresión por incrementos hasta obtener un valor de B de Skempton mayor a 0.96 (el 94 % de las muestras fueron saturadas con una presión de contrapresión $\sigma_{cp} \approx 0.40$ MPa), posteriormente consolidado a una presión de confinamiento, σ_c , constante. El medio empleado para transmitir la presión de confinamiento fue agua. El drenaje de la muestra se efectúa en el extremo superior e inferior de la probeta.

Finalmente el espécimen es sometido a un esfuerzo axial cíclico, con magnitud de $\pm \sigma_d$, aplicado en forma periódica senoidal a la frecuencia deseada. La figura 2.6 muestra un lazo de histéresis típico de un ensaye triaxial cíclico.

Cálculos

Módulo de rigidez al esfuerzo cortante

Para obtener el módulo G es necesario obtener el módulo de elasticidad equivalente, E_{eq} , el cual es definido como la pendiente de la línea que une los extremos del lazo de histéresis desarrollado por la muestra de suelo.

Relacionando G con el módulo de elasticidad, se tiene la siguiente expresión:

$$G = \frac{E_{eq}}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad [2.9]$$

donde ν es la relación de Poisson, definida como 0.50 para el caso de las arcillas saturadas. De esta manera el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , es obtenido indirectamente, ya que su cálculo está en función de la relación de Poisson.

Relación de amortiguamiento

La relación λ se calcula usando la expresión [2.1].

Los datos obtenidos sirven para obtener parámetros para los modelos de degradación de los suelos cohesivos.

Deformación angular

Para obtener la deformación γ es necesario obtener tanto el módulo G como el esfuerzo cortante, τ .

$$\tau = \frac{q}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad [2.10]$$

donde $\sigma_1 - \sigma_3$, es el esfuerzo desviador definido por la ecuación para un incremento de carga y σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente aplicado a la muestra de suelo.

Finalmente relacionando G y τ , se obtiene

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad [2.11]$$

2.4. MODELACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS

Diferentes investigadores han propuesto varias expresiones con el fin de estimar curvas normalizadas, facilitar los análisis y tener la posibilidad de predecir el comportamiento dinámico de los suelos. Algunas de estas aportaciones se presentan a continuación.

2.4.1. Módulo de rigidez al esfuerzo cortante

- Para el caso de las arcillas, el comportamiento no lineal de G , ha sido modelado con curvas hiperbólicas por Hardin y Drnevich (1972 b), quienes propusieron la siguiente expresión:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad [2.12]$$

donde γ_r es una deformación de referencia.

- En 1970, fue propuesto el modelo Ramberg-Osgood (Anderson y Richart, 1976), definido como:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_y} \right)^{R-1}} \quad [2.13]$$

donde τ es el esfuerzo cortante
 τ_y es el esfuerzo cortante de referencia en campo y
 R y α son parámetros de forma.

- Romo, Jaime y Reséndiz (1988), propusieron el siguiente modelo hiperbólico, para obtener las curvas esfuerzo–deformación.

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = 1 - \frac{\gamma/\gamma_r}{a+b(\gamma/\gamma_r)} \quad [2.14]$$

donde a y b son parámetros del material y γ_r es una deformación de referencia.

- Después de comprobar que el parámetro dominante en el comportamiento dinámico de las arcillas es el índice de plasticidad, PI , Romo (1990; 1995) propuso un modelo tipo Masing. Este modelo permite estimar curvas normalizadas a partir del valor de PI reproduciendo con buena aproximación los resultados experimentales.

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = [1 - H(\gamma)] \quad [2.15]$$

la función $H(\gamma)$ depende de PI .

- Más adelante, en 1999, Flores *et al.*, plantearon ciertas condiciones de frontera, para los valores de G que permitieron mejorar la expresión [2.15]. Esto se explicará más adelante (sección 4.1).

2.4.2. Relación de amortiguamiento

- Lazan (1968) mostró teóricamente que la forma de variación del amortiguamiento en materiales elastoplásticos, puede relacionarse con el módulo de rigidez del material. Esto lo obtuvo, asumiendo el comportamiento tipo Masing.
- Hardin y Drnevich en 1972 (b), propusieron una acertada relación entre λ y G del suelo.

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} \left(1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right) \quad [2.16]$$

- Romo (1995), propuso una variación de la expresión [2.16], en la cual definió condiciones de frontera para valores de la relación λ y consideró la relación $G/G_{m\acute{a}x}$ igual a $[1-H(\gamma)]$ (ecuación [2.15]), llegando a

$$\lambda = [\lambda_{m\acute{a}x} - \lambda_{m\acute{i}n}] \cdot H(\gamma) + \lambda_{m\acute{i}n} \quad [2.17]$$

- Para arcillas saturadas, Seed e Idriss (1970), según los datos experimentales de la figura 2.10, consideraron que el valor medio representado por la curva llena proporciona valores de λ con aproximación suficiente para problemas prácticos; sugiriendo emplear dicha curva como base para la cuantificación de la variación del amortiguamiento respecto a la deformación angular, por ejemplo, en caso de que se conozcan tan sólo dos valores de amortiguamiento para determinadas deformaciones, bastará con hacer pasar por dichos valores una curva paralela a la curva llena.

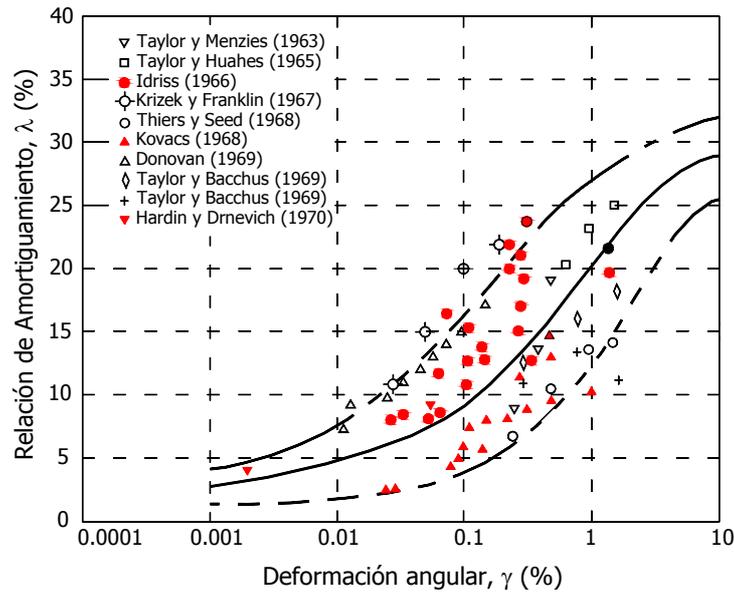


Figura 2.10. Amortiguamiento para arcillas saturadas (Seed e Idriss, 1970)

De acuerdo con los estudios realizados hasta ahora, es notable la gran importancia de una continua investigación acerca del comportamiento dinámico de los diferentes suelos, en especial de las arcillas marinas. En el caso de los suelos marinos, el estudio del comportamiento dinámico juega un papel primordial en el momento de planear obras sobre dichos suelos, debido a la conjugación de diferentes fuerzas dinámicas. Igualmente, el avance y elaboración de modelos sencillos enfocados a predecir el comportamiento dinámico de los suelos, es de suma importancia en la obtención de predicciones cada vez más precisas. La reflexión de estas situaciones, conlleva al desarrollo del presente trabajo, el cual se encarga de estudiar el comportamiento de las propiedades dinámicas de las arcillas marinas de la zona de Ku-Maloob-Zaap en la Sonda de Campeche, además de aplicar y variar el modelo tipo Masing propuesto (ecuaciones [2.15] y [2.17]), con el fin de obtener resultados teóricos más cercanos a los experimentales.

3. CARACTERÍSTICAS DE LAS ARCILLAS DE LA SONDA DE CAMPECHE

3.1. GENERALIDADES

Posición Geográfica

La Sonda de Campeche se localiza en el Golfo de México; al oriente coincide con el borde de la plataforma marina calcárea de Yucatán, hasta Isla Mujeres en el estado de Quintana Roo, al norte de Ciudad del Carmen. Campeche constituye junto con el Banco de Campeche (Región Marina Sureste y Noreste) la parte occidental de la Plataforma Marina de Yucatán (figura 3.1). Debido a la composición de la Península de Yucatán, los sedimentos marinos depositados en esta gran provincia son de carbonato de calcio.

La Sonda y el Banco de Campeche, tienen por límites las isobatas 0 y 200 metros y una profundidad media de 40 metros. Las coordenadas geográficas que limitan esta región corresponden aproximadamente a 90° y 94° de longitud oeste y 18° y 22° de latitud norte.

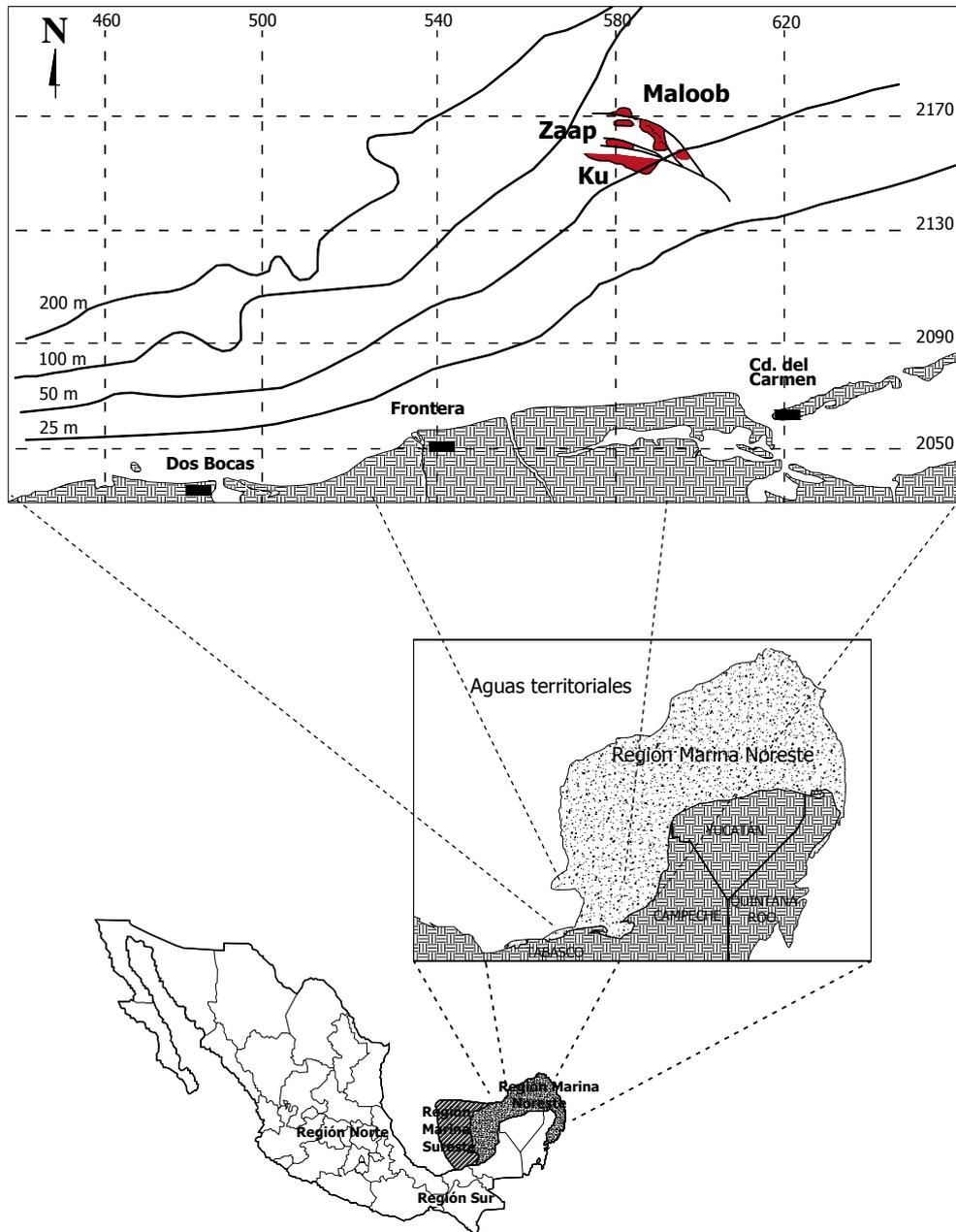


Figura 3.1. Localización de la zona de Ku-Maloob-Zaap (PEMEX, 2001).

El complejo Ku-Maloob-Zaap está aproximadamente a 105 kilómetros al noreste de Ciudad del Carmen, frente a los estados de Tabasco y Campeche. Para su desarrollo, la Región Marina Noreste de PEMEX Exploración y Producción, se encuentra desarrollando, el proyecto Ku-Maloob-Zaap, en el que contempla la perforación de 82 pozos, instalación de 17 plataformas y construcción de 32 ductos. Es considerado uno de los activos más grandes del país, conformado por tres campos productores: Ku, Maloob y Zaap. El objeto de este proyecto es de mantener la plataforma de producción de crudo pesado, satisfacer las necesidades futuras en el mercado nacional y cumplir los compromisos de México en el exterior, (PEMEX, 2001).

Este proyecto contempla sistemas principales compuestos por ocho estaciones de separación, cinco estaciones de bombeo y cinco estaciones de compresión. Con estas obras, se estima que en el año 2011 el desarrollo del proyecto Ku-Maloob-Zaap alcanzará su máximo de producción de crudo Maya, aportando un total de 800 mil barriles diarios.

Geología del lugar

Debido al contenido de materia orgánica proveniente del continente y del mar, los sedimentos depositados en las márgenes del Golfo de México, presentan condiciones geológicas apropiadas para la formación de hidrocarburos líquidos y gaseosos en gran volumen; por esto, la zona se considera *altamente petrolífera*.

El Banco de Campeche está caracterizado como zona carbonatada, debido a la presencia de crecimientos arrecifales típicos de plataformas carbonatadas. Presenta profundidades propias para el desarrollo de componentes aloquímicos y organismos calcáreos. También se encuentran lodos calcáreos o lodos de arcilla con abundantes residuos orgánicos.

Hasta ahora, se conoce la presencia de depósitos de óxidos de manganeso en forma de costras y nódulos, encontrados sobre las porciones norte y oriental de la plataforma de Yucatán, lo que hace posible la presencia de minerales como fosforita y glaucomita. Esto será corroborado mediante el incremento de la exploración oceanográfica.

Exploración

Se llevó a cabo el método de exploración directa con recuperación de muestras en tubo Shelby. Este método de exploración en el fondo marino, se inició por el año de 1940, en aguas poco profundas y con el empleo de una plataforma marina. Posteriormente, la exploración directa, fue realizada sobre chalanes anclados cerca de la costa en aguas relativamente tranquilas y tirantes considerables. En condiciones de gran tirante, oleaje y distancias excesivas fuera de costa, la exploración se realiza mediante grandes barcos acondicionados para las operaciones de perforación, muestreo y acomodo de personal a bordo para el trabajo continuo, esto, siempre y cuando las condiciones meteorológicas y oceanográficas lo permitan.

En general, los métodos de exploración y muestreo fuera de costa, incluyen algunas técnicas convencionales, ajustadas a condiciones de oleaje, viento, corriente, tirantes de agua, que obligan el uso de equipos de perforación más potente, mayor costo de operación, y trabajo continuo.

Imágenes de rayos X de las muestras de tubo Shelby

Para el estudio de las muestras de suelo extraídas de la Sonda de Campeche, se empleó la técnica radiográfica de doble pared; la cual consiste en obtener una serie de imágenes de rayos X, que atraviesan tanto los dos espesores de pared del tubo como el contenido de las muestras. Esta técnica permite identificar las zonas menos alteradas de cada una de las muestras y definir las secciones con las cuales se llevará a cabo el trabajo de laboratorio, mediante la determinación de:

- Presencia de inclusiones dentro del espécimen, tales como, fragmentos de concha, nódulos calcáreos, vetas de arena o limo y de depósitos de yeso.
- Existencia de fisuras, estratificaciones y posibles huecos, alteraciones durante el muestreo y la presencia de grietas por expansión debido a la liberación de esfuerzos.

Se realizaron tres exposiciones a lo largo de cada tubo (parte superior, media e inferior). Cada exposición contiene tres placas que permiten observar el interior del tubo, en toda su periferia y longitud. A continuación se presentan algunas imágenes obtenidas con esta técnica.

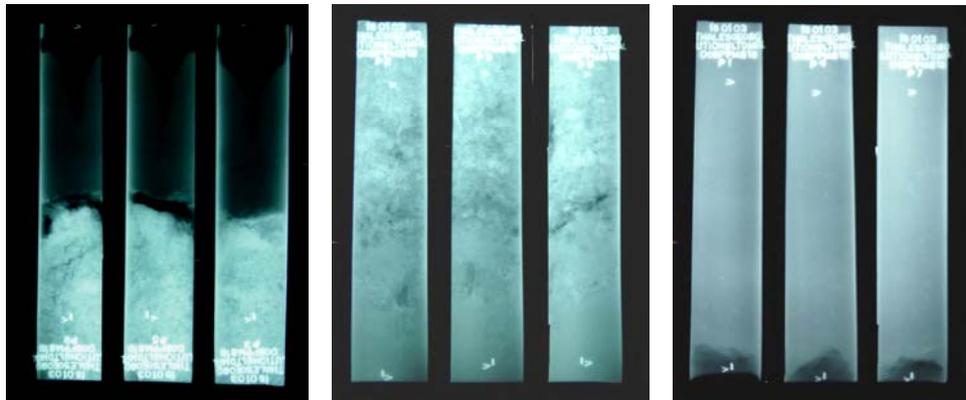


Figura 3.2. Sondeo PP-MB-1 Muestra P01X
(Parte superior, media e inferior).

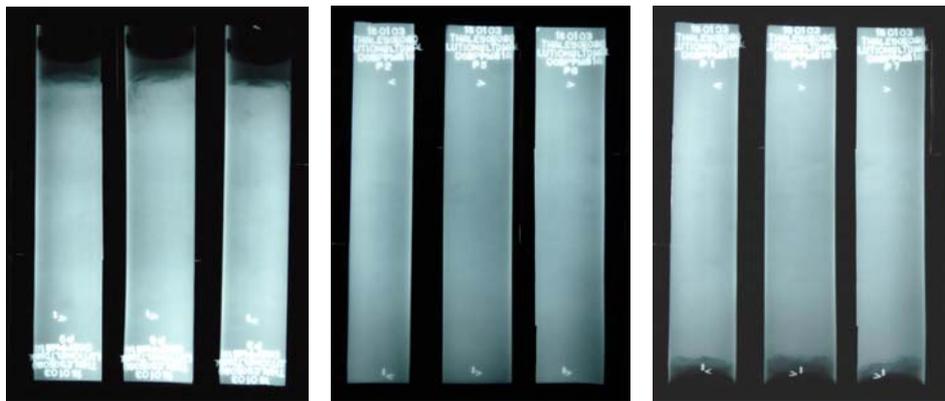


Figura 3.3. Sondeo PP-MB-1 Muestra P19
(Parte superior, media e inferior).

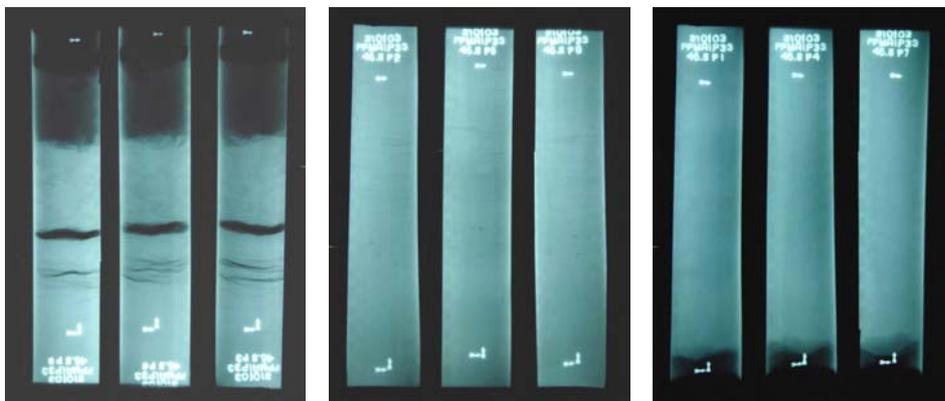


Figura 3.4. Sondeo PP-MA-1 Muestra P33
(Parte superior, media e inferior).

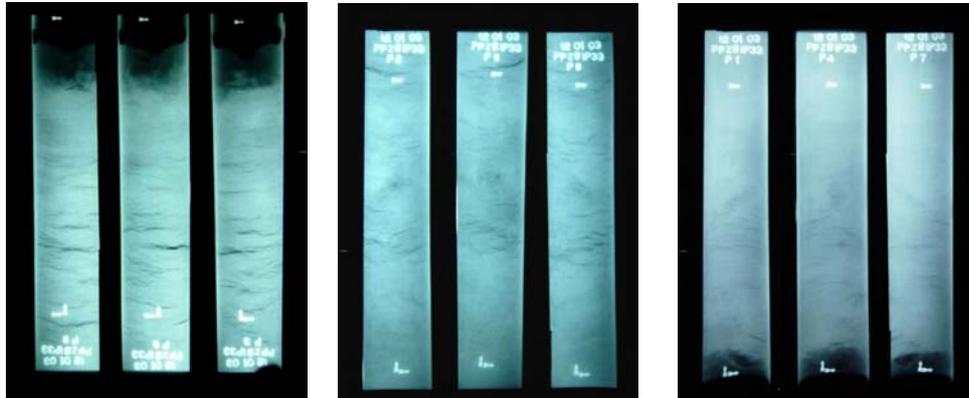


Figura 3.5. Sondeo PP-ZB-1 Muestra P33
(Parte superior, media e inferior).

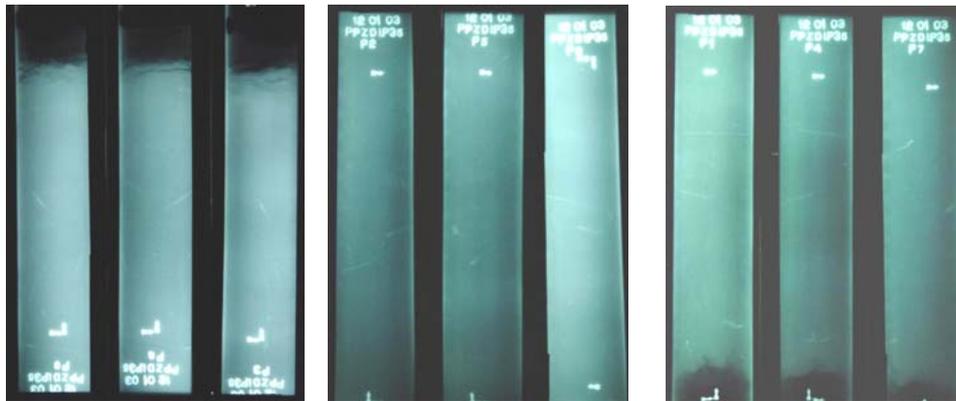


Figura 3.6. Sondeo PP-ZD-1 Muestra P35
(Parte superior, media e inferior).

En este caso, las costras y nódulos observados en las imágenes de rayos X, indican la existencia de depósitos de óxidos de manganeso en la zona explorada.

3.2. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL

El subsuelo de la Sonda de Campeche está constituido por una capa superficial de arcilla calcárea de consistencia blanda a muy blanda, color gris olivo claro, con fragmentos de concha, olor ácido sulfhídrico y espesor variable de 4 a 22 m. Bajo este estrato blando superficial se encuentra una secuencia alternada de sedimentos de arcilla calcárea de consistencia muy firme a dura, color café y gris verdoso, con lentes y vetas de arena y fragmentos de concha; de arena fina calcárea densa a muy densa, color café y gris, con vetas de limo y arcilla; y limo arenoso y arcilloso carbonatado, color café y gris desde claro hasta muy oscuro medianamente cementado, de compacidad media a densa con vetas de arena, arcilla y fragmentos de concha. La figura 3.7 presenta una columna estratigráfica típica de los suelos de la Sonda de Campeche.

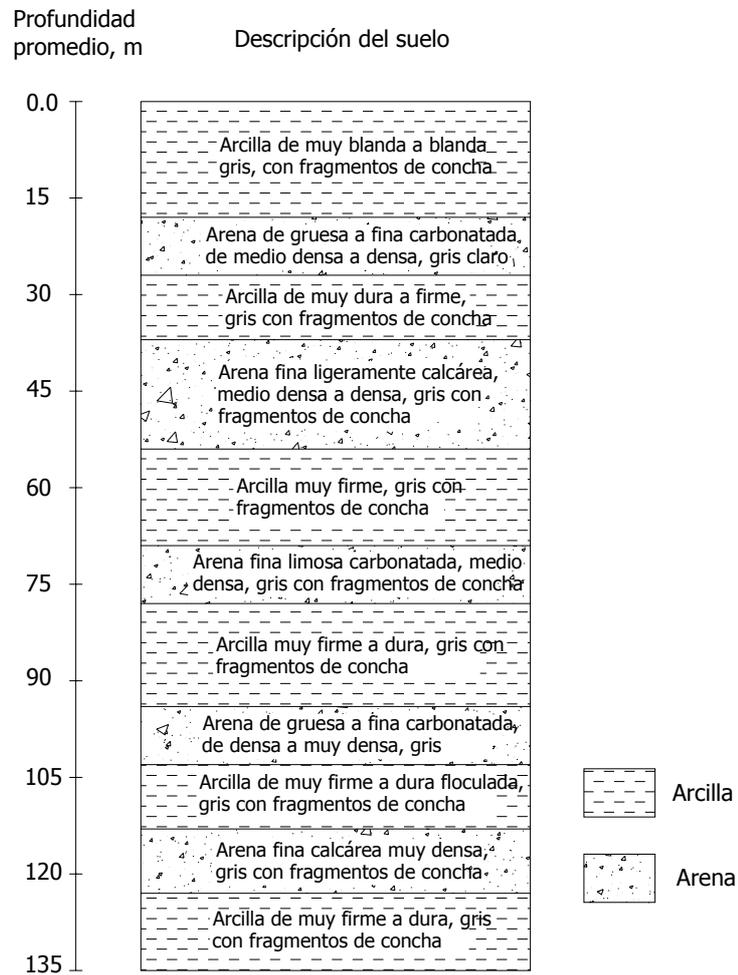


Figura 3.7. Columna estratigráfica típica de suelos de la Sonda de Campeche.

Dentro de las pruebas índice realizadas, fueron obtenidos los límites de Atterberg, con los cuales se realizó la clasificación de cada una de las muestras de suelo manejadas, según la carta de plasticidad.

Para esta clasificación se graficaron los valores del límite líquido, w_L , e índice de plasticidad, PI , de las muestras de suelo de la zona de Ku-Maloob-Zaap en la carta de plasticidad mostrada en la figura 3.8; en ésta se observa que la mayoría de los puntos se encuentran dentro de la zona de arcillas de alta compresibilidad (CH) y unos cuantos puntos dentro de la zona correspondiente a arcillas de baja compresibilidad (CL).

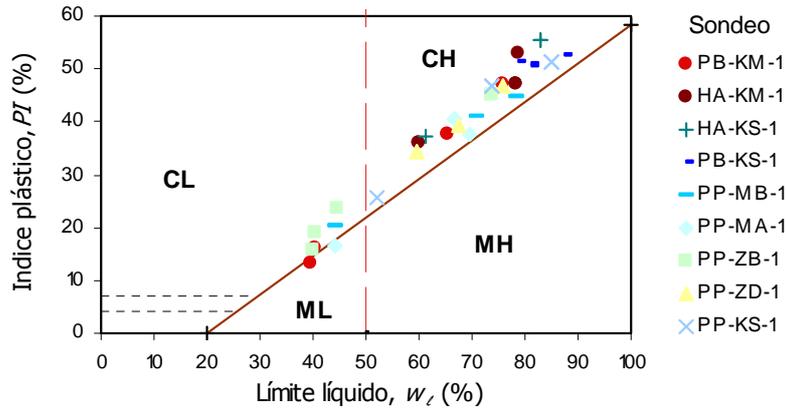


Figura 3.8. Clasificación del suelo del complejo petrolero Ku-Maloob-Zaap.

3.3. PROPIEDADES ÍNDICE

Además de las propiedades índice, se presenta en esta sección, a modo de información general, valores de diferentes pesos volumétricos, gravedad específica entre otras. Estas propiedades fueron obtenidas para muestras extraídas de la zona de Ku-Maloob-Zaap en la Sonda de Campeche. En el anexo 2 se presenta el número de sondeos, profundidades de extracción de las muestras y sus propiedades índice, entre otros.

Al analizar las propiedades índice, de cada una de las muestras que conforman cada sondeo realizado, las arcillas marinas en estudio, presentaron ciertas semejanzas a partir de los 20 m de profundidad; esto se presenta a continuación.

Contenido de agua, w

La figura 3.9 presenta la variación del contenido de agua de las muestras ensayadas con la profundidad. En esta gráfica se puede observar que hasta profundidades de 20 m, el valor de w se encuentra entre 35 % y 78 %, a profundidades mayores existe una disminución en su valor variando entre 38 % y 55 %.

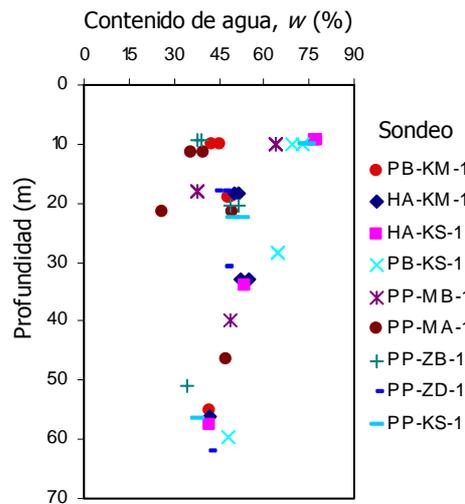


Figura 3.9. Variación del contenido de agua, w , con la profundidad.

Índice de plasticidad, PI

Una de las propiedades índice de gran interés en el presente estudio es *PI*. Su valor está dado por la diferencia entre el límite líquido, w_l , y el límite plástico, w_p . En la figura 3.10, se presenta la variación de *PI* con la profundidad, se observa que hasta una profundidad de 20 m, el valor de *PI* está comprendido entre 13 % y 61 %, mientras que para profundidades entre 20 m y 62 m, el rango de valores se reduce a valores entre 37 % y 56 %.

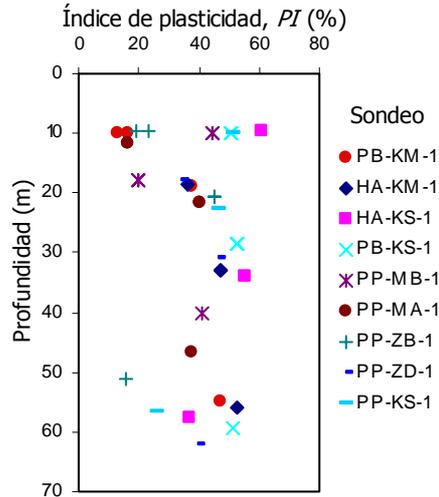


Figura 3.10. Variación del índice de plasticidad, *PI*, con la profundidad.

Índice de rigidez, I_r , y liquidez, I_l

El valor del índice de rigidez, llamado también como consistencia relativa, está dado por la expresión $I_r = \frac{w_l - w}{IP}$. Así mismo el índice de liquidez, I_l , fue calculado en función de I_r como $I_l = 1 - I_r$. Con las expresiones anteriores, se deduce que para valores altos en el índice de rigidez, los valores del índice de liquidez son bajos, y para valores altos de I_l , el valor de I_r será bajo. Igualmente se observa que para valores de contenido de agua similares al límite líquido, w_l , el I_r , se encontrará cercano a cero, lo cual sucede con las arcillas marinas más cercanas a la superficie marina, y se puede percibir en la figura 3.11 a; también se observa que I_r , aumenta con la profundidad, hasta valores cercanos a 0.70, y por consiguiente I_l , disminuye con la profundidad (figura 3.11 b), hasta llegar alrededor de 0.30.

La figura 3.12, presenta el comportamiento en 3D de I_r respecto a w y *PI*.

Es posible analizar el comportamiento de I_r dentro de una regresión múltiple lineal o plano de regresión (figura 3.12 a), el cual tiene la forma $I_r = z + a(PI) + b(w)$, donde z , a y b son constantes iguales a 0.7262, 0.0158 y -0.0184 respectivamente. El valor del coeficiente de correlación, R^2 , para el plano de comportamiento de I_r es de 0.8134. En la figura 3.12 b aparte de percibir la dispersión de los datos experimentales con respecto al plano, se observa que el valor de I_r disminuye a medida que aumenta el valor de w .

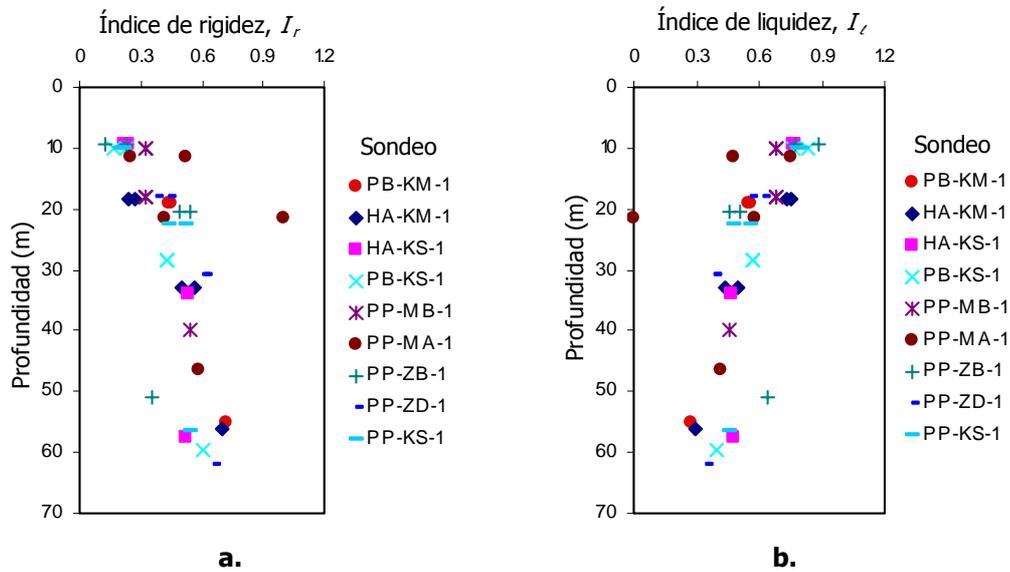


Figura 3.11. Variación del índice de rigidez, I_r , y liquidez, I_l , con la profundidad.

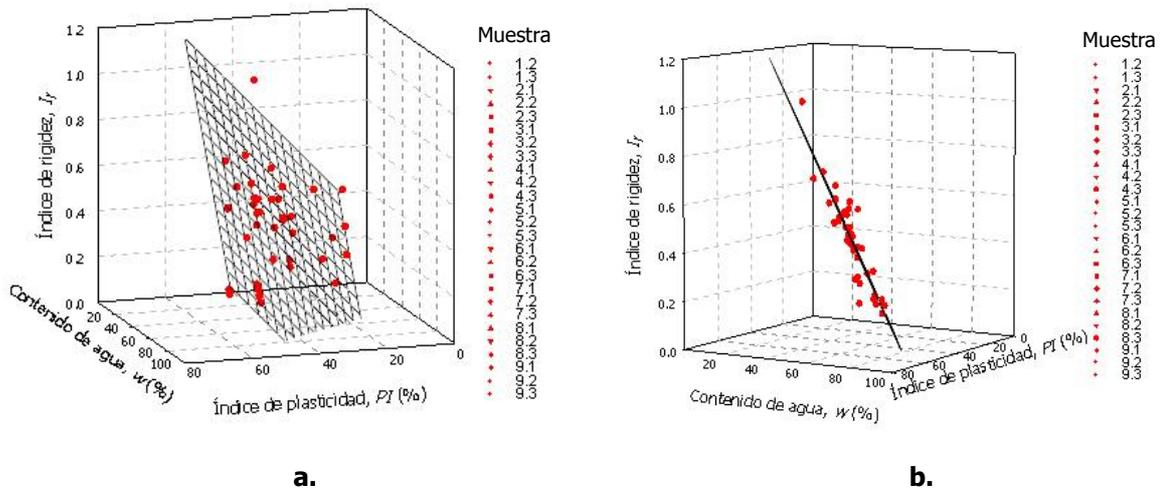


Figura 3.12. Variación del índice de rigidez, I_r , respecto al contenido de agua e índice de plasticidad.

Densidad de sólidos, G_s

La densidad de sólidos, G_s , de las arcillas marinas ensayadas, presentó un valor medio de 2.80. La figura 3.13 presenta la tendencia lineal de G_s con la profundidad.

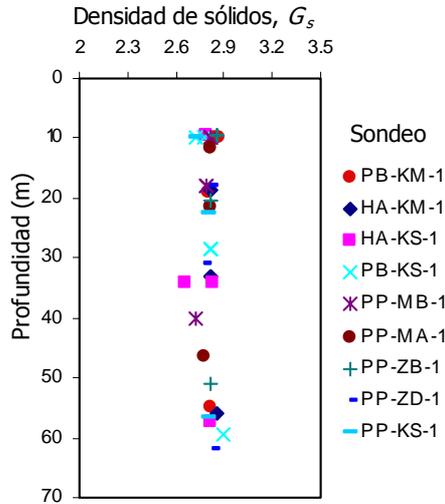


Figura 3.13. Comportamiento de la densidad de sólidos, G_s , con la profundidad.

Relación de vacíos, e

Las relaciones de vacíos, e , obtenidas de las muestras ensayadas presentaron valores similares a partir de los 10 m de profundidad. Esto permite obtener una variación casi constante en la relación de vacíos conforme aumenta la profundidad, lo cual se muestra en la figura 3.14.

En la figura 3.14 se puede ver que para profundidades mayores a 10 m el intervalo de variación de e , es de 1.02 a 1.84, y para profundidades menores a 10 m, e oscila entre 1.11 y 2.25. Estudios realizados en 1976 por Anderson y Woods, presentan valores de la relación de vacíos para muestras de arcilla del Golfo de México de 2.13 y 1.98.

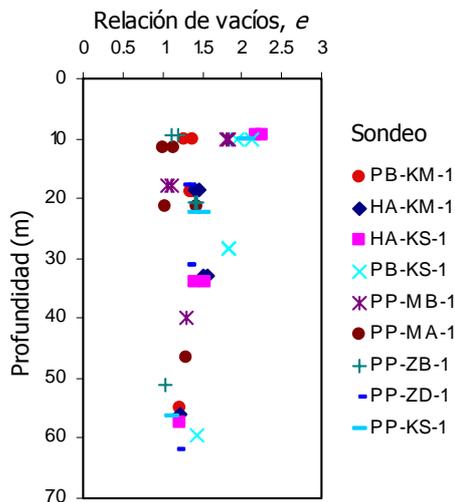


Figura 3.14. Variación de la relación de vacíos, e , respecto a la profundidad.

La expresión empleada para la obtención de e se presenta a continuación.

$$e = \left(\frac{\left(1 + \frac{W}{100} \right) \cdot Gs \cdot \gamma_w}{\gamma_h} \right) - 1 \quad [3.1]$$

En esta expresión: γ_w corresponde al peso volumétrico del agua, igual a 9.81 kN/m^3 , y γ_h corresponde al peso volumétrico húmedo de la muestra de suelo, la cual se presenta a continuación.

Peso volumétrico, γ

Para el caso de las arcillas marinas en estudio, es necesario conocer el peso volumétrico sumergido, γ' , con el fin de obtener el perfil de esfuerzos verticales efectivos en condición geo-estática. Para obtener el valor γ' , fueron calculados los diferentes pesos volumétricos (húmedo, γ_h , seco, γ_d , y saturado, γ_{sat}). Las expresiones empleadas para la obtención de cada uno de los pesos volumétricos, se presentan a continuación.

$$\gamma_h = \frac{W_{muestra}}{V_{muestra}} \quad [3.2]$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + \left(\frac{W}{100} \right)} \quad [3.3]$$

$$\gamma_{sat} = \frac{((Gs + e) \gamma_w)}{(1 + e)} \quad [3.4]$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad [3.5]$$

La variación de los diferentes pesos volumétricos respecto a la profundidad, se presenta en la figura 3.15.

En esta figura se puede observar que existe cierta variación en los pesos volumétricos tomados en muestra de arcilla marina comprendida entre los 0 m y 20 m de profundidad; esta variación disminuye notablemente para las arcillas ubicadas en profundidades mayores a 20 m. El rango de valores adoptado por γ' entre 0 m y 20 m es de 5.40 kN/m^3 a 8.84 kN/m^3 , para profundidades mayores, el rango se reduce a valores entre 6.28 kN/m^3 y 8.78 kN/m^3 .

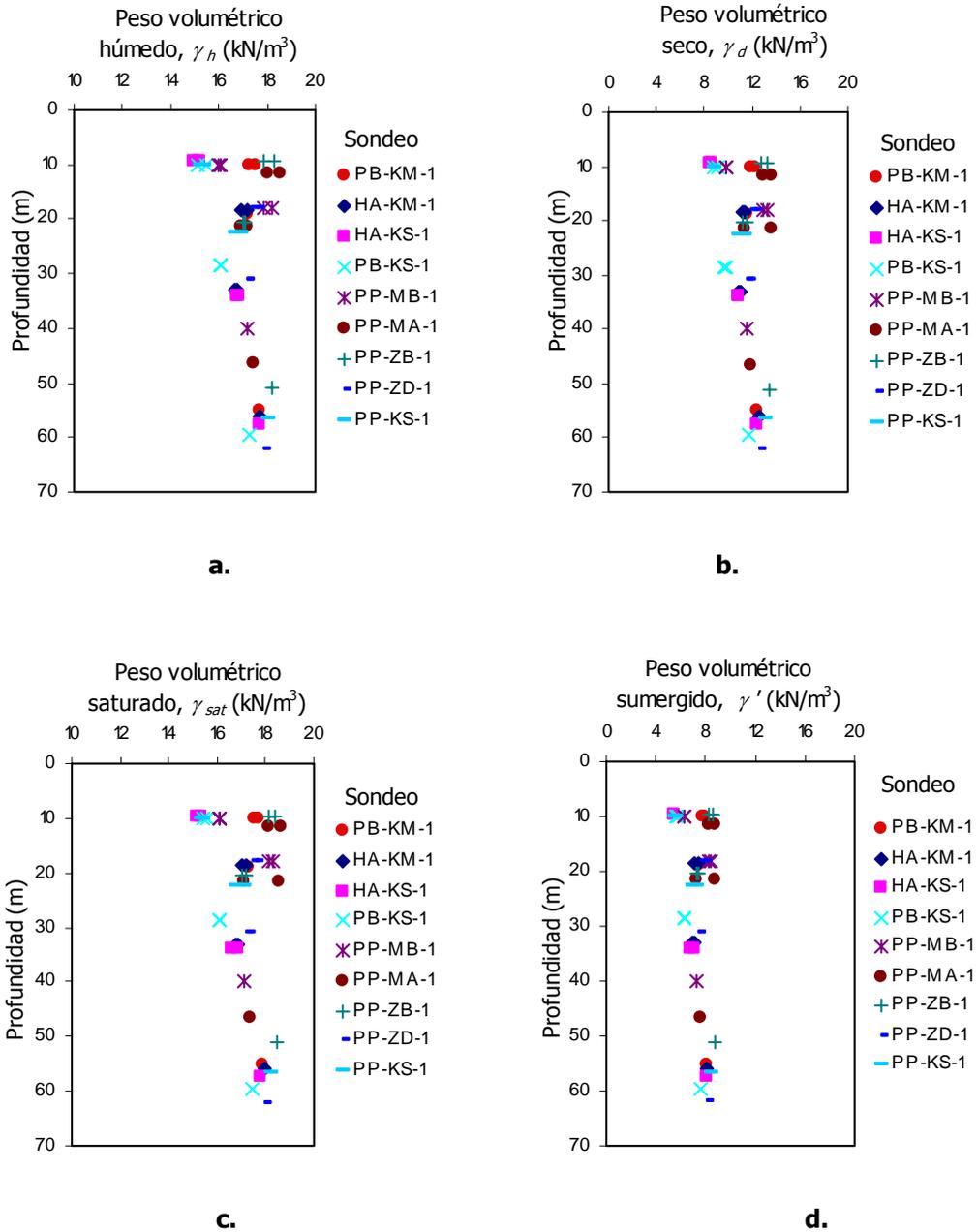


Figura 3.15. Variación de los diferentes pesos volumétricos, γ , respecto a la profundidad.

La variación del peso volumétrico seco, γ_d , con respecto al contenido de agua, w , se presenta en la figura 3.16. Se puede apreciar que γ_d , tiende a disminuir conforme aumenta w .

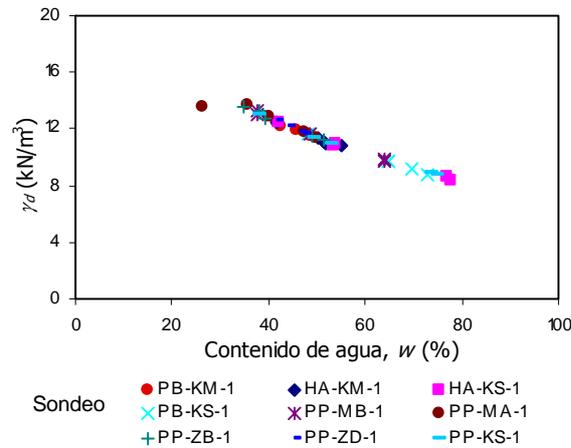


Figura 3.16. Variación de γ_d , respecto al contenido de agua.

Perfil de esfuerzos verticales efectivos, σ'

Una vez definidos los valores de γ'_d , se obtuvo el perfil de esfuerzos efectivos, correspondiente a los diferentes sondeos en estudio. La figura 3.17 presenta el perfil respectivo.

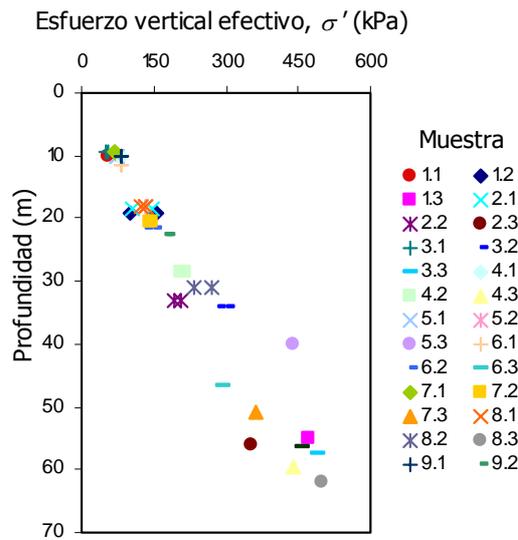


Figura 3.17. Perfil de esfuerzos verticales efectivos, σ' .

Obtenido este perfil, una posibilidad de definir los esfuerzos efectivos manejados en laboratorio en el momento de realizar las pruebas dinámicas en columna resonante y en cámara triaxial cíclica, consiste en aplicar la expresión propuesta por Seed y Peacock (1971), asumiendo valores del coeficiente de presión lateral de tierra en reposo, K_0 , definidos por Brooker e Ireland (1965), los cuales son función de PI y de la relación de preconsolidación, OCR , del material. Para las pruebas presentadas en este trabajo, el rango de esfuerzos efectivos de consolidación fue de 0.038 MPa a 0.650 MPa, los cuales fueron alcanzados con presiones de confinamiento de hasta 0.650 MPa.

Grado de saturación, S_r

Por tratarse de arcillas marinas que se encuentran bajo con un tirante de agua que varía entre 40 m y 100 m, los valores del grado de saturación obtenidos a diferentes profundidades, adoptaron valores entre 0.93 y 1.00, con un valor medio de 0.98. Esto permite suponer que la mayoría de las muestras estudiadas se encontraban en un estado prácticamente saturado, lo cual fue percibido en las etapas de saturación al momento se ensayar cada probeta.

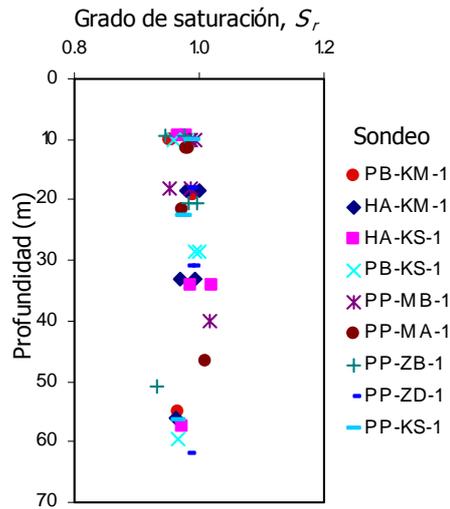


Figura 3.18. Variación del grado de saturación, S_r , conforme aumenta la profundidad.

Los valores del grado de saturación, S_r , fueron hallados empleando la siguiente expresión.

$$S_r = \frac{\gamma_h \cdot (1 + e)}{\gamma_w \cdot e} - \frac{Gs}{e} \quad [3.6]$$

3.4. PROPIEDADES DINÁMICAS

Diferentes investigaciones se han llevado a cabo con objeto de poder describir y predecir el comportamiento estático y/o dinámico de diferentes suelos de la República mexicana (Saada y Macky, 1985; Romo, 1990; Romo, 1991; Romo, 1995; Romo y Ovando, 1996; Rivera *et al.*, 2003), y en particular investigaciones referentes al estudio de las propiedades dinámicas de arcillas marinas (Saada y Macky (1985); Vucetic y Dobry (1988); Andersen (1988); Romo y Ovando (1995); sin embargo, es necesario seguir una investigación continua que permita ampliar y complementar investigaciones existentes, con el fin de brindar una herramienta para tener una mayor certeza sobre el comportamiento de los suelos. En este caso, se presenta el comportamiento de las propiedades dinámicas de arcillas marinas de la Sonda de Campeche, obtenidas en el sector correspondiente al complejo petrolero de Ku-Maloob-Zaap, este estudio ayudará a tener una mejor comprensión de los parámetros dinámicos utilizados en el diseño dinámico de las instalaciones petroleras de la Sonda de Campeche.

Las propiedades dinámicas presentadas corresponden a G y λ . Estas propiedades fueron obtenidas en ensayos de laboratorio con el empleo de la columna resonante, CR, y la cámara triaxial cíclica, CTXC;

los procedimientos de ensaye seguidos en estos equipos son los expuestos en la sección 2.3. Los especímenes ensayados en CR fueron sometidos a tres niveles de esfuerzo efectivo en la etapa de consolidación ($0.038 \text{ MPa} < \sigma'_{c1} < 0.375 \text{ MPa}$, $0.076 \text{ MPa} < \sigma'_{c2} < 0.513 \text{ MPa}$, $0.153 \text{ MPa} < \sigma'_{c3} < 0.650 \text{ MPa}$) y posteriormente probados después de cada una de las etapas de consolidación; mientras que las muestras ensayadas en CTXC sólo manejaron un nivel de esfuerzo efectivo, σ'_{c1} , en la etapa de consolidación.

Para σ'_{c1} fueron labradas 18 probetas para ser ensayadas en CR y otras 18 de características similares para ensayos en CTXC, esto permitió obtener gráficas que brindan el comportamiento de G y λ en un amplio rango de deformación angular ($10^{-5} \% < \gamma < 10 \%$), adicionalmente fueron probadas tres probetas en CR. Para los esfuerzos σ'_{c2} y σ'_{c3} manejados en CR, fueron labradas 21 y 27 probetas de suelo respectivamente.

En los ensayos realizados en columna resonante, las probetas de suelo no fueron llevadas a degradaciones mayores del 20 % de G con objeto de garantizar una alteración mínima de la microestructura de la misma y poder reconsolidarla a un esfuerzo efectivo mayor. En el caso de los ensayos realizados en cámara triaxial cíclica, las probetas si fueron llevadas a la máxima degradación de G (figura 3.19). Como consecuencia de esto, se observará más adelante en las curvas $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$ (figuras 3.19 y 3.28), una interrupción intermedia en el rango de deformaciones γ .

Los ensayos en CR correspondientes al tercer incremento de esfuerzo efectivo, σ'_{c3} , se caracterizan por realizar un barrido de frecuencias en condiciones iniciales (al terminar la consolidación) a las probetas de suelo después de ser aplicado cada uno de los barridos de frecuencias correspondientes a una amplitud mayor en la fuerza torsional.

La tabla del anexo 3 presenta los valores de las propiedades dinámicas obtenidas en laboratorio para las muestras obtenidas a diferentes profundidades en la zona de Ku-Maloob-Zaap; en esta tabla se presentan igualmente los valores de la relación de preconsolidación, OCR , la cual fue obtenida como

$$OCR = \frac{\sigma_v}{\sigma'_{c1,c2,c3}} \quad [3.7]$$

donde σ_v corresponde a la carga de preconsolidación y $\sigma'_{c1,c2,c3}$ es el esfuerzo efectivo de consolidación utilizado en cada prueba.

La carga de preconsolidación, σ_v , fue obtenida con el procedimiento sugerido por Casagrande (1936).

La mayoría de las muestras de suelo ensayadas corresponden a arcillas normalmente consolidadas, NC ($OCR = 1$), y la menor parte a arcillas ligeramente preconsolidadas, PC , con valores de OCR entre 1.01 y 1.97. Todas las muestras PC fueron ensayadas con el primer nivel de esfuerzos efectivos de consolidación, σ'_{c1} (anexo 3).

3.4.1. Módulo de rigidez al esfuerzo cortante

Investigaciones realizadas por diferentes autores (Stokoe, Isenhowe y Hsu, 1980; Seed *et al.*, 1986; Dobry y Vucetic, 1987; Kagawa, 1992 y Romo y Ovando, 1995), han demostrado que el módulo G disminuye mientras que la relación λ aumenta conforme se incrementa los niveles de deformación angular en el material. Estos comportamientos se corroboran una vez más en el estudio aquí presente.

En esta sección se presentan tanto los resultados obtenidos en los ensayos de CR y CTXC, como el efecto que tienen sobre las propiedades dinámicas, la magnitud del esfuerzo efectivo empleado en la etapa de consolidación, la amplitud de la deformación angular y el índice de plasticidad.

Efecto de la amplitud de la deformación angular sobre el módulo de rigidez al esfuerzo cortante

Las figuras 3.19 a 3.21, presentan el comportamiento de G obtenido en laboratorio para los diferentes niveles de esfuerzo efectivo de consolidación, σ'_c (anexo 3). En estas figuras se observa que el decremento de G para el rango de deformaciones γ de 10^{-5} % a 10^{-4} %, es casi nulo, iniciándose una disminución más notoria de éste a medida que aumenta la amplitud de γ . En el caso de la figura 3.19, el decremento de G alcanza valores muy cercanos a cero; en las figuras 3.20 y 3.21, se presenta la variación de G sólo para el rango de deformaciones angulares de 10^{-5} % a 10^{-2} %, en estas gráficas se puede observar el inicio de la disminución de G , lo cual implica que los resultados obtenidos de los ensayos de CR sirven para obtener el valor máximo de G , pero no para conocer la degradación total del módulo.

Las figuras 3.19 b, 3.20 b y 3.21 b muestran los valores de G normalizado respecto a su valor máximo; en ellas se puede observar que el umbral de deformación para el material estudiado se encuentra cerca al valor de $\gamma = 10^{-4}$ %, valores de $G/G_{m\acute{a}x}$ correspondientes a deformaciones angulares mayores, empiezan a ser menores.

Efecto del esfuerzo efectivo de consolidación sobre el módulo de rigidez al esfuerzo cortante

En las figuras 3.19 a, 3.20 a y 3.21 a, se presenta el efecto de σ'_c mediante una fecha, la cual indica que la rigidez dinámica de la muestra de suelo aumenta al incrementarse la magnitud de σ'_c . El máximo aumento de G fue registrado en la muestra 6.1 con un porcentaje de aumento de 110 %, correspondiente a valores de σ'_c de 0.098 MPa y 0.391 MPa. En el caso de la relación $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ (figuras 3.19 b, 3.20 b y 3.21 b), el efecto de σ'_c sobre G no se evidencia tan bien como en las curvas $G - \gamma$. Este efecto se muestra a detalle en la figura 3.22, la cual presenta la relación $G - \gamma$, para pequeñas deformaciones, respecto a σ'_c , para la muestra 5.2.

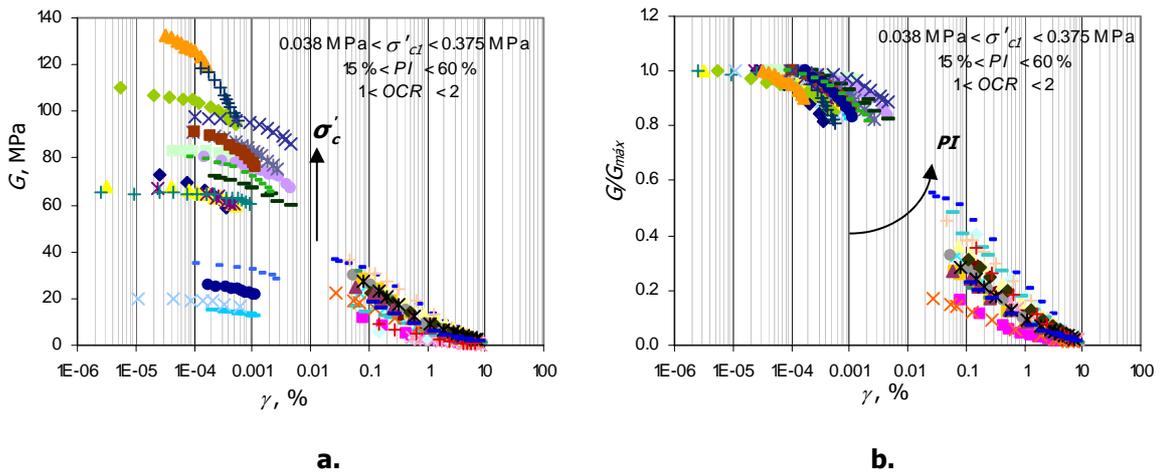


Figura 3.19. Módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , para el primer esfuerzo efectivo, σ'_{c1} .

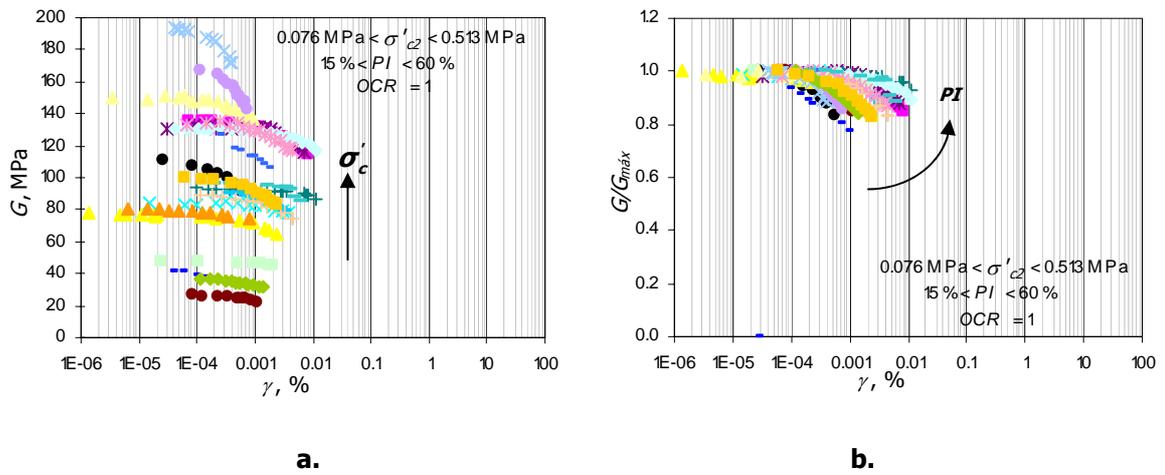


Figura 3.20. Módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , para el segundo esfuerzo efectivo, σ'_{c2} .

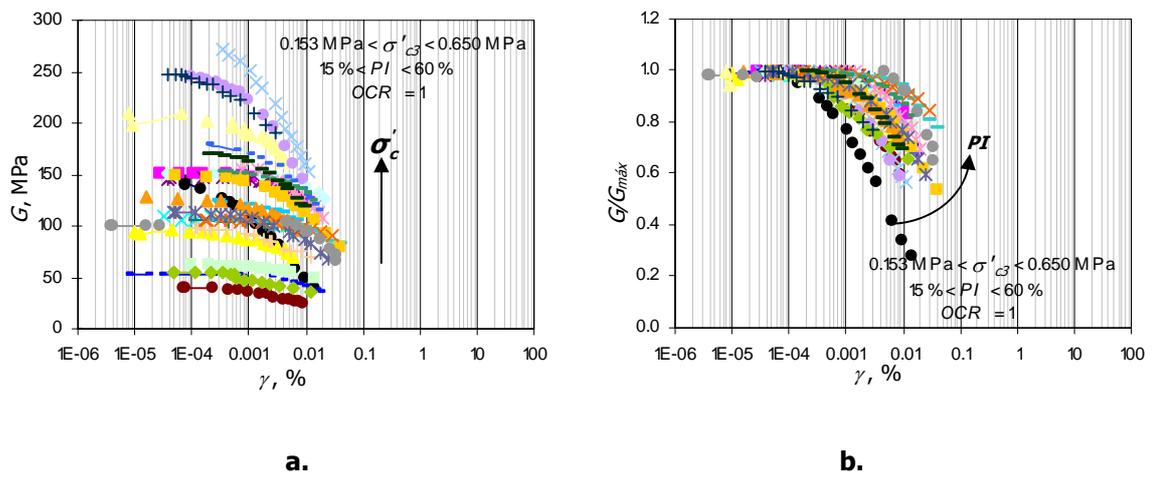


Figura 3.21. Módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , para el tercer esfuerzo efectivo, σ'_{c3} .

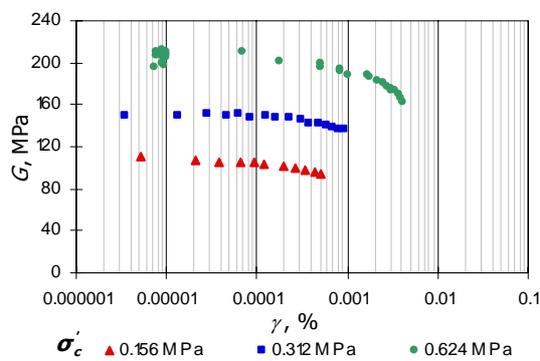


Figura 3.22. Efecto de σ'_c en G . Muestra 5.2.

En la figura anterior se muestra que para un mismo valor de γ , existe una tendencia del módulo de rigidez al esfuerzo cortante máximo, $G_{m\acute{a}x}$ a aumentar a medida que se incrementa la magnitud de σ'_c .

Efecto del índice de plasticidad sobre el módulo de rigidez al esfuerzo cortante

Diversos autores (Sun y Seed, 1988; Romo, 1990 y Vucetic y Dobry, 1991) han señalado que las curvas $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, dependen principalmente del índice de plasticidad del suelo. En este estudio, se observa que las curvas de las figuras 3.19 b, 3.20 b y 3.21 b, al incrementarse PI , se desplazan hacia la derecha, lo cual indica que el intervalo de comportamiento cuasielástico aumenta. También se observa que a partir del umbral de deformaciones (aproximadamente 10^{-4} %), para una misma deformación γ , los valores de $G/G_{m\acute{a}x}$ tienden a incrementarse cuando PI aumenta; este efecto es el mismo respecto a σ'_c .

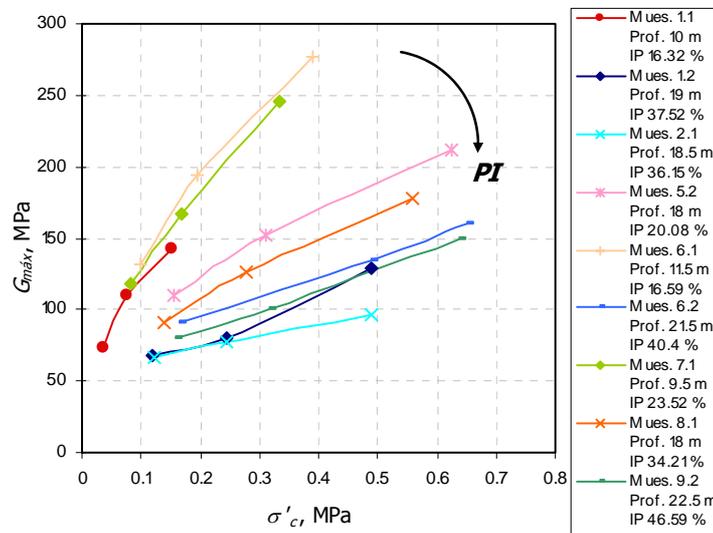


Figura 3.23. Efecto del σ'_c y del PI sobre $G_{m\acute{a}x}$.

Para el valor máximo del módulo G , el efecto de σ'_c y de PI , se presenta en la figura 3.23. Esta figura muestra cómo al aumentar σ'_c y disminuir PI , la rigidez máxima del suelo aumenta. Igualmente se observa que $G_{m\acute{a}x}$ tiene una relación prácticamente lineal con σ'_c , exhibiendo una mínima dispersión. Estos resultados son semejantes a los obtenidos por Romo (1990; 1995) para la arcilla de la ciudad de México y Romo y Ovando (1995), para el sitio Taratunich en la Sonda de Campeche.

La variación de $G_{m\acute{a}x}$ respecto a PI para cada nivel de σ'_c , se presenta en la figura 3.24. En esta figura se puede observar nuevamente la dependencia de $G_{m\acute{a}x}$ respecto a PI como a σ'_c .

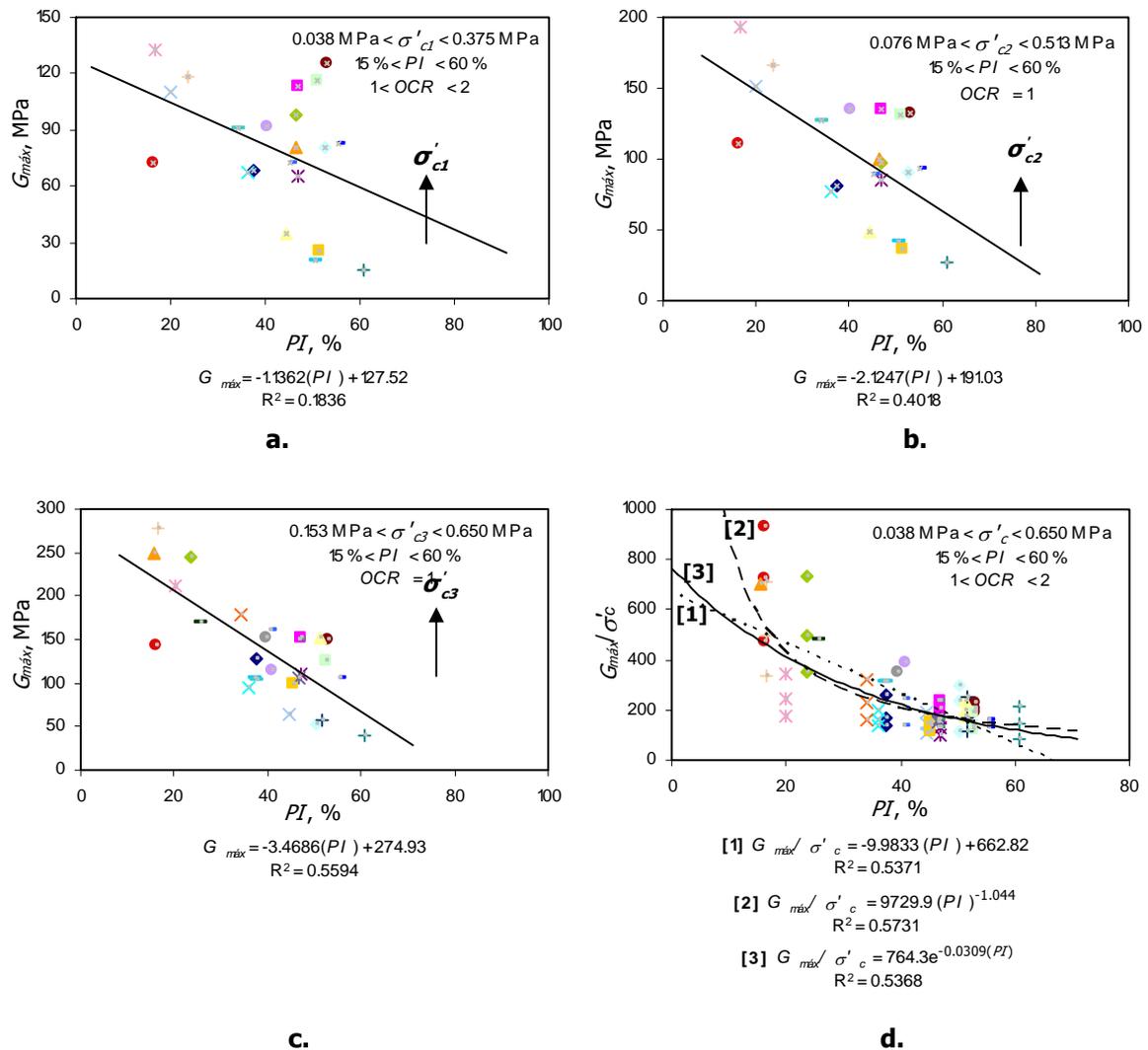


Figura 3.24. Variación del módulo de rigidez máximo, $G_{m\acute{a}x}$ con el índice de plasticidad, PI .

En la figura 3.24 se percibe que $G_{m\acute{a}x}$ decrece a medida que aumenta PI y crece conforme se incrementa el σ'_c . En las figuras 3.24 a, 3.24 b y 3.24 c se distingue que a medida que se aumenta el nivel de σ'_c , se define más la tendencia lineal entre $G_{m\acute{a}x}$ y PI , lo cual se corrobora con el valor del coeficiente de correlación, R^2 , tendiente a uno a medida que se incrementa σ'_c para cada una de las líneas indicadas en estas figuras. La figura 3.24 d, presenta el valor de $G_{m\acute{a}x}$ normalizado respecto al valor máximo de σ'_c empleado en cada una de las muestras ensayadas; esta figura también presenta tres tipos de correlación entre los datos ([1] lineal, [2] potencial y [3] exponencial) los cuales presentan un valor similar de coeficiente de correlación y por tanto no se percibe una tendencia definitiva de los datos.

La figura 3.25 muestra la relación $G - \gamma_r$ para los ensayos realizados en CR con σ'_{c3} ($0.153 \text{ MPa} < \sigma'_{c3} < 0.650 \text{ MPa}$) incluyendo los resultados de la aplicación de barridos de frecuencias en condiciones iniciales a las probetas, después de ser aplicado cada uno de los barridos de frecuencias correspondientes a amplitudes mayores en la fuerza torsional. La figura 3.25 a, presenta la capacidad del suelo para obtener aproximadamente la misma rigidez máxima después de ser sometido

a vibraciones con amplitudes de deformación entre 10^{-4} % y 10^{-3} %, para amplitudes de deformación γ mayores a 10^{-3} % el suelo experimenta una pérdida en su resistencia máxima debido al grado de degradación que ha sufrido la estructura del suelo. Este comportamiento es más notorio para muestras con $G_{m\acute{a}x}$ superior a 150 MPa, en las cuales la degradación de G es mayor para un mismo rango de γ .

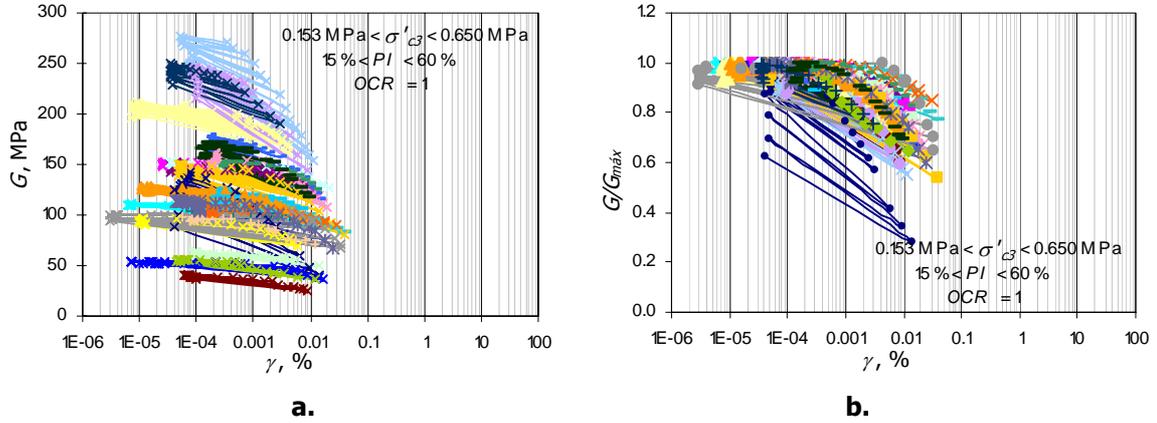


Figura 3.25. M3dulo de rigidez al esfuerzo cortante para el tercer esfuerzo efectivo, σ'_{c3} .

Tabla 3.1. Porcentaje de p3rdida en el valor del m3dulo de rigidez al esfuerzo cortante.

N3o Sondeo	Nombre Sondeo	N3o Muestra	Nombre Muestra	Prof. (m)	Equipo	σ'_{c3} (MPa)	$G_{m\acute{a}x}$ inicial (MPa)	$G_{m\acute{a}x}$ final (MPa)	% perdido $G_{m\acute{a}x}$
1	PB-KM-1	1.1	P11Q1	10.0	CR	0.153	139.40	88.42	36.57
		1.2	P19	19.0	CR	0.490	127.80	123.90	3.05
		1.3	P34	55.0	CR	0.650	151.50	147.40	2.71
2	HA-KM-1	2.1	P18	18.5	CR	0.489	95.36	90.80	4.78
		2.2	P25	33.0	CR	0.650	108.70	110.10	-1.29
		2.3	P34	56.0	CR	0.650	146.90	148.50	-1.09
3	HA-KS-1	3.1	P11	9.5	CR	0.187	40.52	37.23	8.12
		3.2	P26	34.0	CR	0.650	105.40	104.20	1.14
		3.3	P35	57.5	CR	0.340	106.20	101.40	4.52
4	PB-KS-1	4.1	P11Q2	10.0	CR	0.179	53.59	52.30	2.41
		4.2	P24	28.5	CR	0.650	123.90	117.30	5.33
		4.3	P35	59.5	CR	0.650	151.40	127.10	16.05
5	PP-MB-1	5.1	P01X	10.0	CR	0.332	63.15	60.00	4.99
		5.2	P19	18.0	CR	0.624	209.80	199.60	4.86
		5.3	P31	40.0	CR	0.294	113.70	104.30	8.27
6	PP-MA-1	6.1	P14	11.5	CR	0.391	277.40	244.70	11.79
		6.2	P22	21.5	CR	0.650	160.30	149.90	6.49
		6.3	P33	46.5	CR	0.327	100.70	93.81	6.84
7	PP-ZB-1	7.1	P11	9.5	CR	0.335	245.70	215.10	12.45
		7.2	P20	20.5	CR	0.650	97.26	97.63	-0.38
		7.3	P33	51.0	CR	0.356	247.60	229.20	7.43
8	PP-ZD-1	8.1	P17	18.0	CR	0.558	178.50	163.70	8.29
		8.2	P24	31.0	CR	0.650	105.90	104.60	1.23
		8.3	P35/3	62.0	CR	0.430	152.00	147.50	2.96
9	PP-KS-1	9.1	P11	10.0	CR	0.225	55.50	55.53	-0.05
		9.2	P20	22.5	CR	0.639	149.70	139.20	7.01
		9.3	P34	56.5	CR	3.56	170.90	156.60	8.37

La figura 3.25 b, presenta los valores de G normalizado respecto a su valor máximo para diferentes magnitudes de γ . Esta gráfica no evidencia el efecto de recuperación o pérdida del valor máximo de G después de someter las muestras de suelo a amplitudes de deformación angular mayores a 10^{-4} %, por lo que no es posible obtener conclusiones pertinentes acerca del comportamiento de G , debido a la variación en la etapa de ensaye.

El porcentaje de pérdida en el valor de $G_{m\acute{a}x}$ al regresar a la deformación inicial después de ser sometida la muestra de suelo a un número promedio de 13 barridos de frecuencias alcanzó el 16%. En la tabla 3.1 se presentan los porcentajes de pérdida de G para cada una de las muestras.

Perfil del módulo de rigidez al esfuerzo cortante máximo, $G_{m\acute{a}x}$

La variación de los valores de $G_{m\acute{a}x}$ obtenidos en laboratorio respecto a la profundidad de extracción de las muestras, se puede observar en la figura 3.26, la cual presenta el perfil respectivo para cada uno de los niveles de esfuerzo efectivo de consolidación empleado.

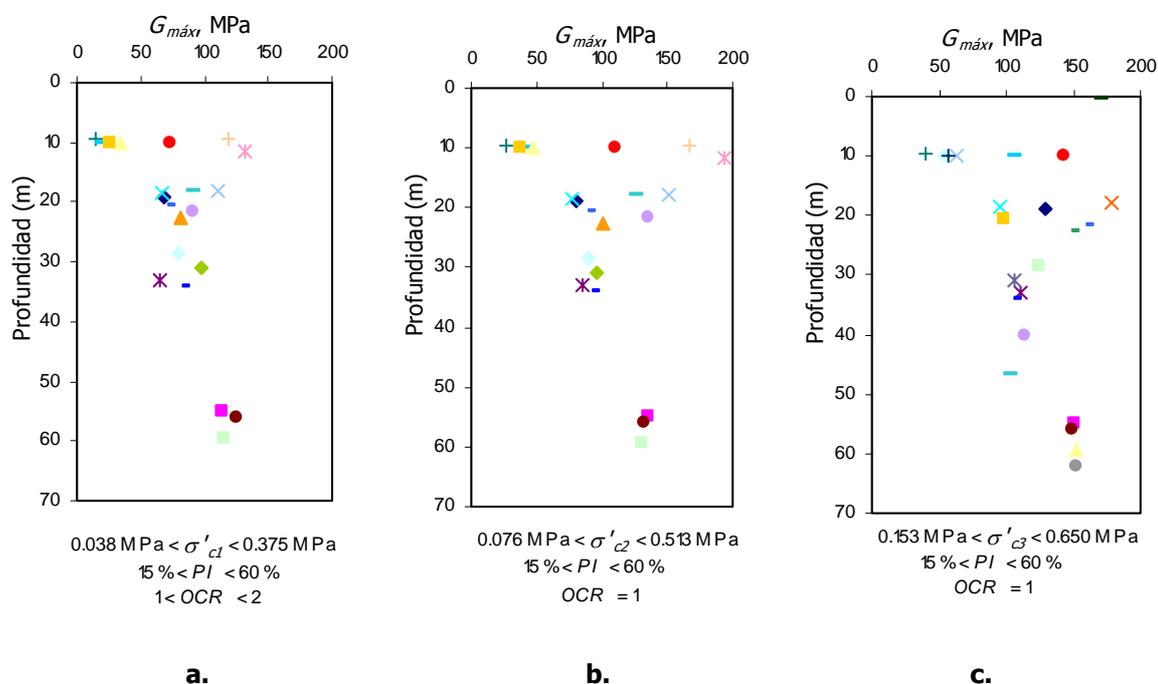


Figura 3.26. Variación de $G_{m\acute{a}x}$ respecto a la profundidad.

El comportamiento general presentado en la figura 3.26, indica la existencia de una fuerte variación en el valor de $G_{m\acute{a}x}$ para profundidades entre 0 m y 20 m, lo cual corresponde, según la estratigrafía típica de la zona (figura 3.7) a una capa de arcilla de consistencia blanda a muy blanda con fragmentos de concha. Para profundidades mayores, $G_{m\acute{a}x}$ presenta una tendencia a aumentar su valor conforme aumenta la profundidad, lo cual indica un aumento de la rigidez del suelo con la profundidad y por ende con su nivel de esfuerzo efectivo, observándose así valores de $G_{m\acute{a}x}$ más altos conforme aumenta el nivel de σ'_c .

Correlación entre el módulo de rigidez al esfuerzo cortante normalizado y el índice de plasticidad

En 1991, Vucetic y Dobry desarrollaron una familia de curvas para la relación $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ correspondiente a suelos normalmente consolidados y preconsolidados ($1 < OCR < 15$) con diferentes magnitudes de PI ($0 \% < PI < 200 \%$). Esta familia de curvas se presenta en la figura 3.27, en la cual se observa cómo las diferentes relaciones $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, se mueven hacia la derecha conforme aumenta

PI. Aparte de esta familia de curvas, se presenta las relaciones $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, correspondientes a las muestras de suelo obtenidas de la zona de Ku-Maloob-Zaap, las cuales presentan una tendencia similar a la familia de curvas mostrada, pero no se encuentran dentro de los intervalos de *PI* definidos por Vucetic y Dobry.

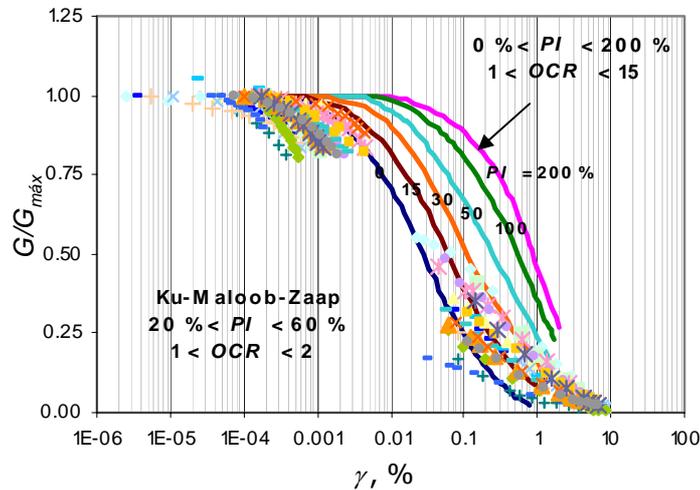


Figura 3.27. Familia de curvas $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ definida por Vucetic y Dobry (1991).

4.3.2. Relación de amortiguamiento

La relación de amortiguamiento, λ , es la propiedad que proporciona una medida de la capacidad de disipación de la energía del suelo bajo carga dinámica. En una masa de suelo al presentarse mayor deformación, sin alcanzar la falla, se aumentará λ . La relación λ se calcula a partir del área dentro del ciclo de histéresis, como se mencionó en el inciso 2.3.2.

Las figuras 3.28 a 3.30, muestran el comportamiento de λ obtenido en laboratorio para los diferentes niveles de σ'_{cl} . En estas figuras se observa el aumento de λ respecto a la deformación angular inducida. Para el rango de deformaciones de 10^{-5} % a 10^{-2} % se presenta poca variación en λ , para deformaciones mayores a este rango, la variación en λ empieza a hacerse notable.

La figura 3.28 presenta los resultados de 18 pruebas realizadas tanto en columna resonante como en cámara triaxial cíclica; gracias a esto, es posible observar la continuidad en las curvas. Estas pruebas solo fueron llevadas a cabo para las probetas consolidadas al primer incremento de esfuerzo efectivo, σ'_{cl} . La obtención de la totalidad de la curva $\lambda - \gamma$, permite que estos datos sean empleados más adelante en la aplicación del modelo tipo Masing.

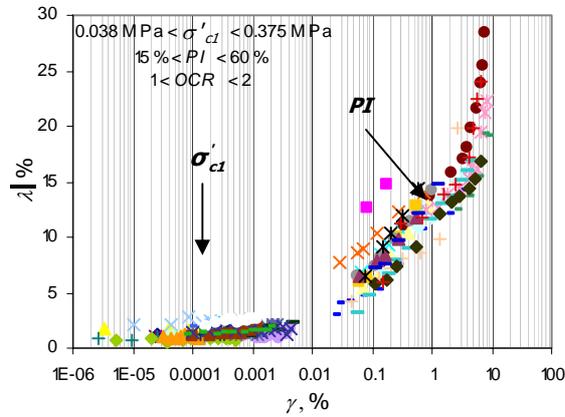


Figura 3.28. Relación de amortiguamiento, λ , para el primer nivel esfuerzo efectivo, σ'_{c1} .

En la anterior figura se aprecia un gran incremento en λ para grandes deformaciones γ ($\gamma > 10^{-2}$ %), alcanzando valores máximos aproximadamente iguales a 25 %. Igualmente, en las figuras 3.29 y 3.30 se observa el efecto de PI y de σ'_c sobre las curvas, en las cuales el valor de λ , tiende a disminuir a medida que aumenta PI , lo que representa una disminución de la capacidad del suelo para disipar energía; también se observa que λ no presenta gran variación con respecto a los valores de σ'_c .

Analizando el comportamiento de λ para el rango de pequeñas deformaciones mostrado en las figuras 3.28 a 3.30, se puede ver que λ presenta una pequeña variación a medida que aumenta γ , tomando valores aproximadamente entre 0.3 % y 4 %.

El efecto sobre λ de σ'_c , no es notable, por lo que se deduce que para pequeñas γ , el aumentar o disminuir el valor de σ'_c no altera el comportamiento de λ , ya que ésta permanece casi constante.

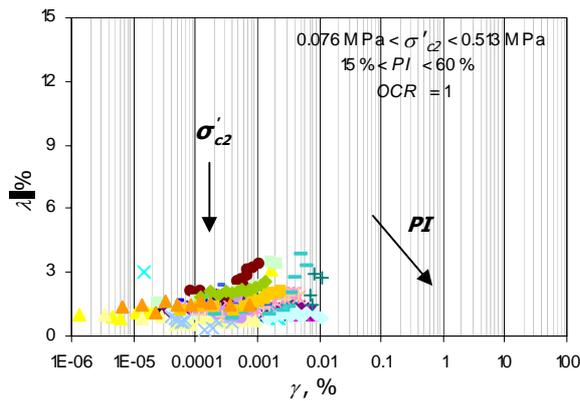


Figura 3.29. Relación de amortiguamiento, λ , para el segundo esfuerzo efectivo, σ'_{c2} .

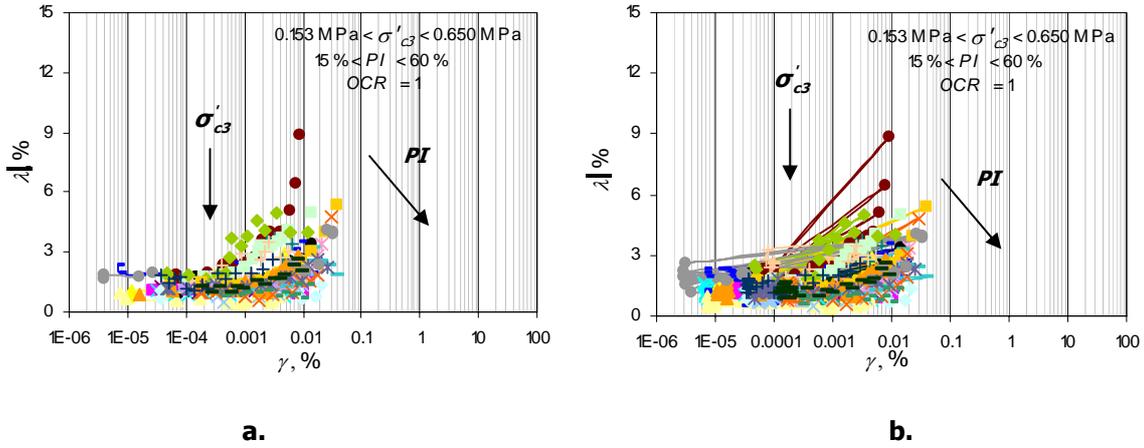


Figura 3.30. Relación de amortiguamiento, λ , para el tercer esfuerzo efectivo, σ'_{c3} .

El efecto de PI , sobre las curvas $\lambda - \gamma$, se hace más notable a medida que aumenta γ , por lo que la máxima variación de los valores de λ dentro del rango de pequeñas deformaciones, observados en las figuras 3.28 a 3.30, ocurre entre 10^{-3} % y 10^{-2} %. De esta pequeña variación se confirma que λ disminuye a medida que aumenta PI .

Los resultados presentados en la figura 3.30 b no permiten obtener conclusiones pertinentes acerca del comportamiento de λ , debido a la variación en la etapa de ensaye, ya que los datos sólo hacen referencia a valores de λ para el rango de pequeñas deformaciones, donde el comportamiento tiende a ser lineal, sin cambios notables.

Correlación entre la relación de amortiguamiento y el índice de plasticidad

En 1991, Vucetic y Dobry desarrollaron una familia de curvas para la relación $\lambda - \gamma$ correspondiente a suelos normalmente consolidados y preconsolidados ($1 < OCR < 8$) con diferentes magnitudes de PI ($0 \% < PI < 200 \%$). Esta familia de curvas se presenta en la figura 3.31, en la cual se observa cómo las diferentes relaciones $\lambda - \gamma$, se mueven hacia valores menores de λ conforme aumenta PI .

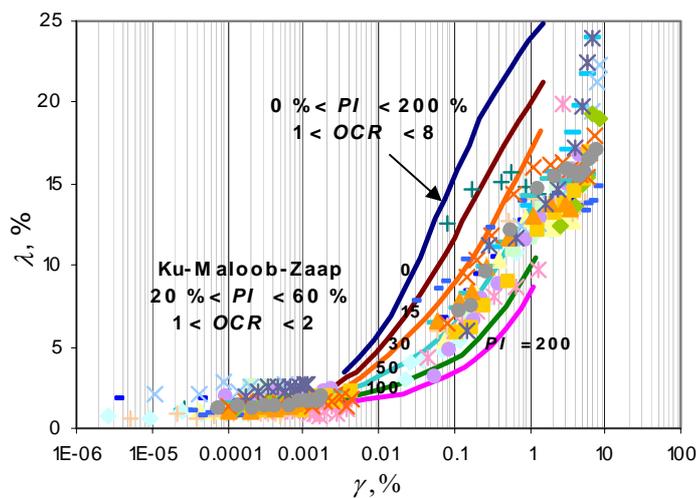


Figura 3.31. Familia de curvas $\lambda - \gamma$ definida por Vucetic y Dobry (1991).

La figura anterior, además de contener la familia de curvas (Vucetic y Dobry, 1991), presenta las relaciones $\lambda - \gamma$, correspondientes a las muestras de suelo obtenidas de la zona de Ku-Maloob-Zaap, las cuales presentan un comportamiento similar a la familia de curvas, con posiciones muy cercanas a las correspondientes para los intervalos de PI definidos por Vucetic y Dobry.

4. MODELO TIPO MASING, APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. MARCO DE REFERENCIA

La mayoría de los modelos propuestos hasta ahora para reproducir el comportamiento dinámico de los suelos resultan de la interpretación de los datos obtenidos de pruebas de laboratorio, como la prueba de columna resonante, corte directo cíclico y cámara triaxial cíclica. Una clasificación de tipos de modelos conforme al comportamiento de suelos y métodos de análisis de respuesta ha sido elaborada por Ishihara (1996), la cual se presenta en la figura 4.1.

Uno de los aspectos más importantes en el análisis de respuesta sísmica de cualquier depósito de suelo basado en la teoría de la propagación de ondas, es el de representar al suelo mediante un modelo que relacione los esfuerzos cortantes con las deformaciones cortantes. Por esto, el modelado del comportamiento del suelo bajo condiciones de carga dinámica debe realizarse de tal manera que el modelo incluya las características de deformación en el intervalo de deformación considerado. La modelación de las propiedades dinámicas del suelo, debe considerar el comportamiento elástico para el rango de pequeñas deformaciones y posteriormente el comportamiento elasto-plástico para el rango de grandes deformaciones.

La manera en que G y λ cambian con el número de ciclos, depende del esfuerzo efectivo de confinamiento durante la aplicación de los esfuerzos cortantes. Para establecer la ley que define la forma en la cual actúa el esfuerzo efectivo de confinamiento, se requiere tener una ley constitutiva que defina la relación esfuerzo-deformación en cada etapa de carga, descarga y recarga. Uno de los modelos más utilizados para este propósito es el de *Masing* (Masing, 1926), el cual se utiliza principalmente para modelar el comportamiento de las arcillas, objeto de este estudio.

Deformación cortante	10E-6	10E-5	10E-4	10E-3	10E-2	10E-1
	Def. pequeñas	Def. intermedias		Def. grandes	Falla	
Elástico						
Elásto-plástico						
Falla						
Efecto de carga repetida						
Velocidad de aplicación						
Modelo	Elástico Lineal		Visco Elástico		Elástico Plástico	
Método de respuesta	Lineal		Lineal Equivalente		Integración paso a paso	

(Nota: deformación cortante en decimales)

Figura 4.1. Modelos de comportamiento y análisis de respuesta de suelos (Ishihara, 1996).

4.1.1. Regla de Masing

Cuando la amplitud de la deformación angular es pequeña (*e.g.*, menor que 10^{-4} %), 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 la carga cíclica. Sin embargo, cuando el nivel de deformación angular es suficientemente grande, produce un ciclo de histéresis no lineal en la relación cíclica esfuerzo-deformación.

Cuando un esfuerzo cíclico relativamente grande se aplica al suelo, la curva esfuerzo-deformación forma un ciclo de histéresis cerrado (figura 4.2 a). Inicialmente la carga es incrementada hasta un nivel *a* y después se aplica un ciclo de descarga (trayectoria *abcd*) y recarga (trayectoria *defa*), el cambio de descarga a recarga ocurre en el punto *d*, localizado en el extremo opuesto del ciclo con respecto al punto de inicio de descarga *a*. En la curva esfuerzo-deformación, se hace referencia a dos tipos de curvas: una asociada con la carga monotónica llamada *curva esqueleto* (trayectoria *doa*) y otra conformando un *ciclo de histéresis* (trayectoria *abcdef*). Si el valor del esfuerzo en la curva de histéresis se resta al valor del esfuerzo en la curva esqueleto, se obtienen dos curvas separadas como se indica en la figura 4.2 b. 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 4.2 b indican 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.

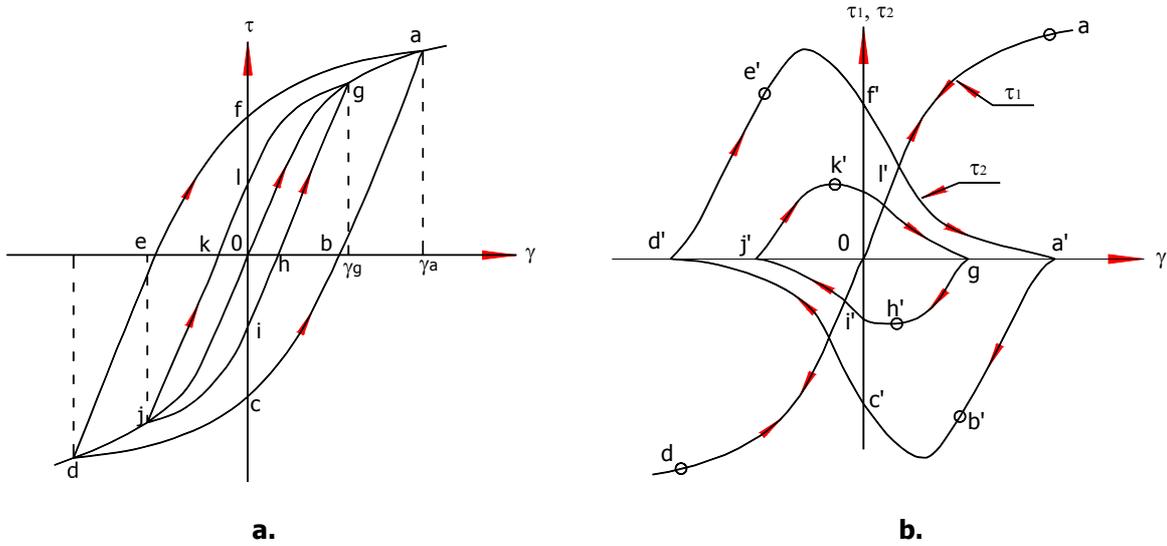


Figura 4.2. Descomposición de la curva de histéresis no lineal en la componente elástica y disipación de energía (Ishihara, 1996).

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 (figura 4.3).

$$\tau = f(\gamma) \quad [4.1]$$

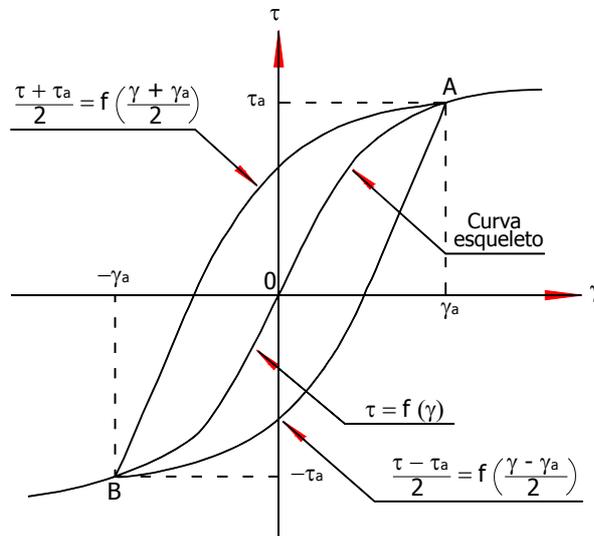


Figura 4.3. Regla de Masing (Ishihara, 1996).

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

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right) \quad [4.2]$$

La rama de descarga en la curva esfuerzo-deformación definida por la ecuación [4.2], implica que la mitad del ciclo de histéresis se obtiene duplicando la curva esqueleto y trasladando su punto final al punto inicial de descarga. Se puede mostrar que la curva de descarga pasa por el punto B, el cual está localizado simétricamente opuesto 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 es obtenido con

$$\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma + \gamma_a}{2}\right) \quad [4.3]$$

Se puede observar que la mitad del ciclo de histéresis se obtiene multiplicando por dos la curva esqueleto y trasladando su extremo al punto inicial de recarga B, como se ilustra en la figura 4.3. El tramo de recarga definido por la ecuación [4.3] intercepta la curva esqueleto en el punto A que es el punto inicial de inversión de esfuerzos. De esta manera el par de curvas definidas por las ecuaciones [4.2] y [4.3] 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 [4.2] y [4.3] usando la curva esqueleto es conocido como la *regla de Masing*.

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 G y λ . 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 esqueleto (figura 4.4). Así, G es determinado por

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} = \frac{f(\gamma_a)}{\gamma_a} \quad [4.4]$$

donde τ_a es la amplitud del esfuerzo cortante y γ_a es la deformación angular.

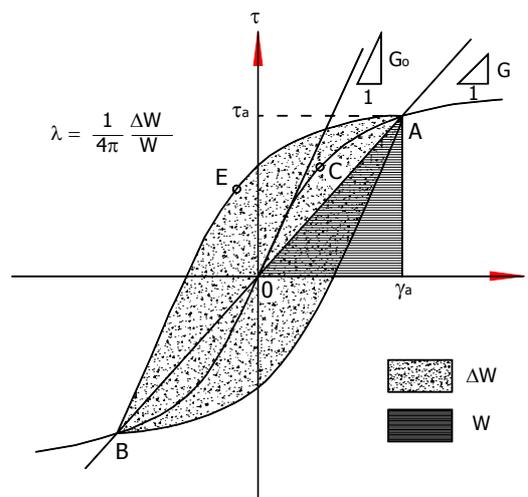


Figura 4.4. Definición de energía almacenada y disipada (Ishihara, 1996).

De igual manera que en un modelo visco-elástico, la energía de disipación por ciclo es representada por el área dentro del ciclo de histéresis ΔW . Por analogía, λ es definida como

$$\lambda = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{W}{\Delta W} \quad [4.5]$$

donde W es la máxima energía almacenada.

Para el caso no lineal, existen varias maneras de definir la energía almacenada, la más sencilla es asumirla igual al área del triángulo definido por $OA\gamma_a$ (figura 4.4). Por tanto, la energía almacenada es expresada como

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot f(\gamma_a) \quad [4.6]$$

De acuerdo a la *regla de Masing*, el ciclo de histéresis (ecuaciones [4.2] y [4.3]) es obtenido multiplicando la curva esqueleto por dos en ambas direcciones, τ y γ . Por lo tanto, la sección de media luna ABE (figura 4.4), tiene la misma forma que la porción de media luna AOC y el área ABE es cuatro veces el área AOC. Considerando esto, la energía perdida por ciclo ΔW a una amplitud de deformación γ_a es calculada como

$$\Delta W = 8 \left[\int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma - W \right] \quad [4.7]$$

Sustituyendo las ecuaciones [4.6] y [4.7] en [4.5], la relación de amortiguamiento se obtiene como

$$\lambda = \frac{2}{2\pi} \cdot \left[\frac{2 \cdot \int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma}{\gamma_a \cdot f(\gamma_a)} - 1 \right] \quad [4.8]$$

El módulo G dado por la expresión [4.4] y la relación λ por la ecuación [4.8] son los parámetros más importantes que representan las características de deformación no lineal del suelo. Cabe anotar que ambos parámetros están expresados en función de la amplitud de deformación angular, γ_a , ya que la derivación de las fórmulas está basada en la ecuación de la curva esqueleto, ecuación [4.1].

4.2. MODELO TIPO MASING

El modelo tipo Masing (Romo, 1990; Romo, 1995) es el modelo empleado en este trabajo para modelar las relaciones no lineales del módulo G y la relación λ respecto a la deformación γ .

Este modelo se basa en las siguientes hipótesis:

- 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.
- La no linealidad del material es de naturaleza plástica, es decir, la rigidez del suelo regresa a su valor máximo cada vez que la carga cambia de sentido.
- El amortiguamiento es de tipo histerético.

En 1999, después de haberse propuesto la expresión [2.15] (Romo, 1990; Romo, 1995), fueron establecidas (Flores *et al.*) ciertas condiciones de frontera para los valores de G , que permitieron transformar la ecuación [2.15] por la siguiente expresión, la cual reproduce con buena aproximación los datos experimentales.

$$G = [G_{mín} - G_{máx}] \cdot H(\gamma) + G_{máx} \quad [4.9]$$

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}} \right]^A \quad [4.10]$$

donde γ_r corresponde a una deformación de referencia y A y B son parámetros del suelo.

Las condiciones de frontera establecidas, son:

- Para deformaciones γ que tienden a infinito; $H(\gamma)$ tiende a uno y el valor del módulo G tiende a $G_{mín}$.
- Para deformaciones γ que tienden a cero; $H(\gamma)$ tiende a cero y el valor del módulo G tiende a $G_{máx}$.

El valor de $G_{máx}$ es determinado como el valor máximo obtenido para deformaciones $\gamma < 10^{-4}$ %. Mientras que el valor del módulo de rigidez al esfuerzo cortante mínimo, $G_{mín}$, es definido como el valor mínimo obtenido para deformaciones $\gamma > 10^{-2}$ %.

Los valores de A y B , definen la geometría de la curva de degradación de G . Estos parámetros dependen del índice de plasticidad del suelo estudiado.

Según la literatura (Romo, 1995), los valores de los parámetros, γ_r , A y B , para las arcillas de la ciudad de México, varían como se indica en las figuras 4.5 a 4.7.

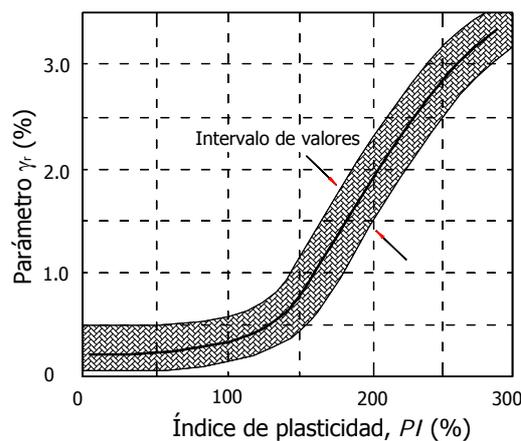


Figura 4.5. Efecto de PI , en el parámetro γ_r , (Romo, 1995).

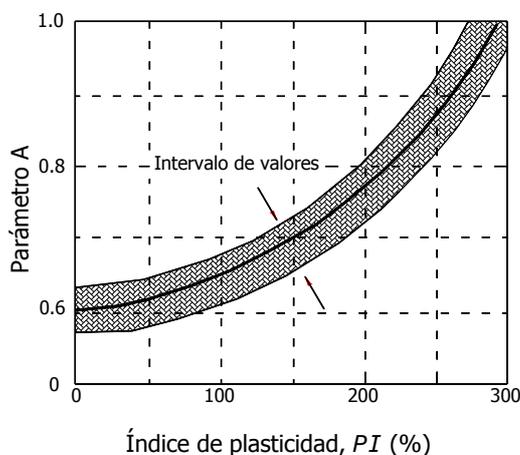


Figura 4.6. Efecto de PI , en el parámetro A (Romo, 1995)

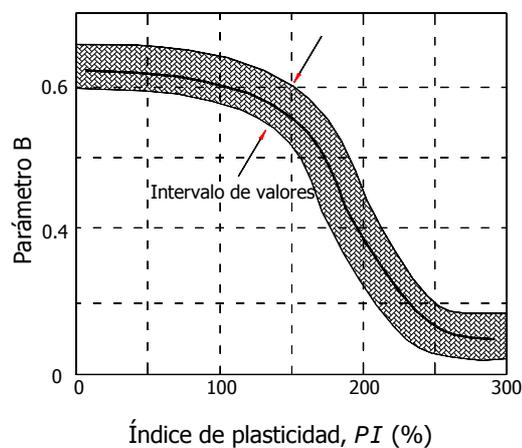


Figura 4.7. Efecto de PI , en el parámetro B (Romo, 1995)

Una vez obtenidos los valores de $G_{máx}$, $G_{mín}$, γ_r , A y B , es posible obtener los valores de G para cualquier deformación angular.

Para obtener la relación no lineal $\lambda - \gamma$, los valores de λ se calculan empleando la siguiente expresión, propuesta por Romo en 1995 (ecuación [2.17]).

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

Esta ecuación fue obtenida considerando las condiciones de frontera para los valores de λ ; las condiciones de frontera establecidas son:

- Para deformaciones γ tendientes a cero; $H(\gamma)$ tiende a cero y el valor de la relación λ tiende a $\lambda_{mín}$.
- Para deformaciones γ tendientes a infinito; $H(\gamma)$ tiende a uno y el valor de la relación λ tiende a $\lambda_{máx}$.

4.3. APLICACIÓN DEL MODELO TIPO MASING A LOS DATOS EXPERIMENTALES

El presente trabajo presenta la aplicación del modelo tipo Masing a los datos experimentales, obtenidos de 18 ensayos llevados a cabo en columna resonante y cámara triaxial cíclica con probetas de arcillas marinas extraídas del complejo petrolero de Ku-Maloob-Zaap ubicado en la Sonda de Campeche. El modelo tipo Masing fue descrito a detalle en la sección anterior.

La aplicación del modelo permite obtener nuevos resultados de G y λ , siendo posible iniciar un proceso de iteración, hasta que las propiedades dinámicas son ajustadas, concluyendo el análisis hasta llegar a una buena compatibilidad entre las propiedades calculadas y experimentales con respecto a la deformación angular.

Determinación de $G_{máx}$, $G_{mín}$, $\lambda_{máx}$, $\lambda_{mín}$

Los valores $G_{máx}$ y $\lambda_{mín}$ fueron definidos como el valor máximo y mínimo respectivamente, obtenidos en el rango de comportamiento lineal del material estudiado ($\gamma < 10^{-4}$ %), o sea valores obtenidos de resultados de ensayos en CR; mientras que los valores $G_{mín}$ y $\lambda_{máx}$ corresponden a los valores mínimo y máximo, respectivamente, alcanzados por el suelo después de haber sufrido más del 80 % de su degradación, o sea valores correspondientes a deformaciones mayores a 10^{-2} %, los cuales fueron obtenidos de resultados de ensayos en CTXC.

Determinación de los parámetros γ_r , A y B

Los valores obtenidos de los distintos parámetros son primordiales para la aplicación del modelo tipo Masing, ya que son éstos quienes dan la forma particular a cada una de las curvas de comportamiento de los parámetros dinámicos. El parámetro γ_r , define el punto de inflexión de la curva $G/G_{máx} - \gamma$ (anexo 4) y por ende el de las relaciones no lineales $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$; A , es el parámetro encargado de equilibrar la parte cóncava y convexa de las mismas curvas y B permite ampliar o disminuir el rango de deformaciones angulares intermedio, correspondiente al comportamiento no lineal de G y λ respecto a γ .

De la relación $G/G_{máx} - \gamma_r$, para cada una de las pruebas realizada en CR y CTXC, se obtuvo el valor del parámetro γ_r , igual al valor de la deformación angular correspondiente a una degradación del 50 % de $G/G_{máx}$ (figura 4.8). Los respectivos valores de γ_r para cada muestra se hallan en la tabla 4.1. Este parámetro presenta cierta dependencia del valor de σ'_c , ya que a mayor valor, mayor es el valor del parámetro γ_r (figura 4.9).

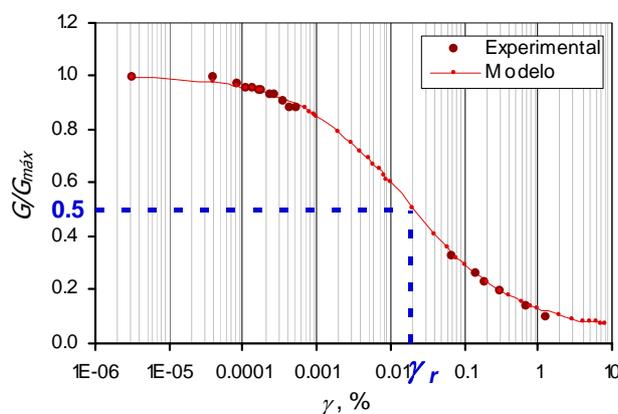


Figura 4.8. Obtención del parámetro γ_r .

Una vez obtenidos los valores de referencia $G_{máx}$, $G_{mín}$ y γ_r , se aplicó el modelo tipo Masing y se hallaron los valores correspondientes de los parámetros A y B para cada prueba, con estos valores se calculó nuevamente el valor de la función $H(\gamma)$ correspondiente a cada muestra, empleando el respectivo valor de γ_r . Una vez obtenidos los valores de todos los parámetros necesarios por el modelo para su aplicación, se procedió a calcular las propiedades dinámicas con las ecuaciones señaladas por el modelo (sección 4.2).

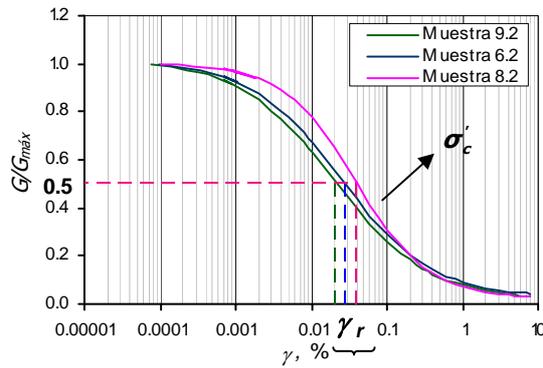
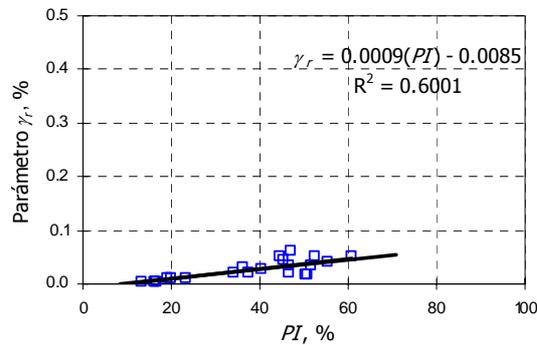
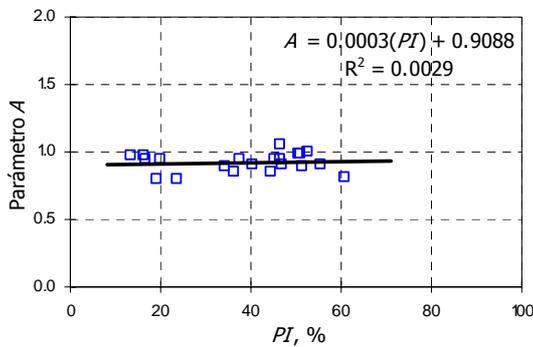


Figura 4.9. Efecto de σ'_c sobre el parámetro γ_r .

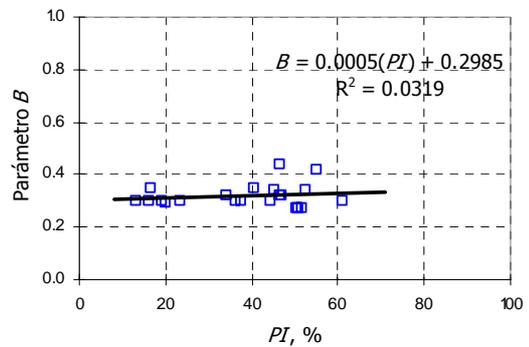
La variación de los parámetros γ_r , A y B con respecto a PI (en el intervalo de valores correspondiente a las muestras ensayadas) se presenta en la figura 4.10, en esta figura se percibe la tendencia casi lineal de los parámetros A y B respecto a PI , mientras que γ_r , presenta una leve tendencia a aumentar conforme aumenta PI , lo cual indica que entre mayor sea PI , el punto de inflexión de las curvas $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$, corresponderá a un γ mayor, esto permite resaltar la importancia tanto de PI como del parámetro γ_r en el estudio de las curvas $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$. Conviene notar, que el rango de valores de PI varía poco ($15\% < PI < 60\%$). Para intervalos más amplios la dependencia de los tres parámetros es mucho mayor (*i.e.*, figuras 4.5 a 4.7).



a.



b.



c.

Figura 4.10. Variación de los parámetros γ_r , A y B respecto al PI .

La dispersión presentada por los puntos experimentales de la figura 4.10 (R^2 bajo) es muy alta, por lo tanto es conveniente proponer franjas de comportamiento para cada parámetro y no tendencias lineales; esto será visto más adelante.

Tabla 4.1. Datos dinámicos y parámetros γ_r , A y B .

Datos generales				Datos dinámicos					Parámetros del modelo		
Nº Sondeo	Nº Muestra	Prof. (m)	Equipo	σ'_{cl} (MPa)	$G_{máx}$ (MPa)	$G_{mín}$ (MPa)	$\lambda_{máx}$ (%)	$\lambda_{mín}$ (%)	γ_r	A	B
1	1.1	10.0	CR	0.038	72.670			1.151	0.005	0.970	0.300
			TC	0.038		1.107	15.660				
	1.2	19.0	CR	0.120	68.160			1.429	0.019	0.950	0.300
			TC	0.120		3.361	14.441				
2	2.1	18.5	CR	0.122	66.930			1.013	0.029	0.850	0.300
			TC	0.122		1.113	28.456				
	2.2	33.0	CR	0.214	65.730			0.666	0.060	0.900	0.320
			TC	0.214		7.656	14.270				
3	3.1	9.5	CR	0.047	14.990			2.089	0.050	0.810	0.300
			TC	0.047		1.060	15.847				
	3.2	34.0	CR	0.212	83.010			1.034	0.040	0.900	0.420
			TC	0.212		5.921	13.223				
4	4.1	10.0	CR	0.045	20.120			2.010	0.017	0.980	0.270
			TC	0.045		0.369	22.364				
	4.2	28.5	CR	0.182	80.170			0.803	0.050	1.000	0.340
			TC	0.182		2.557	41.621				
5	5.1	10.0	CR	0.082	34.830			1.645	0.050	0.850	0.300
			TC	0.082		1.823	16.779				
	5.2	18.0	CR	0.156	110.300			0.531	0.010	0.950	0.290
			TC	0.156		3.629	14.262				
6	6.1	11.5	CR	0.098	132.300			0.798	0.005	0.950	0.350
			TC	0.098		1.555	14.784				
	6.2	21.5	CR	0.164	91.450			1.191	0.026	0.900	0.350
			TC	0.164		2.593	15.640				
7	7.1	9.5	CR	0.084	118.700			1.173	0.010	0.800	0.300
			TC	0.084		0.847	19.259				
	7.2	20.5	CR	0.171	71.980			1.048	0.043	0.950	0.340
			TC	0.171		2.518	16.883				
8	8.1	18.0	CR	0.140	90.730			1.050	0.020	0.890	0.320
			TC	0.140		3.613	13.832				
	8.2	31.0	CR	0.232	97.820			1.304	0.035	1.050	0.440
			TC	0.232		2.275	17.980				
9	9.1	10.0	CR	0.056	25.760			1.939	0.035	0.890	0.270
			TC	0.056		0.577	24.001				
	9.2	22.5	CR	0.160	80.530			1.226	0.020	0.950	0.320
			TC	0.160		1.345	17.004				

Los resultados presentados en la figura 4.10 coinciden con los obtenidos en estudios anteriores realizados en arcillas marinas de la zona de Cantarell ubicada en la Sonda de Campeche (Cano, 2003).

La tabla 4.1 presenta los valores obtenidos de $G_{máx}$, $G_{mín}$, $\lambda_{máx}$, $\lambda_{mín}$ y los parámetros γ_r , A y B para cada una de las muestras obtenidas a diferentes profundidades en el complejo petrolero Ku-Maloob-Zaap.

La variación presentada por la deformación angular de referencia γ_r respecto a los diferentes σ'_{cl} se presenta en la figura 4.11, donde se observa que existe una tendencia casi lineal entre dicha deformación y σ'_{cl} , lo cual coincide con los estudios obtenidos por Cano (2003). Además, esta tendencia casi lineal horizontal comprueba una vez más que la influencia de σ'_{cl} sobre las relaciones $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$, representa un desplazamiento hacia arriba y no hacia la derecha como sí lo hace PI .

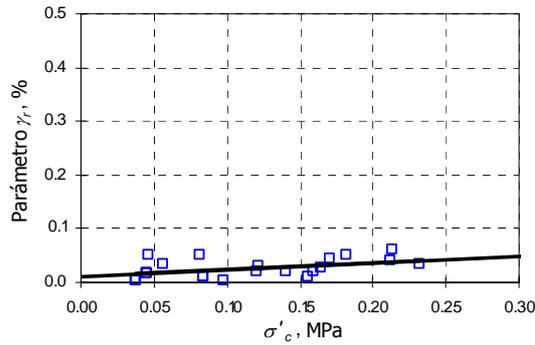


Figura 4.11. Efecto de σ'_{cl} sobre la deformación de referencia γ_r .

4.4. RESULTADOS DEL MODELADO

Con el fin de modelar el comportamiento de las propiedades dinámicas de las arcillas marinas de la zona de Ku-Maloob-Zaap, fueron adoptados los resultados de 18 pruebas realizadas tanto en CR como en CTXC; los resultados de dichas pruebas fueron necesarios para alimentar el modelo tipo Masing. Las figuras 4.12 a 4.15 presentan los resultados del modelado de cuatro muestras; la totalidad de las curvas obtenidas se presentan en el anexo 5.

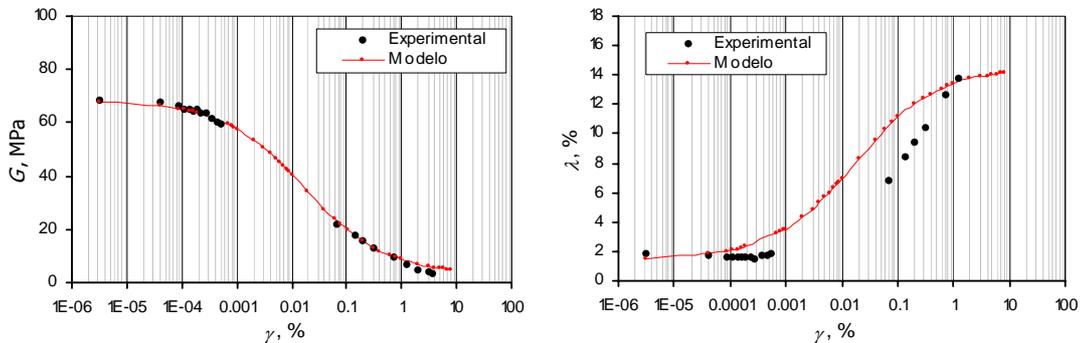


Figura 4.12. Aplicación del modelo tipo Masing en la muestra 1.2

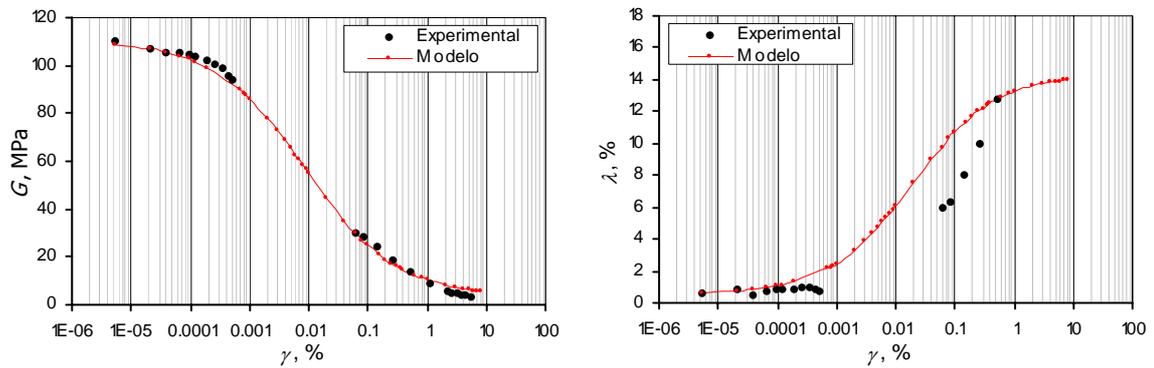


Figura 4.13. Aplicación del modelo tipo Masing en la muestra 5.2

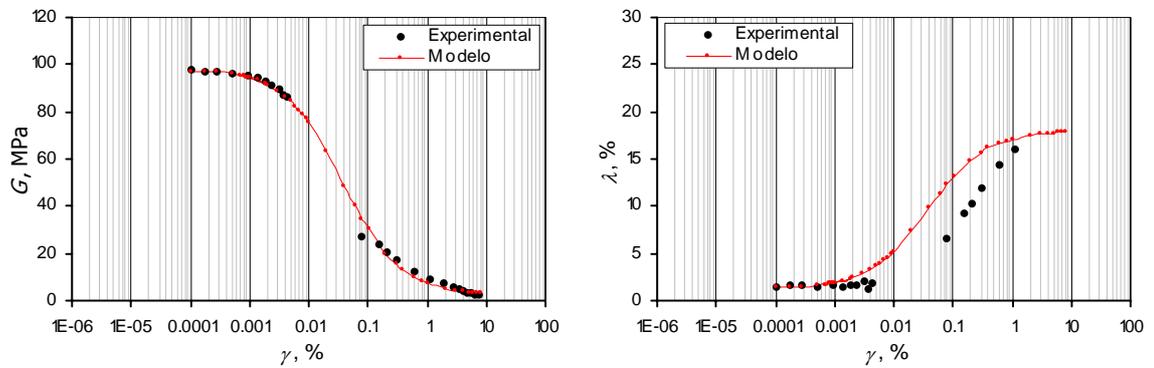


Figura 4.14. Aplicación del modelo tipo Masing en la muestra 8.2

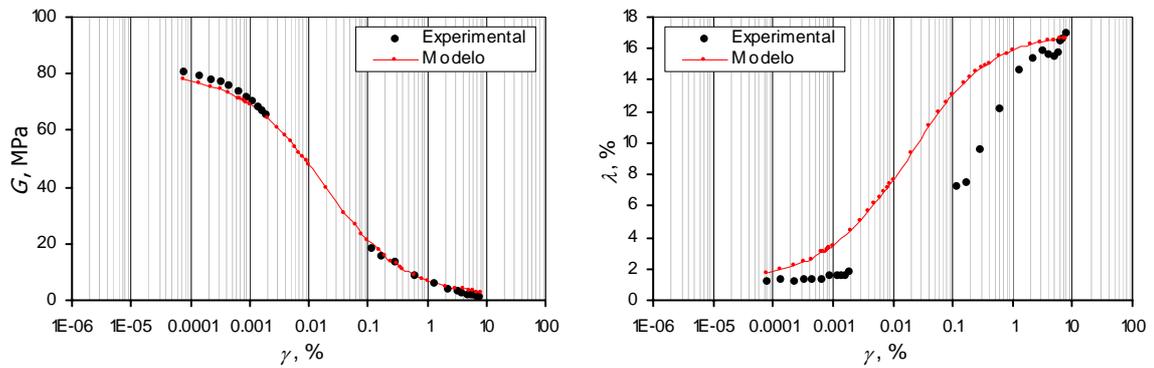


Figura 4.15. Aplicación del modelo tipo Masing en la muestra 9.2

De los resultados obtenidos con la modelación aplicada a las arcillas en estudio, se puede concluir que existe una buena reproducción de los datos experimentales en cuanto a las curvas de comportamiento $G - \gamma$, mientras que para las curvas $\lambda - \gamma$ no son muy satisfactorias.

Factores como, diferencias en el origen, tipo y conformación de las arcillas lacustres y marinas, las condiciones de frontera asumidas por el modelo tipo Masing y los parámetros de forma empleado por dicho modelo, están relacionados con el comportamiento poco aproximado de las curvas teóricas $\lambda - \gamma$ a los resultados experimentales obtenidos en cada prueba.

Existen diferencias en el origen, tipo y conformación de las arcillas lacustres (arcillas de la ciudad de México) empleadas en la obtención del modelo tipo Masing y las arcillas marinas empleadas en este estudio; inicialmente fueron manejados resultados de ensayos dinámicos en arcillas de la ciudad de México (Romo, 1990; Romo, 1995), correspondientes a suelos de origen lacustre, mientras que en este estudio la aplicabilidad del modelo tipo Masing se realiza en arcillas de la Sonda de Campeche, correspondientes a suelos de origen marino. Esta diferencia de origen y condiciones *in situ* de los suelos en cuestión, influye de cierta manera en la modelación obtenida de las arcillas marinas, la cual se hace notoria en el caso de la relación $\lambda - \gamma$ para cada una de las pruebas realizadas.

Condiciones de frontera tales como que G tiende a su valor mínimo, $G_{mín}$, y que λ tiende a su valor máximo, $\lambda_{máx}$, para el caso de deformaciones angulares tendientes a infinito y que G se aproxime a su valor máximo, $G_{máx}$, y λ a su valor mínimo, $\lambda_{mín}$, para deformaciones próximas a cero, son las empleadas por el modelo tipo Masing para obtener curvas adecuadas de las relaciones $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$. Los valores obtenidos de G y λ tendientes a $G_{máx}$ y $\lambda_{mín}$ respectivamente, corresponden a γ muy cercanas a cero, lo que representa una buena proximidad entre los datos experimentales y los del modelo en el rango de pequeñas deformaciones; por otro lado los valores de G y λ cercanos a $G_{mín}$ y $\lambda_{máx}$, aunque corresponden a valores de grandes deformaciones, están lejanos de infinito, lo cual representa cierta dispersión de las curvas $\lambda - \gamma$ obtenidas en arcillas marinas de Ku-Maloob-Zaap para el rango de grandes deformaciones (anexo 5), mas no en las curvas $G - \gamma$, ya que el valor de G para el rango de grandes deformaciones tienden a permanecer en su valor mínimo, $G_{mín}$. Debido a esto se propone una modificación del modelo tipo Masing en el procedimiento de obtención de las curvas $\lambda - \gamma$.

Los parámetros empleados por el modelo para dar forma a las relaciones $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$, adoptan valores típicos para cada tipo de suelo y particularmente para cada muestra ensayada. Con la finalidad de disminuir la discrepancia entre las curvas $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$ y de hacer aplicable el modelo tipo Masing a las arcillas marinas, se desarrolla un proceso de ajuste de dicho modelo a los datos experimentales y se propone una modificación del modelo, la cual se presenta más adelante.

Las curvas $G - \gamma$ muestran claramente la degradación que sufre G conforme se aumenta γ . Estos resultados coinciden con las investigaciones realizadas en arcillas marinas por investigadores como Koutsoftas y Fischer (1980); Saada y Macky (1985); Romo y Ovando (1995).

En las curvas $\lambda - \gamma$, se puede percibir la tendencia a aumentar de la relación λ . La correspondencia entre los resultados experimentales y del modelo para λ es regular, especialmente para el rango de grandes deformaciones; esto representa la necesidad de modificar el modelo para que se ajuste mejor a los resultados experimentales de las arcillas marinas de la zona de Ku-Maloob-Zaap.

Una vez obtenidas con el modelo, las curvas correspondientes al módulo G respecto a la deformación γ para las arcillas marinas en estudio, se obtuvo la relación entre el módulo de rigidez normalizado y la deformación angular. La figura 4.16 presenta el resultado obtenido de esta normalización.

Es importante anotar que diferentes autores (Sun y Seed, 1988; Romo, 1990; Vucetic y Dobry, 1991) han señalado que las curvas $G/G_{máx} - \gamma$ dependen principalmente del índice de plasticidad, PI , del suelo; al aumentar éste, las curvas se desplazan hacia la derecha, indicando que el intervalo de comportamiento cuasielástico lineal es más amplio. Estos resultados concuerdan con los obtenidos en este trabajo después de aplicar el modelo tipo Masing, lo cual se muestra en la figura 4.16. Esta figura presenta claramente un rango amplio de desplazamiento de las curvas hacia la derecha, lo cual se debe al amplio intervalo en los valores de PI de las arcillas estudiadas.

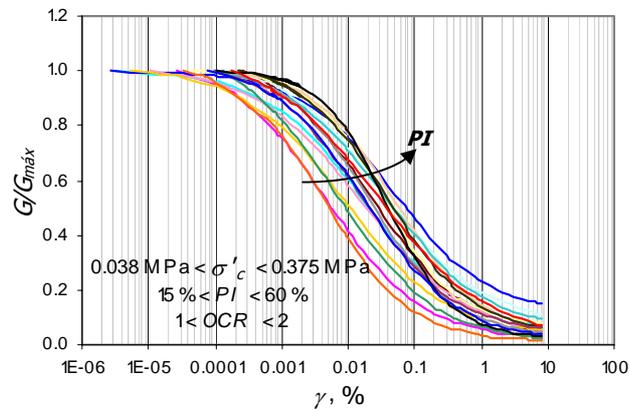


Figura 4.16. Comportamiento de G respecto a γ .

De acuerdo a los resultados arrojados por la aplicación del modelo tipo Masing, es posible decir que la capacidad para disipar energía es diferente en las arcillas de la ciudad de México y las arcillas de la Sonda de Campeche, lo cual se refleja en la diferencia que existe entre las curvas obtenidas por el modelo y los datos experimentales en la relación $\lambda - \gamma$. Esta diferencia puede ser atribuida a las características mineralógicas, fisicoquímicas y ambiente de depositación del material, lo cual concuerda con análisis realizados por Anderson y Woods (1976) y Cano (2003).

Debido a la diferencia presentada entre las curvas modeladas y las curvas experimentales, y con objeto de ampliar la aplicabilidad del modelo tipo Masing a las arcillas marinas en estudio es necesario modificar el modelo para la parte referente a la obtención de la relación λ respecto a γ , lo cual se presenta a continuación.

5. MODIFICACIÓN DEL MODELO

TIPO MASING

El principal objetivo de los modelos propuestos hasta ahora para reproducir el comportamiento dinámico del suelo, es ajustarse lo mejor posible a los datos obtenidos de pruebas de laboratorio, como las pruebas de columna resonante y cámara triaxial cíclica, además de permitir su uso práctico. Es por esto, que con objeto de hacer práctica la modelación de las arcillas marinas de la Sonda de Campeche mediante el empleo del modelo tipo Masing y observando las discrepancias entre los resultados obtenidos con la aplicación de este modelo y los resultados experimentales, se desarrolla un proceso de ajuste del modelo a los datos experimentales mediante regresión no lineal por mínimos cuadrados, seguido de la obtención de una correlación, la cual se propone como variante al modelo.

Los procedimientos llevados a cabo tanto para el ajuste del modelo como para la obtención de la correlación se describen a continuación.

5.1. AJUSTE MEDIANTE REGRESIÓN NO LINEAL POR MÍNIMOS CUADRADOS

Al presentarse cierta dispersión aleatoria entre los datos del modelo y los resultados experimentales, se realiza el ajuste por regresión no lineal, el cual consiste en derivar las funciones del módulo G y la relación λ que ajustan la forma de la tendencia general de los datos experimentales sin ajustar necesariamente los puntos individuales.

Con el fin de establecer una base para el ajuste, se deben concebir algunos criterios, dejando a un lado la subjetividad en un proceso de ajuste. Una forma muy adecuada de hacer esto, es derivar una curva que minimice la discrepancia entre los puntos y la curva. Una técnica para cumplir dicho objetivo es conocida como *regresión por mínimos cuadrados*.

Existen muchos casos en ingeniería donde modelos no lineales deben ser ajustados a una base de datos. Para este caso, el modelo tipo Masing es un modelo que tiene dependencia no lineal de sus diferentes parámetros (Romo, 1995; Flores *et al.*, 1999), expresado por:

$$G = (G_{\min} - G_{\max})H(\gamma) + G_{\max} \quad [5.1]$$

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min})H(\gamma) + \lambda_{\min} \quad [5.2]$$

donde

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B}} \right]^A \quad [5.3]$$

La regresión no lineal se basa en la determinación de los valores de los parámetros que minimizan la suma de los cuadrados de los residuos, pero en este caso al ser no lineal debe procederse en forma iterativa. El método de *Gauss-Newton* es un algoritmo para minimizar la suma de los cuadrados de los residuos entre datos experimentales y las ecuaciones no lineales del modelo. El concepto clave que resalta esta técnica es que una expansión por serie de Taylor es usada para expresar las ecuaciones no lineales originales de una forma lineal aproximada. Finalmente, se utiliza la teoría de mínimos cuadrados para obtener nuevas estimaciones de los parámetros que se mueven en la dirección de minimizar el residuo.

Expresadas de manera general las relaciones [5.1] y [5.2] entre el modelo tipo Masing y los datos experimentales, se tiene

$$G_i = f(\gamma; A, B) + e_i \quad [5.4]$$

$$\lambda_i = f(\gamma; A, B) + e_i \quad [5.5]$$

donde G_i, λ_i son los valores medidos de las variables dependientes
 $f(\gamma; A, B)$ son las ecuaciones que son funciones de la variable independiente γ , y
 funciones no lineales de los parámetros A, B y
 e_i es el error aleatorio.

El modelo es expandido dentro de una serie de Taylor alrededor de valores de los parámetros y truncado después de las primeras derivadas. En este caso, se tiene

$$f(\gamma_i)_{j+1} = f(\gamma_i)_j + \frac{\partial f(\gamma_i)_j}{\partial A} \cdot \Delta A + \frac{\partial f(\gamma_i)_j}{\partial B} \cdot \Delta B \quad [5.6]$$

donde j son los valores iniciales
 $j+1$ es la predicción
 $\Delta A = A_{j+1} - A_j$ y
 $\Delta B = B_{j+1} - B_j$.

Las derivadas parciales de las funciones G_i y λ_i con respecto a los parámetros A y B , son

$$\frac{\partial G}{\partial A} = [G_{\min} - G_{\max}] \cdot \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \cdot \ln \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right] \quad [5.7]$$

$$\frac{\partial G}{\partial B} = [G_{\min} - G_{\max}] \cdot A \cdot \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^{A-1} \cdot \left[\frac{2 \cdot (\gamma/\gamma_r)^{2B} \cdot \ln(\gamma/\gamma_r)}{(1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B})^2} \right] \quad [5.8]$$

$$\frac{\partial \lambda}{\partial A} = [\lambda_{\max} - \lambda_{\min}] \cdot \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \cdot \ln \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right] \quad [5.9]$$

$$\frac{\partial \lambda}{\partial B} = [\lambda_{\max} - \lambda_{\min}] \cdot A \cdot \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^{A-1} \cdot \left[\frac{2 \cdot (\gamma/\gamma_r)^{2B} \cdot \ln(\gamma/\gamma_r)}{(1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B})^2} \right] \quad [5.10]$$

Hasta aquí el modelo tipo Masing ha sido linealizado con respecto a los parámetros A y B . Ahora, sustituyendo la ecuación [5.6] en las ecuaciones [5.4] y [5.5], se obtiene:

$$G_i - f(\gamma_i)_j = \frac{\partial f(\gamma_i)_j}{\partial A} \cdot \Delta A + \frac{\partial f(\gamma_i)_j}{\partial B} \cdot \Delta B + e_i \quad [5.11]$$

$$\lambda_i - f(\gamma_i)_j = \frac{\partial f(\gamma_i)_j}{\partial A} \cdot \Delta A + \frac{\partial f(\gamma_i)_j}{\partial B} \cdot \Delta B + e_i \quad [5.12]$$

Organizando estas expresiones de forma matricial se tiene

$$\{D\} = [Z_j] \begin{Bmatrix} \Delta A \\ \Delta B \end{Bmatrix} + \{E\} \quad [5.13]$$

donde $\{D\}$ es el vector que contiene las diferencias entre los puntos experimentales y los valores de la función G o λ , según se trate.

$$\{D\} = \begin{Bmatrix} G_1, \lambda_1 - f(\gamma_1) \\ G_2, \lambda_2 - f(\gamma_2) \\ \cdot \\ \cdot \\ G_n, \lambda_n - f(\gamma_n) \end{Bmatrix} \quad [5.14]$$

La matriz $[Z_j]$ contiene las derivadas parciales de la función G o λ evaluada en el valor inicial j ,

$$[Z_j] = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial A} & \frac{\partial f_1}{\partial B} \\ \frac{\partial f_2}{\partial A} & \frac{\partial f_2}{\partial B} \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \frac{\partial f_n}{\partial A} & \frac{\partial f_n}{\partial B} \end{bmatrix} \quad [5.15]$$

en esta matriz n es el número de datos, $\frac{\partial f_i}{\partial A}$ y $\frac{\partial f_i}{\partial B}$ corresponden a las derivadas parciales de la función correspondiente, con respecto a los parámetros A y B en el i -ésimo punto

El vector $\begin{Bmatrix} \Delta A \\ \Delta B \end{Bmatrix}$ representa los cambios en los valores de los parámetros A y B respectivamente.

Ahora, aplicando la teoría de mínimos cuadrados lineales a la ecuación [5.13] resulta la siguiente ecuación normal

$$[[Z_j]^T [Z_j]] \begin{Bmatrix} \Delta A \\ \Delta B \end{Bmatrix} = [Z_j]^T \{D\} \quad [5.16]$$

Finalmente, el procedimiento consiste en resolver la ecuación [5.16] para $\begin{Bmatrix} \Delta A \\ \Delta B \end{Bmatrix}$, la cual es empleada para obtener valores mejorados de los parámetros A y B , como

$$A_{j+1} = A_j + \Delta A \quad [5.17]$$

$$B_{j+1} = B_j + \Delta B \quad [5.18]$$

Este procedimiento se repite hasta que la solución converge, o sea

$$|\varepsilon_{A,B}| = \left| \frac{(A,B)_{j+1} - (A,B)_j}{(A,B)_{j+1}} \right| 100 \% \quad [5.19]$$

está por debajo de un criterio de paro aceptable.

El método de Gauss-Newton, empleado en el presente análisis, puede presentar algunos problemas como lo son: converger con lentitud; oscilar ampliamente, o sea, cambia en forma continua de

dirección o puede no converger. En este caso, el converger con lentitud y oscilar ampliamente no se presentó, pero el no converger, se presentó en una de las 18 muestras evaluadas, lo cual representa el 5.55 % del total de la información evaluada, por lo que se considera apto para los fines de este trabajo.

Una vez realizado el procedimiento de ajuste de G y λ para cada una de las pruebas realizadas y por tanto obtenidos los valores corregidos de los parámetros A y B para las relaciones $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$, fueron graficadas nuevamente las curvas de comportamiento de las propiedades dinámicas con mayor precisión. La tabla 5.1 presenta los valores de los parámetros A y B iniciales y los obtenidos después de ajustar las propiedades dinámicas.

Tabla 5.1. Parámetros γ_r , A y B .

Datos generales				Parámetros iniciales			Parámetros con ajuste de G				Parámetros con ajuste de λ		
N° Sondeo	N° Muestra	Prof. (m)	Equipo	γ_r	A	B	γ_r	A	B	Coef. Correl.	A	B	Coef. Correl.
1	1.1	10.0	CR	0.005	0.970	0.300	0.0060	0.9269	0.3269	0.9986	1.5608	0.3441	0.9818
			TC										
1	1.2	19.0	CR	0.019	0.950	0.300	0.0200	0.9160	0.3161	0.9991	3.2719	0.4221	0.9943
			TC										
2	2.1	18.5	CR	0.029	0.850	0.300	0.0320	0.8942	0.3252	0.9982	4.5600	0.2671	0.9557
			TC										
2	2.2	33.0	CR	0.060	0.900	0.320	0.0600	0.8168	0.3341	0.9899	1.6984	0.3269	0.9685
			TC										
3	3.1	9.5	CR	0.050	0.810	0.300	0.0570	0.8079	0.3061	0.9890	3.1770	0.4272	0.9820
			TC										
3	3.2	34.0	CR	0.040	0.900	0.420	0.0490	0.8854	0.4339	0.9975	2.2690	0.5168	0.9937
			TC										
4	4.1	10.0	CR	0.017	0.980	0.270	0.0180	0.9575	0.2869	0.9981	6.7461	0.2851	0.9576
			TC										
4	4.2	28.5	CR	0.050	1.000	0.340	0.0650	0.9255	0.3464	0.9935	NO CONVERGE		
			TC										
5	5.1	10.0	CR	0.050	0.850	0.300	0.0560	0.8718	0.3210	0.9945	3.3106	0.3866	0.9878
			TC										
5	5.2	18.0	CR	0.010	0.950	0.290	0.0220	0.9335	0.3187	0.9982	3.2012	0.4551	0.9938
			TC										
6	6.1	11.5	CR	0.005	0.950	0.350	0.0056	0.9342	0.3838	0.9983	2.3735	0.2888	0.9947
			TC										
6	6.2	21.5	CR	0.026	0.900	0.350	0.0280	0.9263	0.3661	0.9987	2.7602	0.3959	0.9938
			TC										
7	7.1	9.5	CR	0.010	0.800	0.300	0.0140	0.9021	0.3194	0.9953	2.7542	0.2186	0.9524
			TC										
7	7.2	20.5	CR	0.043	0.950	0.340	0.0470	0.9128	0.3640	0.9981	3.0660	0.3247	0.9858
			TC										
8	8.1	18.0	CR	0.020	0.890	0.320	0.0210	0.8903	0.3673	0.9976	2.7897	0.4124	0.9912
			TC										
8	8.2	31.0	CR	0.035	1.050	0.440	0.0410	0.9539	0.4579	0.9978	2.1785	0.3521	0.9924
			TC										
9	9.1	10.0	CR	0.035	0.890	0.270	0.0440	0.8986	0.3036	0.9948	4.1350	0.3014	0.9565
			TC										
9	9.2	22.5	CR	0.020	0.950	0.320	0.0215	0.9514	0.3521	0.9991	4.6708	0.3935	0.9965
			TC										

En el proceso de ajuste de G fue posible obtener con mayor precisión el valor del parámetro γ_r , el cual es obtenido directamente de la relación $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma_r$, y por tanto estos nuevos valores se consideran definitivos para la continuación del análisis de resultados. Respecto a este ajuste se puede

observar en la tabla anterior que los valores obtenidos para los parámetros A y B no presentan gran diferencia con los valores iniciales del modelo, lo cual permite concluir que el modelo está bien aplicado; sin embargo, el proceso de ajuste de G a los datos experimentales permitió obtener curvas $G - \gamma$ con el modelo mucho más próximas a los datos experimentales, lo cual se considera importante en un proceso de modelado.

Algunas de las curvas $G - \gamma$ obtenidas con la aplicación inicial del modelo y posteriormente con el ajuste indicado, se presentan en las figuras 5.1 y 5.2.

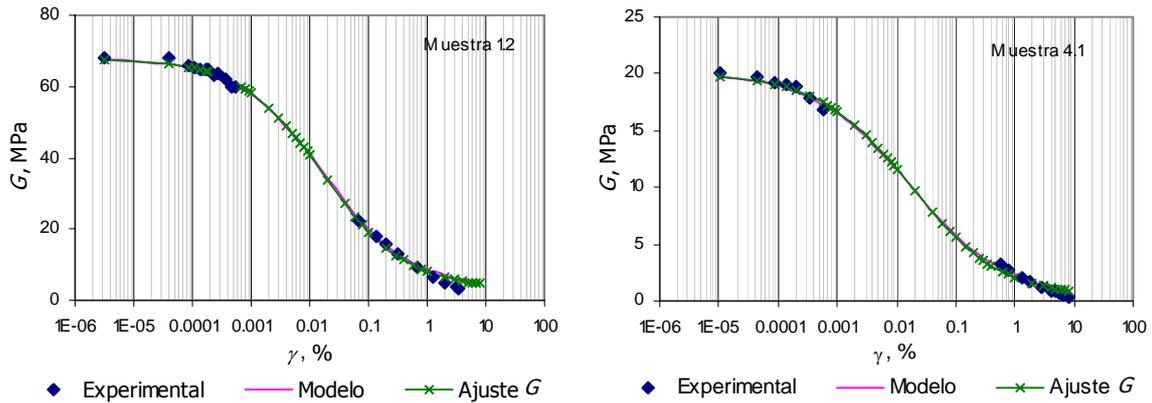


Figura 5.1. Curvas iniciales con modelo y después del ajuste de G . Muestra 1.2 y 4.1.

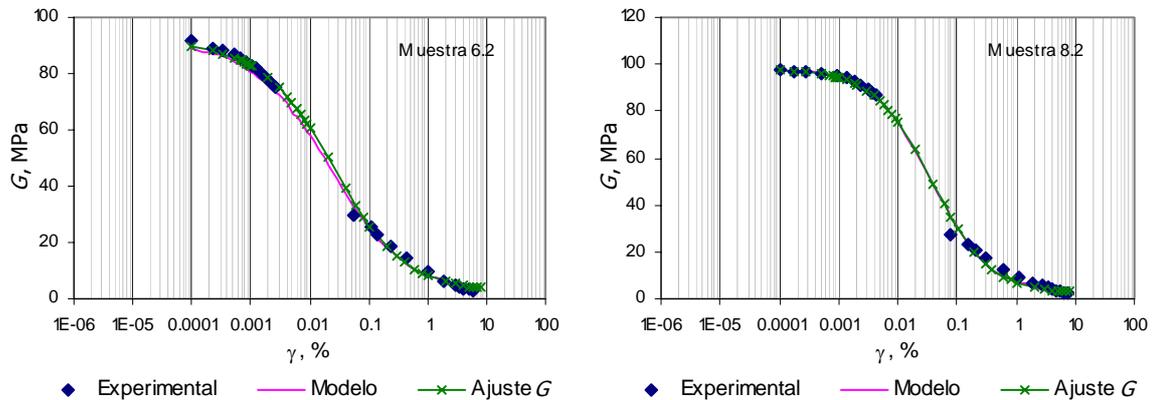


Figura 5.2. Curvas iniciales con modelo y después del ajuste de G . Muestra 6.2 y 8.2.

En las figuras anteriores se corrobora la similitud que existe en los resultados obtenidos de G con la aplicación inicial del modelo y después de un proceso de ajuste no lineal por mínimos cuadrados. Debido a esto, no se considera necesario presentar la totalidad de dichas curvas.

La relación $\lambda - \gamma$ obtenida para cada muestra con los valores de A y B definidos con el ajuste de G no se presentan, ya que, igual que las curvas $G - \gamma$, estas curvas resultaron similares a las obtenidas con la aplicación inicial del modelo, las cuales se presentan en el anexo 5.

El haber obtenido resultados semejantes entre la aplicación inicial del modelo y después del proceso de ajuste de G , implica tener las mismas discrepancias entre las curvas $\lambda - \gamma$. Estas discrepancias son eliminadas en su mayoría mediante el proceso de ajuste de λ cuyos resultados son presentados más adelante.

Con relación al ajuste de λ se observa en la tabla 5.1, que los valores obtenidos de los parámetros A y B con este ajuste, presentan gran diferencia con los valores iniciales del modelo y/o los obtenidos después del ajuste de G , lo cual comprueba una vez más la poca semejanza de las curvas $\lambda - \gamma$, entre los resultados obtenidos inicialmente con el modelo y los datos experimentales. En las siguientes figuras se muestra la totalidad de los resultados arrojados inicialmente por el modelo y los posteriores al ajuste de λ , junto con los datos experimentales de la relación $\lambda - \gamma$. Las curvas $G - \gamma$, no se presentan, ya que debido a las diferencias entre los parámetros obtenidos con el ajuste de G y de λ , las relaciones teóricas $G - \gamma$ no concuerdan con los datos experimentales.

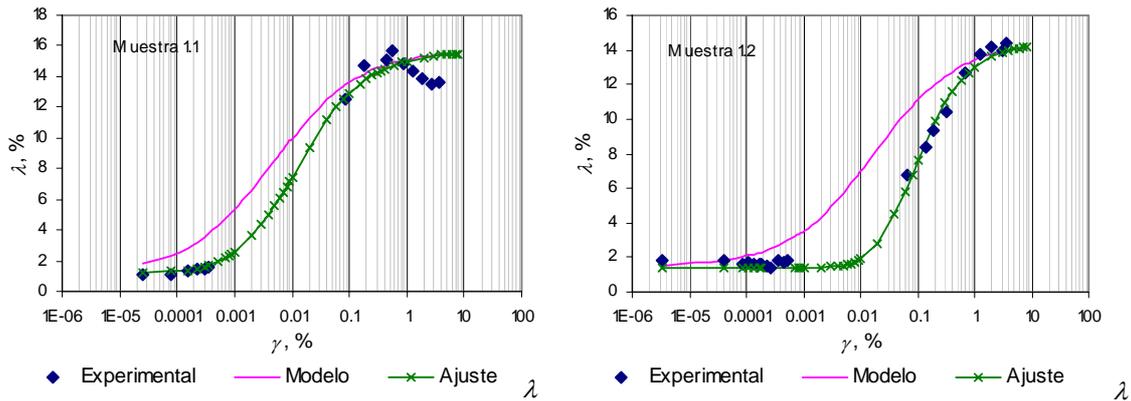


Figura 5.3. Curvas iniciales con modelo y después del ajuste de λ . Muestra 1.1 y 1.2.

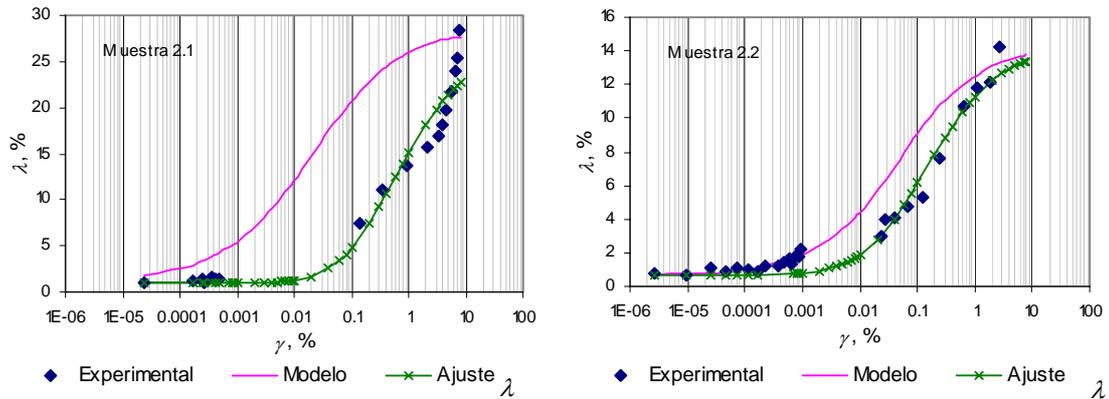


Figura 5.4. Curvas iniciales con modelo y después del ajuste de λ . Muestra 2.1 y 2.2.

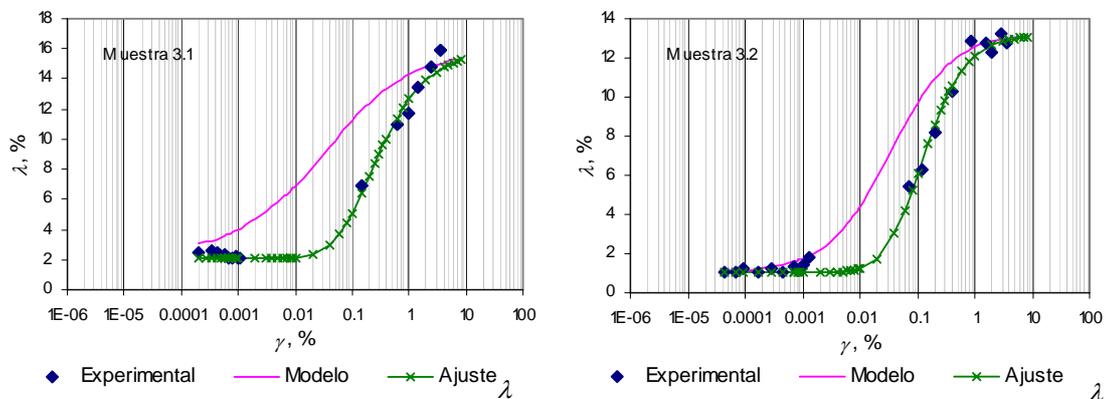


Figura 5.5. Curvas iniciales con modelo y después del ajuste de λ . Muestra 3.1 y 3.2.

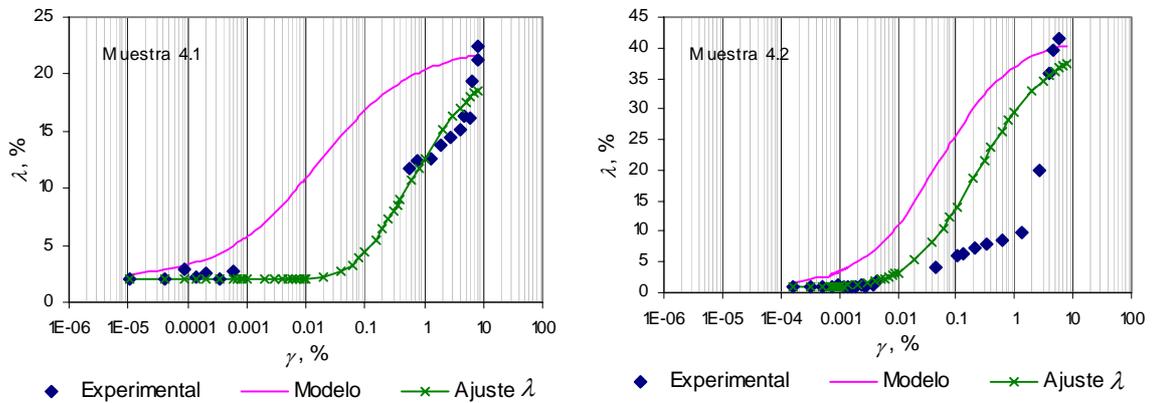


Figura 5.6. Curvas iniciales con modelo y después del ajuste de λ . Muestra 4.1 y 4.2.

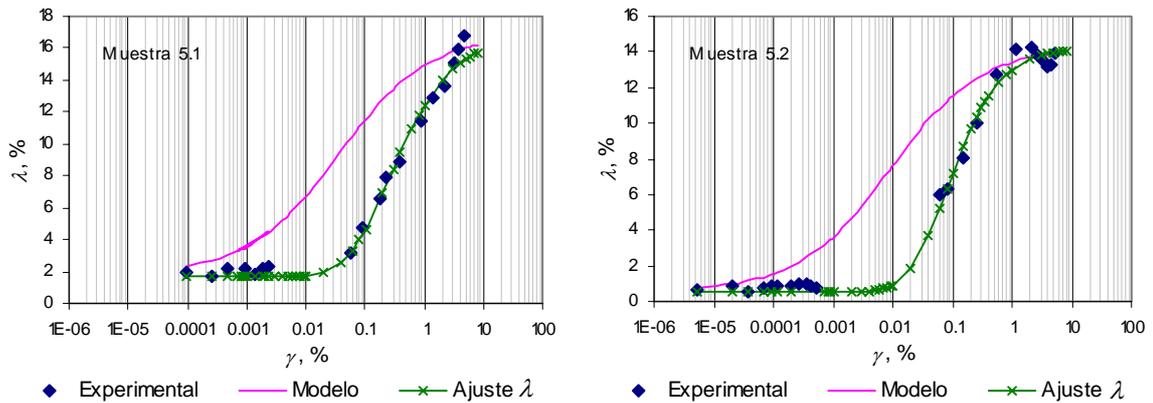


Figura 5.7. Curvas iniciales con modelo y después del ajuste de λ . Muestra 5.1 y 5.2.

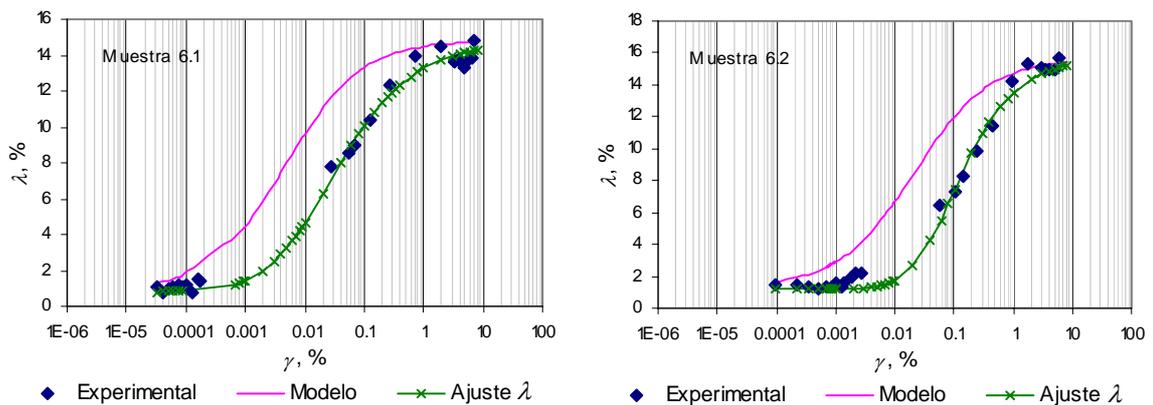


Figura 5.8. Curvas iniciales con modelo y después del ajuste de λ . Muestra 6.1 y 6.2.

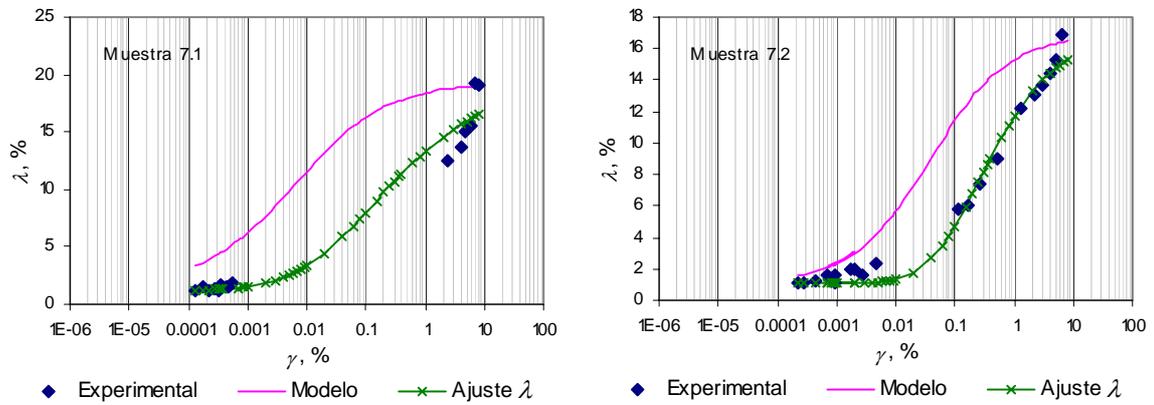


Figura 5.9. Curvas iniciales con modelo y después del ajuste de λ . Muestra 7.1 y 7.2.

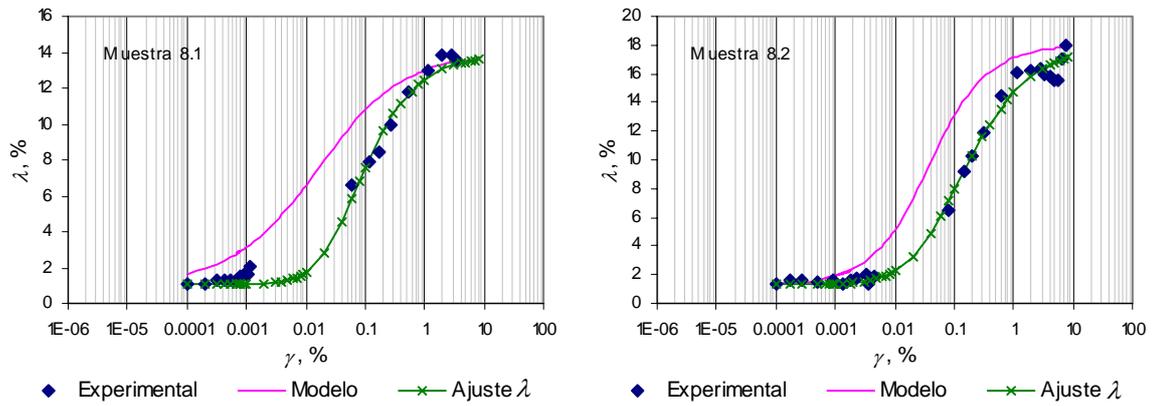


Figura 5.10. Curvas iniciales con modelo y después del ajuste de λ . Muestra 8.1 y 8.2.

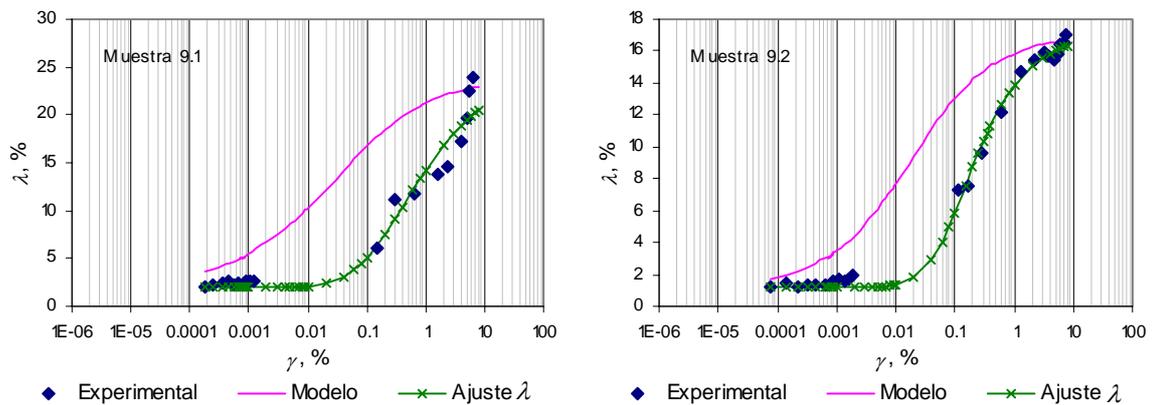


Figura 5.11. Curvas iniciales con modelo y después del ajuste de λ . Muestra 9.1 y 9.2.

De los comportamientos observados en las anteriores figuras se concluye que el modelo tipo Masing es una buena y sencilla herramienta para predecir la relación $G - \gamma$ de las arcillas marinas en estudio, lo cual no sucede con la relación $\lambda - \gamma$ a causa de factores como el tipo de suelo, características mineralógicas, fisicoquímicas, ambiente de depositación, condiciones de frontera del modelo, y los parámetros de forma como se indicó anteriormente. Esto implica realizar una variación del modelo, con objeto de hacer aplicable dicho modelo a las dos propiedades dinámicas de interés.

5.2. CORRELACIÓN ENTRE PARÁMETROS

Realizados de manera independiente los procedimientos de ajuste tanto para G como para λ , se obtuvieron los valores de los parámetros A y B necesarios para reproducir de la manera más adecuada los datos experimentales. Con estos valores y con el fin de relacionar los procedimientos de predicción de las propiedades dinámicas de las arcillas marinas mediante la aplicación del modelo tipo Masing, es obtenida la correlación que se presenta más adelante.

Una vez obtenidos los valores de los parámetros A y B con cada procedimiento de ajuste, se determinó la diferencia de estos mismos para cada una de las muestras con el fin de identificar las mayores variaciones y por ende el factor preponderante en la relación $\lambda - \gamma$, que conlleva a una predicción no muy buena de los datos experimentales de la relación de amortiguamiento. El valor absoluto de las diferencias entre parámetros para cada muestra se presenta en la siguiente figura.

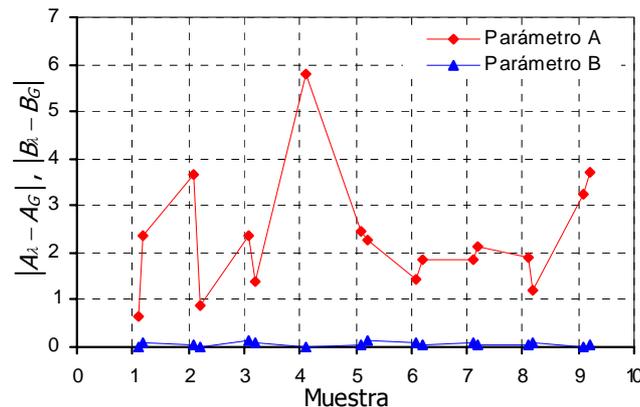


Figura 5.12. Variación de parámetros.

La figura anterior muestra cómo la variación de las diferencias del parámetro B , son demasiado pequeñas y casi constantes, lo cual indica que este parámetro no es preponderante para proponer el cambio en el modelo. A diferencia de esto, el comportamiento del parámetro A , además de presentar un comportamiento caótico, presenta diferencias grandes, por esto, es éste el parámetro considerado para plantear la variación del modelo con el propósito de obtener curvas de predicción más apegadas a los datos experimentales.

Por tratarse del parámetro de forma A , encargado de equilibrar la parte cóncava y convexa de las curvas $\lambda - \gamma$, el factor principal en el comportamiento no aproximado de dichas curvas obtenidas con el modelo y los datos experimentales, se demuestra que la capacidad de las arcillas marinas de la Sonda de Campeche para disipar la energía generada por cargas dinámicas es diferente a la capacidad disipadora de las arcillas de la ciudad de México.

Como variación empírica del modelo, se propone el empleo de una correlación entre los parámetros A del ajuste de G y del ajuste de λ , la cual es aplicable solamente para obtener las relaciones $\lambda - \gamma$ de las arcillas marinas en estudio. Para la obtención de la correlación indicada se empleó el software *Table curve 2D v5.01*, diseñado para obtener correlaciones entre datos, con este software se obtuvieron cerca de 3,000 correlaciones entre el valor de A hallado con el ajuste de G , A_G , y el hallado con el ajuste de λ , A_λ ; una vez obtenidas, se pre-seleccionaron las correlaciones que presentaban una tendencia definida y se evaluaron dentro del procedimiento de modelado para la relación λ , lo cual permitió obtener la correlación de mejor ajuste y por tanto la predicción de las curvas $\lambda - \gamma$ más ajustadas a los datos experimentales. Es así, como se propone modificar y aplicar el modelo tipo Masing de la siguiente manera:

$$G = (G_{\min} - G_{\max})H(\gamma) + G_{\max} \quad [5.20]$$

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min})H(\gamma) + \lambda_{\min} \quad [5.21]$$

donde

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B}} \right]^A \quad [5.22]$$

Para el caso de G , los parámetros A , B y γ_r , se definen de igual manera a lo establecido inicialmente, pero A cambia de nomenclatura por A_G .

Para el caso de λ , los parámetros B y γ_r , se definen de igual manera a lo establecido inicialmente y A además de cambiar de nomenclatura por A_λ , se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$A_\lambda = b + \frac{c}{A_G^{1.5}} \quad [5.23]$$

donde A_λ corresponde al valor del parámetro A para obtener la relación $\lambda - \gamma$
 A_G es el valor del parámetro A para la obtención de la relación $G - \gamma$
 b y c son constantes con valores de 0.5005 y 2.2378 respectivamente

El plantear la **expresión [5.23]** o **correlación λ** como modificación en el procedimiento de aplicación del modelo tipo Masing, permite comprobar que el realizar variaciones sencillas a modelos existentes con el fin de obtener resultados más precisos, hace a estos modelos una herramienta cada vez más poderosa y práctica en el análisis del comportamiento dinámico de los diferentes suelos.

5.3. APLICACIÓN DE LA CORRELACIÓN

Con el propósito de obtener mejores resultados en la predicción del comportamiento de λ respecto a γ para las arcillas en estudio, se planteó la correlación entre los valores del parámetro A . Es así, como

quedan establecidos los parámetros A_G y A_λ para el empleo del modelo tipo Masing en arcillas marinas. A continuación se presentan los valores definitivos de los parámetros del modelo, obtenidos en la modelación de las arcillas marinas de la Sonda de Campeche.

Tabla 5.2. Valores definitivos de los parámetros del modelo tipo Masing.

Datos generales				Parámetros con ajuste de G				Parámetro A Amortiguamiento	
N° Sondeo	N° Muestra	Prof. (m)	Equipo	γ_r	A_G	B	Coef. Correl.	A_λ	Coef. Correl.
1	1.1	10.0	CR	0.0060	0.9269	0.3269	0.9986	3.0082	0.9547
			TC						
	1.2	19.0	CR	0.0200	0.9160	0.3161	0.9991	3.0531	0.9665
			TC						
2	2.1	18.5	CR	0.0320	0.8942	0.3252	0.9982	3.1470	0.8121
			TC						
	2.2	33.0	CR	0.0600	0.8168	0.3341	0.9899	3.5319	0.8135
			TC						
3	3.1	9.5	CR	0.0570	0.8079	0.3061	0.9890	3.5822	0.9027
			TC						
	3.2	34.0	CR	0.0490	0.8854	0.4339	0.9975	3.1865	0.9488
			TC						
4	4.1	10.0	CR	0.0180	0.9575	0.2869	0.9981	2.8889	0.8076
			TC						
	4.2	28.5	CR	0.0650	0.9255	0.3464	0.9935	NO CONVERGE	
			TC						
5	5.1	10.0	CR	0.0560	0.8718	0.3210	0.9945	3.2496	0.9659
			TC						
	5.2	18.0	CR	0.0220	0.9335	0.3187	0.9982	2.9816	0.9617
			TC						
6	6.1	11.5	CR	0.0056	0.9342	0.3838	0.9983	2.9788	0.9880
			TC						
	6.2	21.5	CR	0.0280	0.9263	0.3661	0.9987	3.0106	0.9883
			TC						
7	7.1	9.5	CR	0.0140	0.9021	0.3194	0.9953	3.1123	0.9031
			TC						
	7.2	20.5	CR	0.0470	0.9128	0.3640	0.9981	3.0665	0.9783
			TC						
8	8.1	18.0	CR	0.0210	0.8903	0.3673	0.9976	3.1644	0.9765
			TC						
	8.2	31.0	CR	0.0410	0.9539	0.4579	0.9978	2.9025	0.9876
			TC						
9	9.1	10.0	CR	0.0440	0.8986	0.3036	0.9948	3.1276	0.9349
			TC						
	9.2	22.5	CR	0.0215	0.9514	0.3521	0.9991	2.9119	0.9877
			TC						

Los parámetros para la predicción del comportamiento de G , quedan definidos después del procedimiento de ajuste mediante regresión no lineal por mínimos cuadrados. Posteriormente, para la predicción del comportamiento de λ , los valores de parámetro A_λ , quedan definidos mediante la expresión [5.23] o correlación λ propuesta. Por tanto, algunas de las relaciones $G - \gamma$ definitivas, son las presentadas en las figuras 5.1 y 5.2, mientras que las relaciones $\lambda - \gamma$ definitivas, se presentan a continuación.

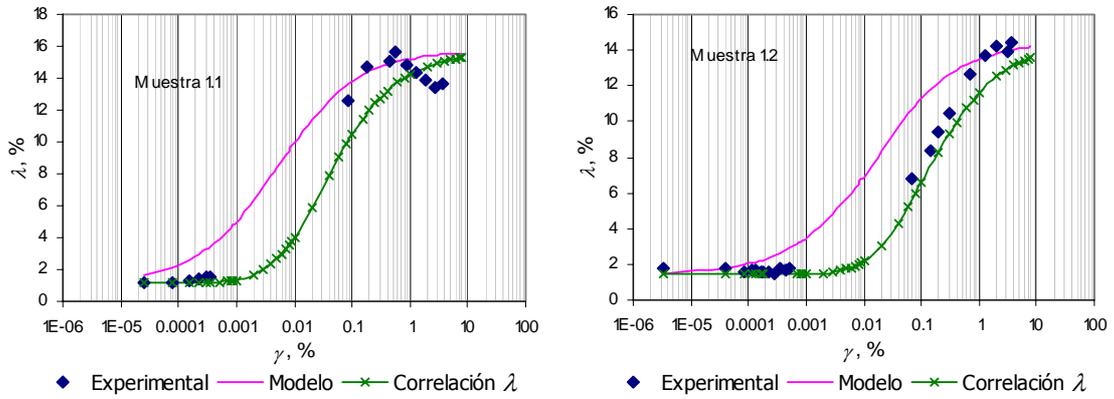


Figura 5.13. Curvas iniciales con modelo y empleando la correlación. Muestra 1.1 y 1.2.

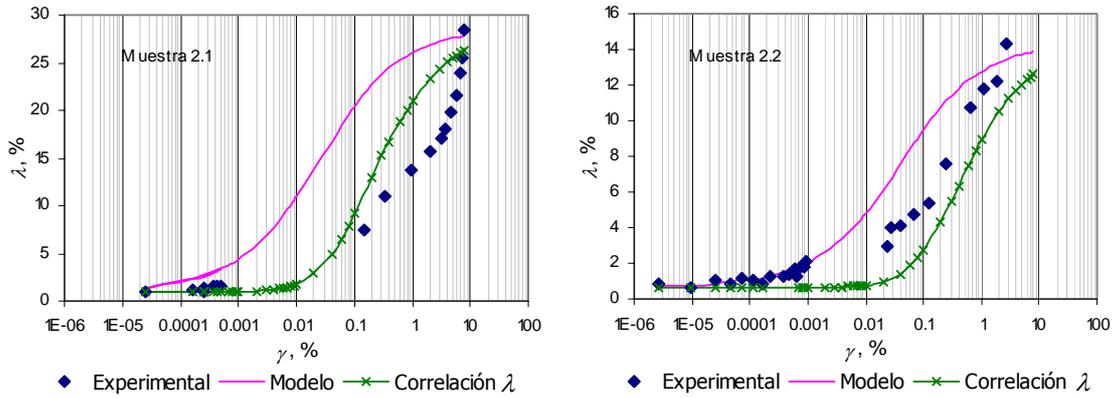


Figura 5.14. Curvas iniciales con modelo y empleando la correlación. Muestra 2.1 y 2.2.

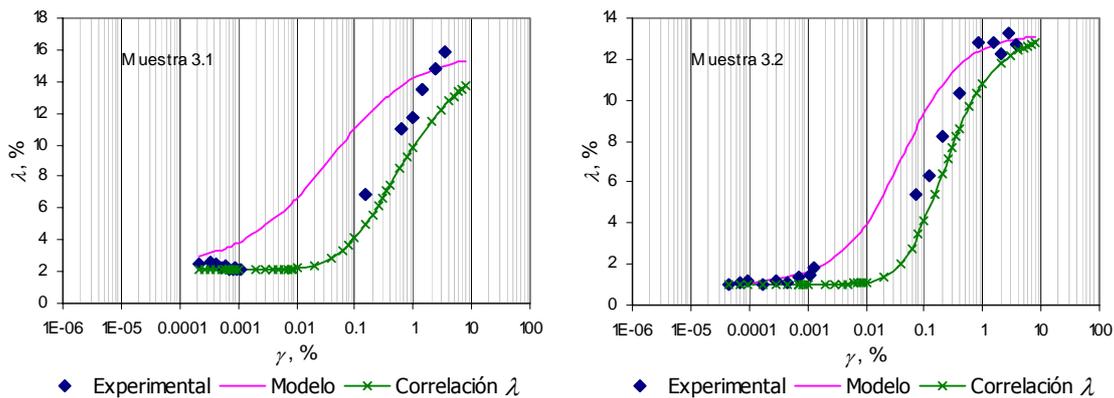


Figura 5.15. Curvas iniciales con modelo y empleando la correlación. Muestra 3.1 y 3.2.

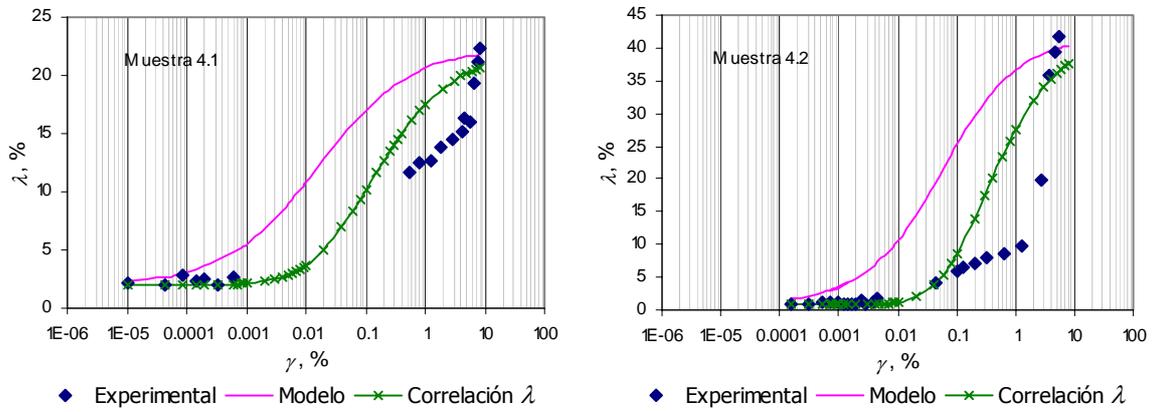


Figura 5.16. Curvas iniciales con modelo y empleando la correlación. Muestra 4.1 y 4.2.

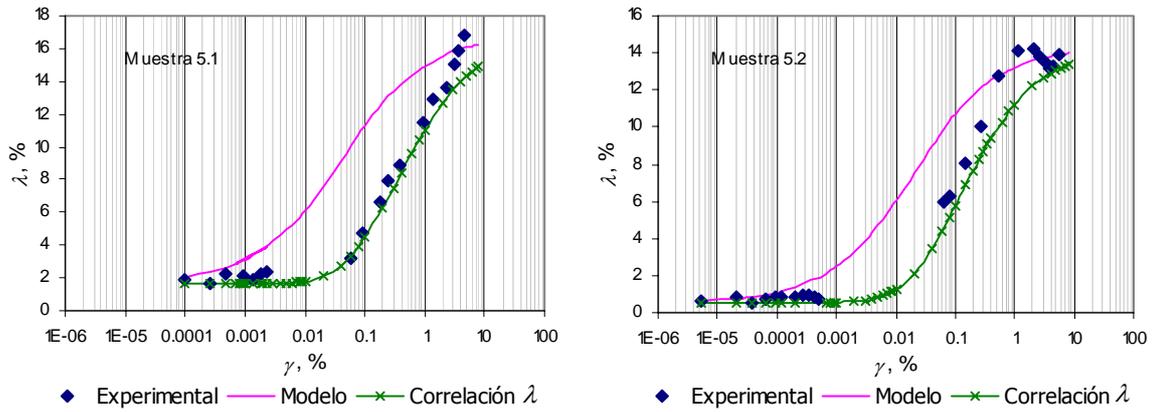


Figura 5.17. Curvas iniciales con modelo y empleando la correlación. Muestra 5.1 y 5.2.

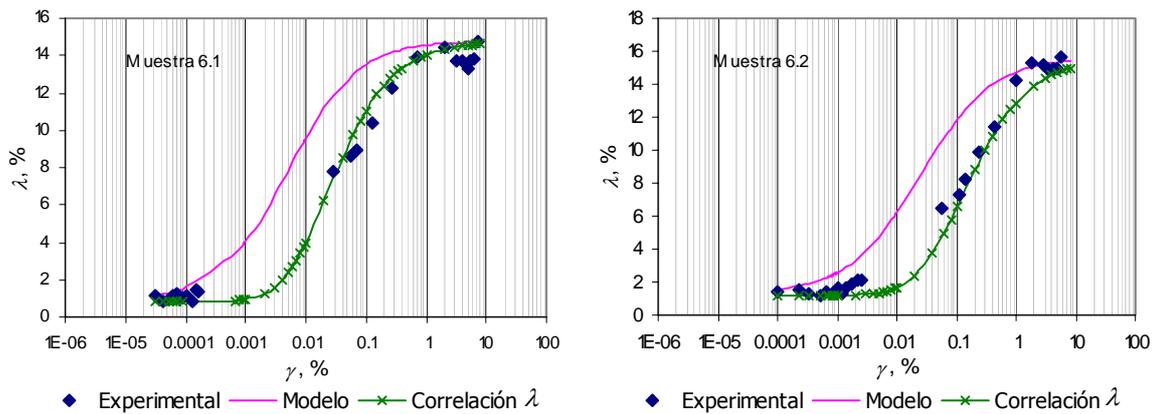


Figura 5.18. Curvas iniciales con modelo y empleando la correlación. Muestra 6.1 y 6.2.

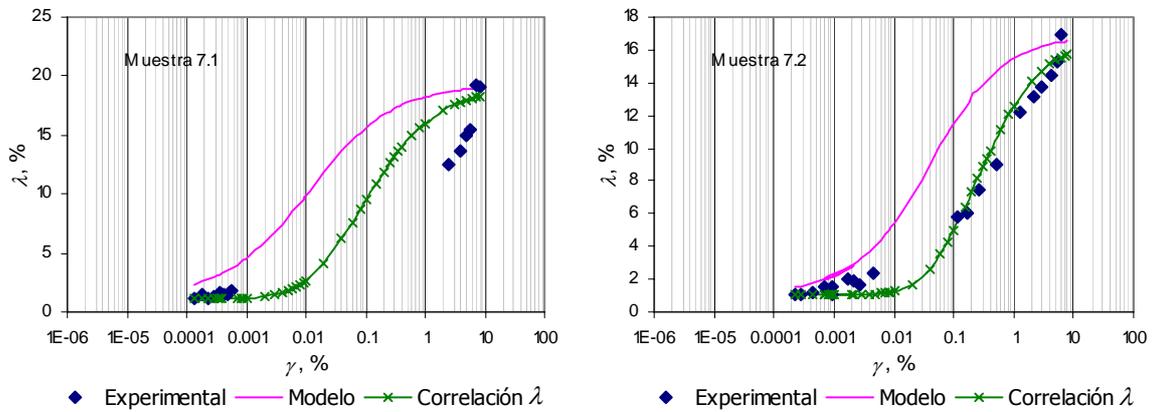


Figura 5.19. Curvas iniciales con modelo y empleando la correlación. Muestra 7.1 y 7.2.

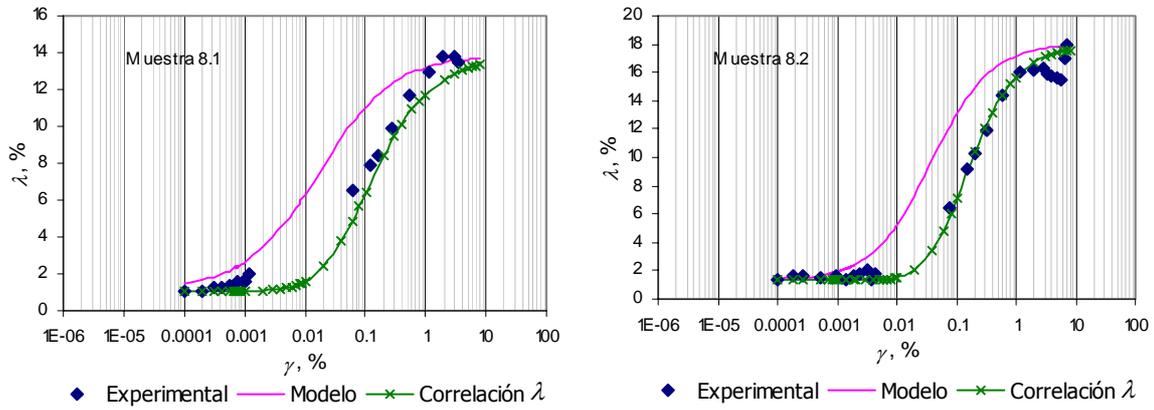


Figura 5.20. Curvas iniciales con modelo y empleando la correlación. Muestra 8.1 y 8.2.

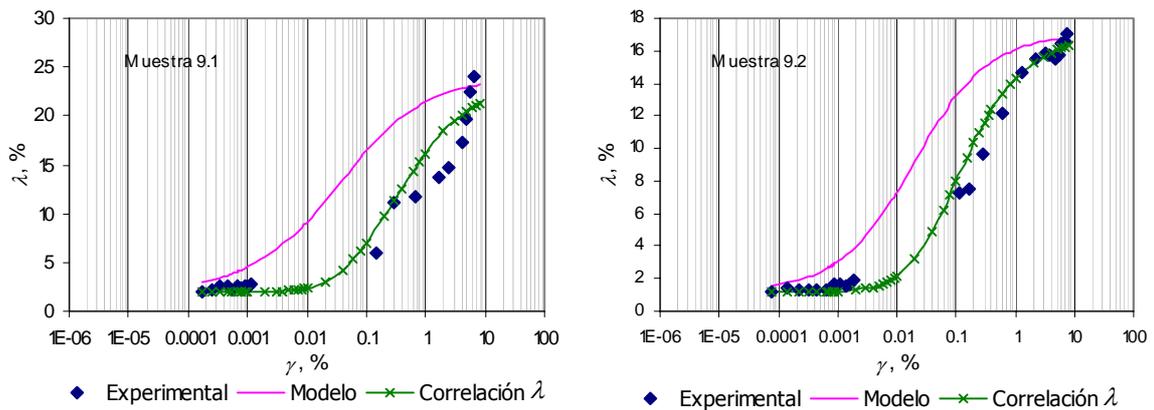


Figura 5.21. Curvas iniciales con modelo y empleando la correlación. Muestra 9.1 y 9.2.

En las anteriores figuras, es notable el gran acercamiento de los valores iniciales del modelo a los datos experimentales mediante el empleo de la correlación propuesta. Esto indica, que la obtención de la **correlación** λ_r , permite generalizar el modelo tipo Masing, lo cual lo hace aplicable a otras arcillas de la Sonda de Campeche. Conforme a los resultados, las predicciones de las propiedades dinámicas son adecuadas para fines prácticos.

Finalmente al observar la buena reproducción del modelo respecto a los resultados experimentales de las relaciones $G - \gamma$, y la notable mejora de las relaciones $\lambda - \gamma$, después de aplicar la correlación propuesta para el tipo de suelo en estudio, se brinda la posibilidad de estimar las curvas $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$ mediante el empleo del modelo tipo Masing.

Adicional a la modificación empírica del modelo, actualmente se está trabajando en la sistematización del nuevo proceso de modelación, mediante el empleo del programa LabView, generando así un programa que permita facilitar y agilizar el proceso de interpretación de los resultados de los experimentos, incluyendo los cambios mencionados al modelo tipo Masing.

5.4. PROCEDIMIENTO ALTERNO DE MODELADO

Para modelar las arcillas en estudio, de manera que los resultados teóricos sean próximos a los datos experimentales se presenta otro procedimiento de aplicación del modelo tipo Masing. Dicho procedimiento contempla la obtención de una deformación de referencia para las relaciones $G - \gamma$, nombrada como γ_{rG} , y otra para las relaciones $\lambda - \gamma$, denominada $\gamma_{r\lambda}$. Es así, como se presenta y aplica el modelo de la siguiente manera:

$$G = (G_{\min} - G_{\max})H(\gamma) + G_{\max} \quad [5.24]$$

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min})H(\gamma) + \lambda_{\min} \quad [5.25]$$

donde

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}} \right]^A \quad [5.26]$$

Para el caso del módulo G , el parámetro A es considerado igual a la unidad (anexo 4), en tanto que los parámetros B y γ_r son definidos de manera similar a lo establecido inicialmente, pero γ_r cambia de nomenclatura por γ_{rG} .

Para el caso de la relación λ , el parámetro A es considerado igual a la unidad (anexo 4), el parámetro B adopta el valor de B obtenido inicialmente para modelar la relación no lineal $G - \gamma$ y γ_r además de cambiar de nomenclatura por $\gamma_{r\lambda}$, es obtenido como el valor de la deformación angular correspondiente al 50 % de aumento de λ/λ_{\max} (figura 5.22).

Expresado de manera general el nuevo procedimiento de aplicación del modelo tipo Masing, se tiene

$$G_i = f(\gamma_i; \gamma_{rG}, A, B) + e_i \quad [5.27]$$

$$\lambda_i = f(\gamma; \gamma_{r\lambda}, A, B) + e_i \quad [5.28]$$

donde G_i, λ_i son los valores de las variables dependientes
 $f(\gamma; \gamma_{rG}, A, B)$ y $f(\gamma; \gamma_{r\lambda}, A, B)$ son las ecuaciones que dependen de la variable independiente γ y de los parámetros $\gamma_{rG}, \gamma_{r\lambda}, A, B$ y e_i es el error aleatorio.

La tabla 5.3 presenta los valores de los parámetros del modelo con la aplicación del procedimiento descrito anteriormente.

Tabla 5.3. Valores alternos de los parámetros del modelo tipo Masing.

Datos generales				Parámetros del modelo con γ_{rG} y $\gamma_{r\lambda}$					
N° Sondeo	N° Muestra	Prof. (m)	Equipo	A	B	γ_{rG}	Coef. Correl.	$\gamma_{r\lambda}$	Coef. Correl.
1	1.1	10.0	CR	1.000	0.330	0.0060	0.9978	0.015	0.9777
			TC						
	1.2	19.0	CR		0.310	0.0200	0.9981	0.100	0.9874
			TC						
2	2.1	18.5	CR		0.320	0.0320	0.9973	1.200	0.9570
			TC						
	2.2	33.0	CR		0.305	0.0600	0.9783	0.180	0.9698
			TC						
3	3.1	9.5	CR		0.315	0.0570	0.9777	0.220	0.9674
			TC						
	3.2	34.0	CR		0.420	0.0490	0.9959	0.100	0.9875
			TC						
4	4.1	10.0	CR		0.270	0.0180	0.9976	0.400	0.9377
			TC						
	4.2	28.5	CR		0.310	0.0650	0.9906	1.000	0.8235
			TC						
5	5.1	10.0	CR		0.330	0.0560	0.9895	0.250	0.9541
			TC						
	5.2	18.0	CR	0.290	0.0220	0.9964	0.090	0.9759	
			TC						
6	6.1	11.5	CR	0.365	0.0056	0.9979	0.015	0.9682	
			TC						
	6.2	21.5	CR	0.340	0.0280	0.9976	0.120	0.9877	
			TC						
7	7.1	9.5	CR	0.340	0.0140	0.9917	1.000	0.8740	
			TC						
	7.2	20.5	CR	0.320	0.0470	0.9949	0.350	0.9863	
			TC						
8	8.1	18.0	CR	0.370	0.0210	0.9952	0.080	0.9920	
			TC						
	8.2	31.0	CR	0.410	0.0410	0.9966	0.130	0.9871	
			TC						
9	9.1	10.0	CR	0.300	0.0440	0.9930	0.500	0.9467	
			TC						
	9.2	22.5	CR	0.340	0.0215	0.9988	0.150	0.9904	
			TC						

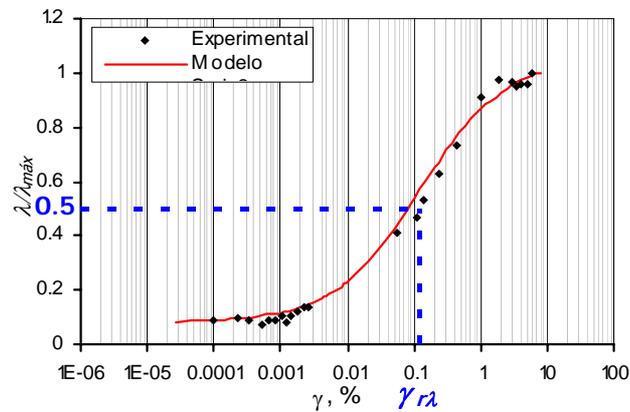


Figura 5.22. Obtención del parámetro $\gamma_{r\lambda}$.

Algunas de las relaciones $G - \gamma$ obtenidas con la aplicación inicial del modelo y posteriormente con el nuevo procedimiento de modelado se presentan en las figuras 5.23 y 5.24. En estas figuras se percibe similitud entre los resultados teóricos y los datos experimentales, por lo cual, se considera innecesario presentar la totalidad de las curvas.

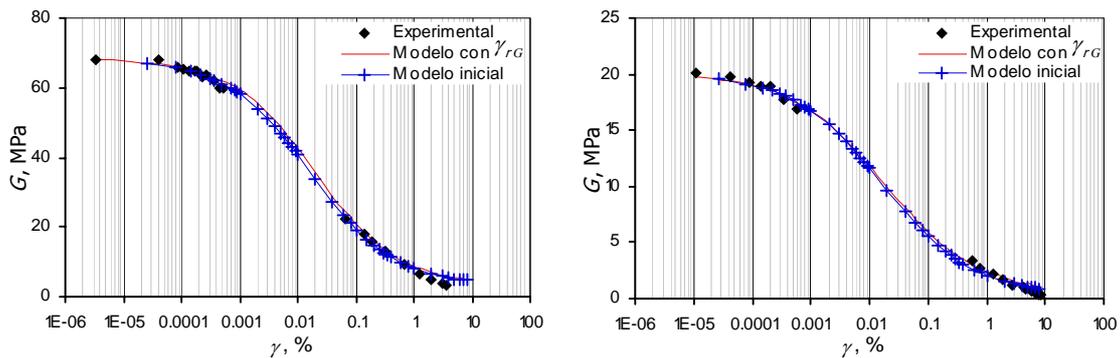


Figura 5.23. Curvas iniciales con modelo y después del ajuste de G . Muestra 1.2 y 4.1.

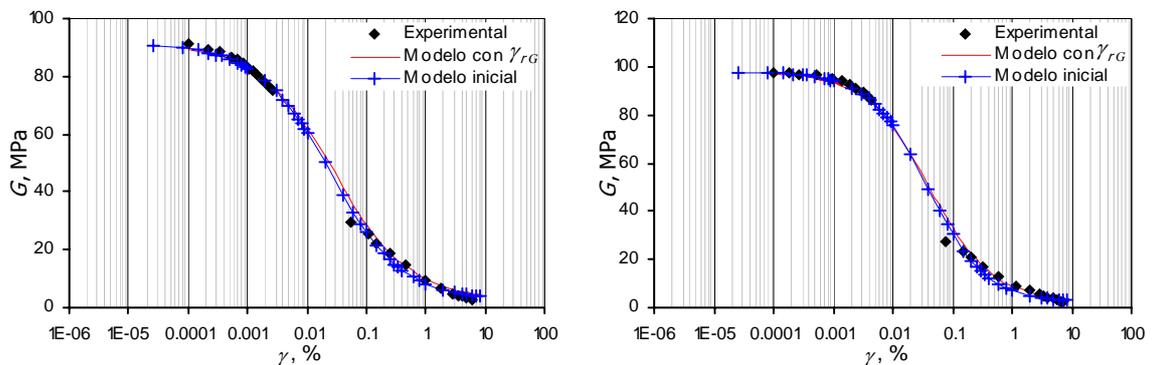


Figura 5.24. Curvas iniciales con modelo y después del ajuste de G . Muestra 6.2 y 8.2.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para las relaciones no lineales $\lambda - \gamma$ después de aplicar el modelo inicial y posteriormente el procedimiento indicado en esta sección.

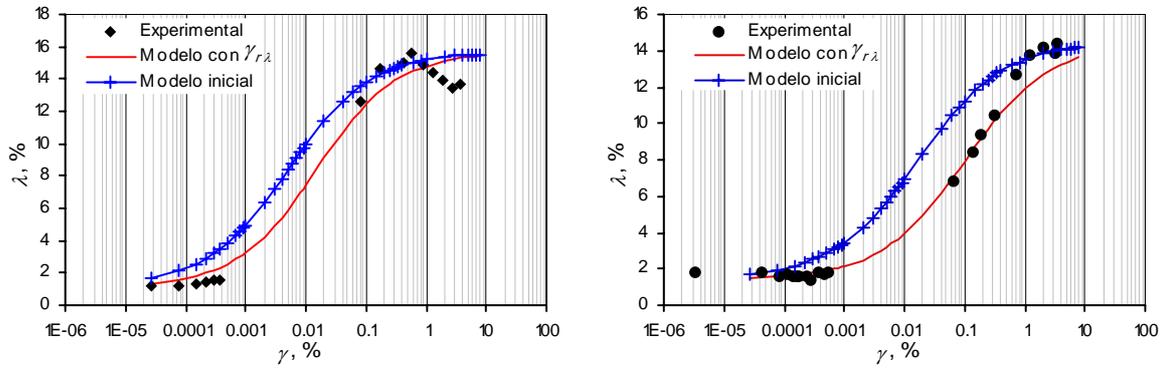


Figura 5.25. Curvas con modelo inicial y empleando el parámetro $\gamma_{r\lambda}$. Muestra 1.1 y 1.2.

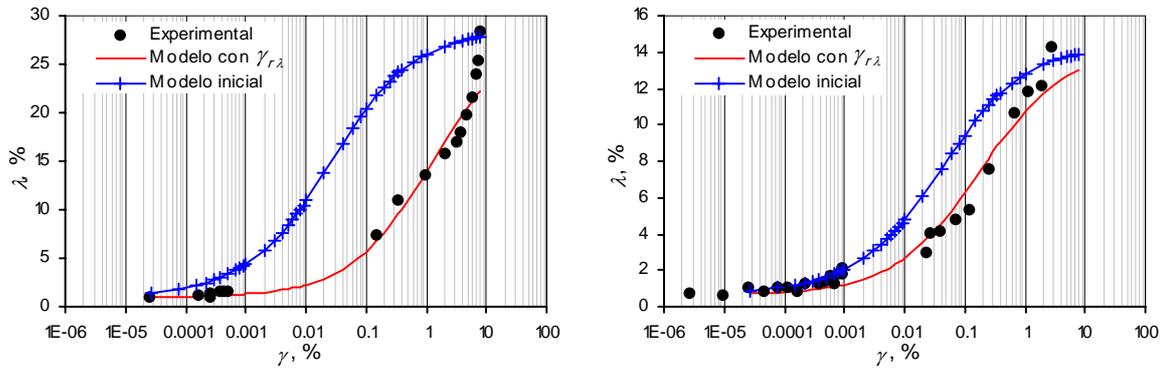


Figura 5.26. Curvas con modelo inicial y empleando el parámetro $\gamma_{r\lambda}$. Muestra 2.1 y 2.2.

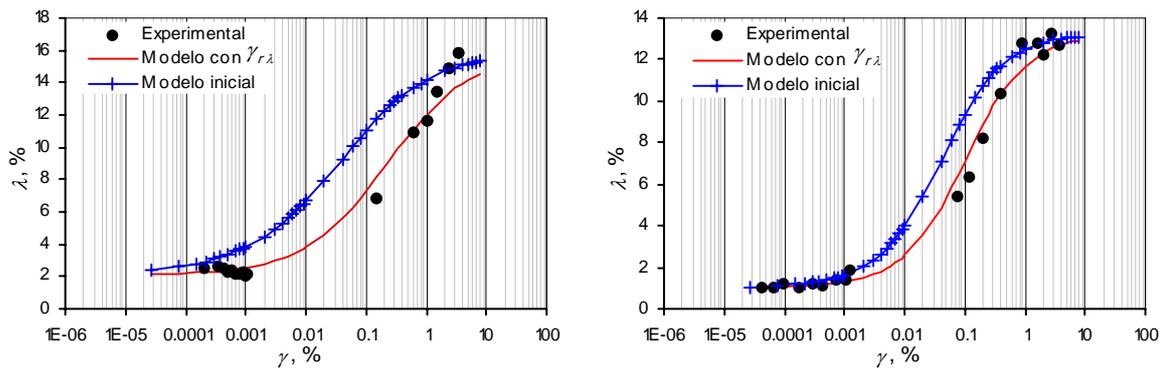


Figura 5.27. Curvas con modelo inicial y empleando el parámetro $\gamma_{r\lambda}$. Muestra 3.1 y 3.2.

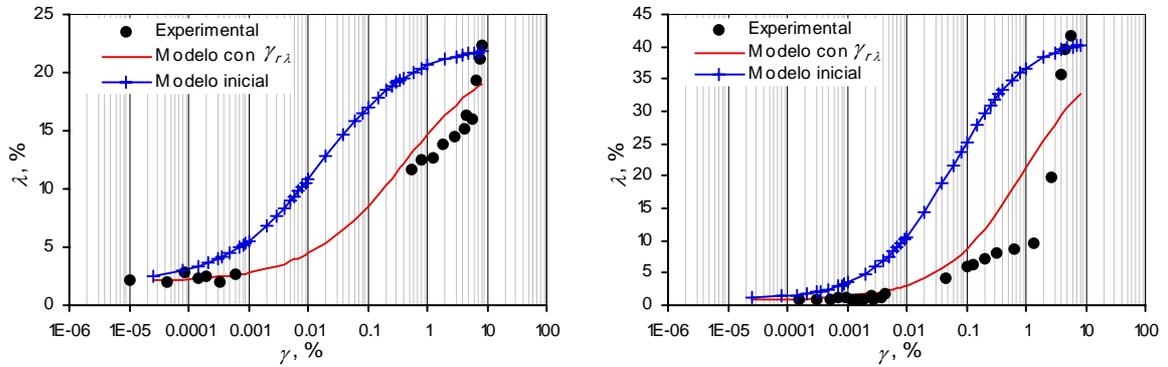


Figura 5.28. Curvas con modelo inicial y empleando el parámetro $\gamma_{r\lambda}$. Muestra 4.1 y 4.2.

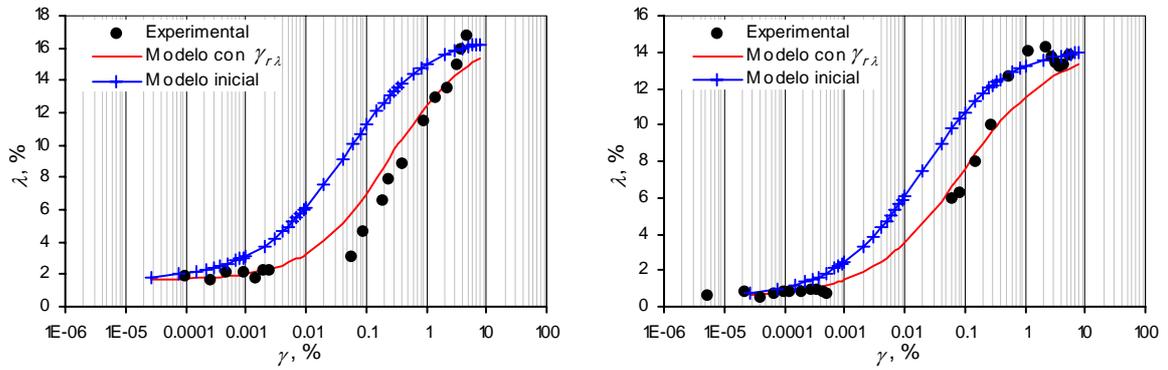


Figura 5.29. Curvas con modelo inicial y empleando el parámetro $\gamma_{r\lambda}$. Muestra 5.1 y 5.2.

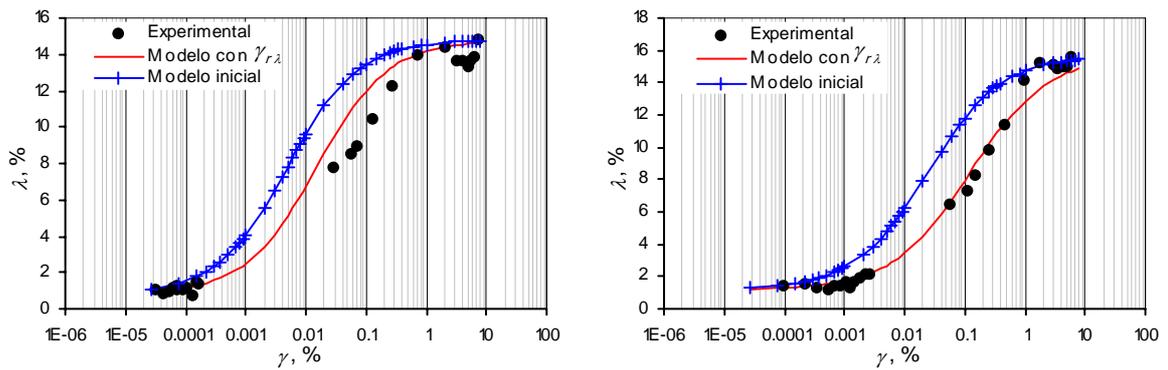


Figura 5.30. Curvas con modelo inicial y empleando el parámetro $\gamma_{r\lambda}$. Muestra 6.1 y 6.2.

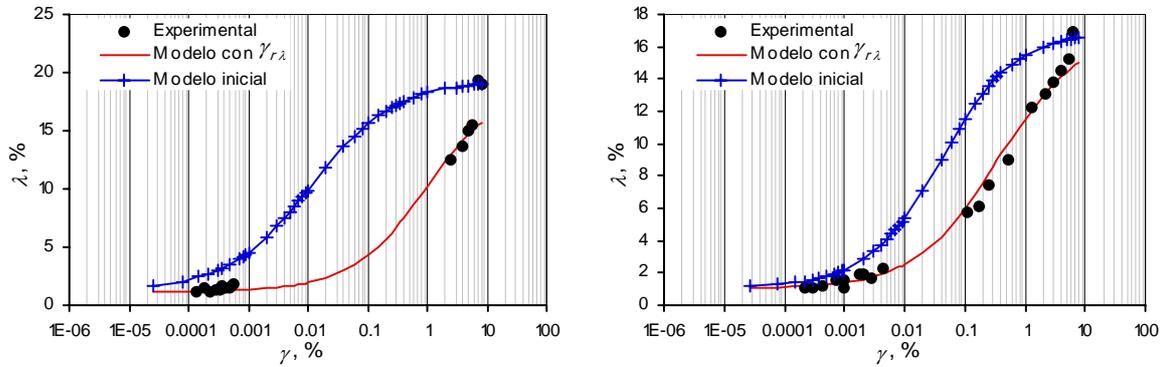


Figura 5.31. Curvas con modelo inicial y empleando el parámetro $\gamma_{r\lambda}$. Muestra 7.1 y 7.2.

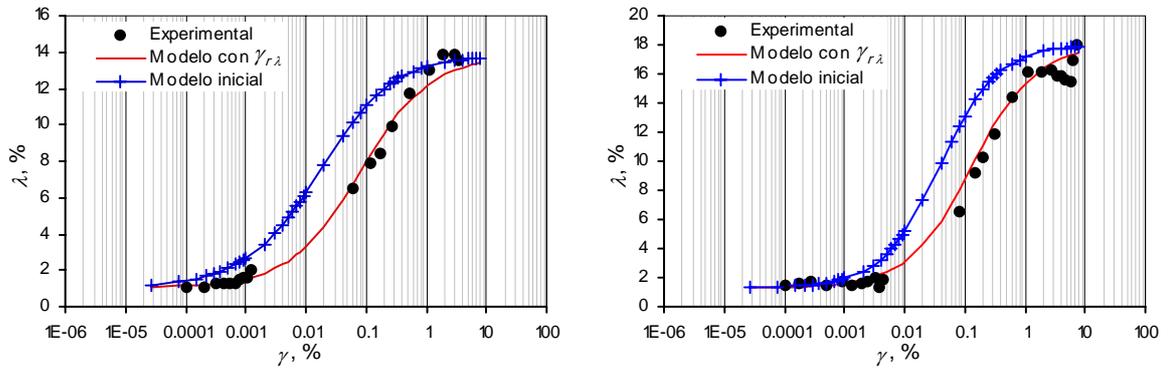


Figura 5.32. Curvas con modelo inicial y empleando el parámetro $\gamma_{r\lambda}$. Muestra 8.1 y 8.2.

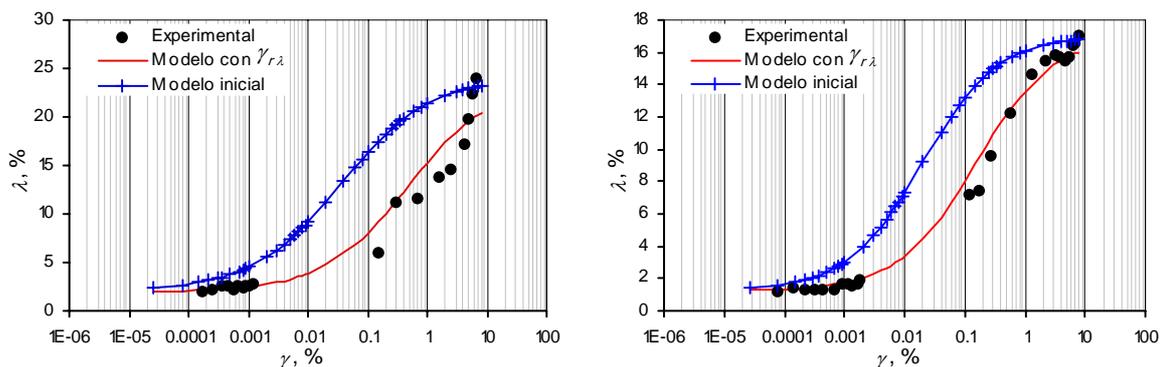


Figura 5.33. Curvas con modelo inicial y empleando el parámetro $\gamma_{r\lambda}$. Muestra 9.1 y 9.2.

En las figuras anteriores, es notable el buen acercamiento de los valores teóricos iniciales a los datos experimentales mediante el procedimiento de modelado indicado en esta sección, esto permite brindar una opción más para estimar las curvas $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$ mediante el empleo del modelo tipo Masing.

5.5. COMPARACIÓN DE LOS PARÁMETROS γ_r , A , B , OBTENIDOS EN DIFERENTES ARCILLAS

Diferentes estudios sobre el comportamiento de las propiedades dinámicas empleando el modelo tipo Masing en distintos suelos, han sido llevados a cabo por diferentes autores (Romo, 1990; Romo, 1995; Romo y Ovando, 1995; Cano, 2003 y Martínez, 2005). La realización de estos estudios permite ir obteniendo una base de datos mayor, la cual diversifica las características de los materiales y permite generalizar con mayor certidumbre la variación de los parámetros γ_r , A y B en función de PI .

Los resultados de las investigaciones realizadas en arcillas de la ciudad de México permitieron definir el efecto de PI en los parámetros γ_r , A y B (Romo, 1990; Romo, 1995). Posteriormente fueron realizados estudios en arcillas de la zona de Taratunich DL-1 de la Sonda de Campeche (Romo y Ovando, 1995). Estudios adicionales fueron llevados a cabo en arcillas marinas de la zona de Cantarell, ensayadas en CR y corte simple cíclico, DSS, pertenecientes a la Sonda de Campeche (Cano, 2003). Actualmente, los estudios se realizaron, sobre muestras de arcillas marinas de la zona de Ku-Maloob-Zaap, ensayados en CR y CTXC, igualmente pertenecientes a la Sonda de Campeche. Los resultados de estos estudios objeto de esta tesis se agregan para complementar la información correspondiente al comportamiento de los parámetros γ_r , A y B respecto a PI .

La figura 5.34, presenta la comparación de los parámetros γ_r , A y B en función de PI , obtenidos de la modelación de diferentes arcillas.

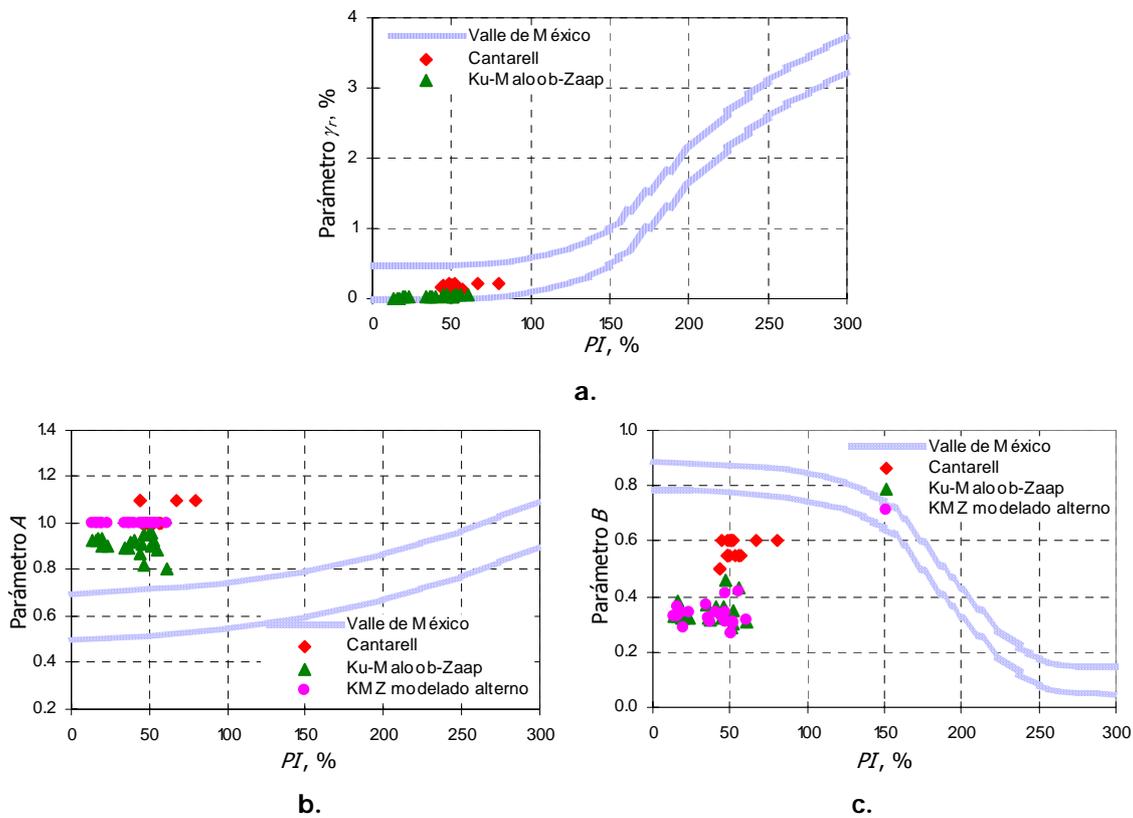
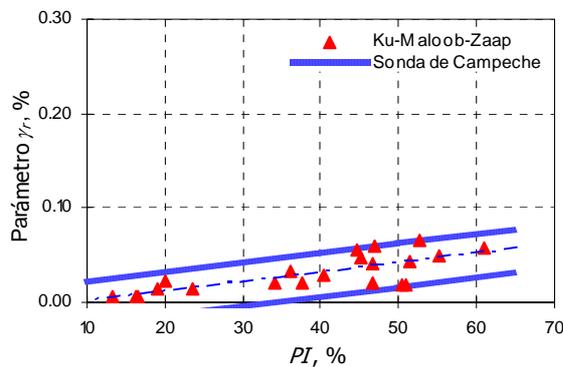


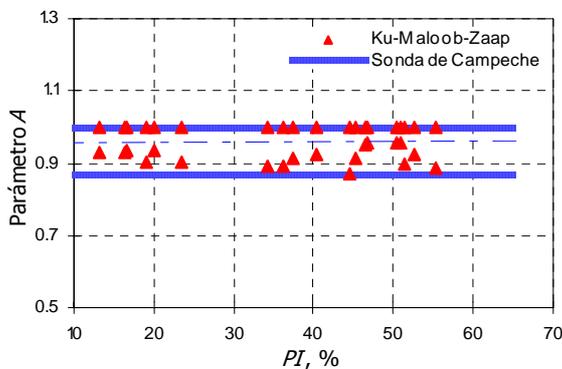
Figura 5.34. Comparación de los parámetros del modelo, (Romo, 1995).

La figura 5.34 a, presenta el comportamiento del parámetro γ_r respecto a PI para las arcillas lacustres de la ciudad de México y las arcillas marinas de la Sonda de Campeche (Cantarell y Ku-Maloob-Zaap). Esta figura presenta PI para la Sonda aproximadamente entre 15 % y 60 %, mientras que para la ciudad de México PI está comprendido entre 0 % y 300 %. Todos los valores de γ_r obtenidos en las arcillas marinas están incluidos en la franja definida para las arcillas de la ciudad de México.

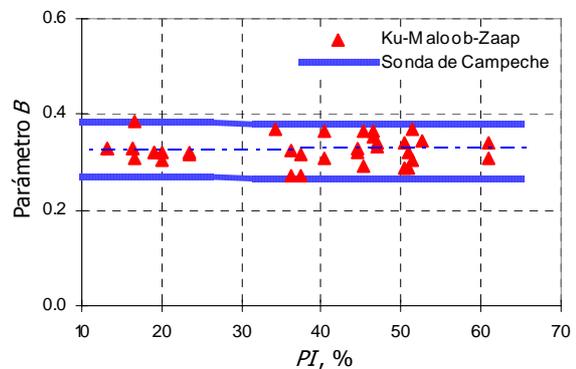
Las figuras 5.34 b y 5.34 c, presentan el comportamiento de los parámetros A y B respecto a PI para las arcillas de la ciudad de México y la Sonda de Campeche (Cantarell y Ku-Maloob-Zaap); en estas figuras se observa una similitud en la ubicación de los resultados obtenidos para las arcillas de la Sonda de Campeche respecto a los resultados de las arcillas de la ciudad de México, en donde la variación del parámetro A y B para las arcillas de la Sonda de Campeche se encuentran en la parte superior e inferior respectivamente de las franjas de comportamiento definidas para la arcilla de la ciudad de México. La notable diferencia en el rango de valores de los parámetros A y B para las arcillas lacustres y marinas evidencia el efecto del origen, tipo y conformación de estas. Resultados similares fueron obtenidos por Romo y Ovando en 1996, al estudiar el modelado del comportamiento dinámico de las arcillas de la zona de Taratunich DL-1 en la bahía de Campeche y las arcillas de la ciudad de México, en donde los resultados reflejaron la influencia del tipo, origen, mineralogía y proceso de formación geológica de los suelos sobre los parámetros. De acuerdo con esto y teniendo en cuenta los resultados obtenidos con las arcillas marinas de Ku-Maloob-Zaap, se definen nuevas franjas de comportamiento de los parámetros A y B para las arcillas marinas de la Sonda de Campeche, las cuales están comprendidas entre valores de PI de 15 % y 60 % (figuras 5.35 b y c).



a.



b.



c.

Figura 5.35. Franjas de comportamiento de los parámetros para la Sonda de Campeche.

La comparación del comportamiento de los parámetros γ_r , A y B hallados por diferentes autores es de suma importancia, ya que no solo permite corroborar la buena aplicación del modelo tipo Masing, sino que permite generalizar con mayor certeza la variación de dichos parámetros en función de PI . Como consecuencia de esto, se definen en este trabajo nuevas franjas de comportamiento de los parámetros γ_r , A y B para las arcillas marinas de la Sonda de Campeche (figura 5.35).

Las franjas de comportamiento de los parámetros γ_r , A y B presentadas en la figura 5.35, se encuentran comprendidas en un rango de valores de PI entre 10 % y 65 %. En la figura 5.35 a se observa que el parámetro γ_r presenta una leve tendencia a aumentar conforme crece el valor de PI , los parámetros A y B (figura 5.35 b y c) presentan un valor casi constante respecto a PI .

CONCLUSIONES

Propiedades como el contenido de agua, w , índice de plasticidad, PI , pesos volumétricos, γ , y el módulo de rigidez al esfuerzo cortante máximo, $G_{máx}$ presentaron alta dispersión en sus valores para profundidades entre 0 m y 20 m, disminuyendo notablemente en profundidades mayores. Esto es congruente con las características estratigráficas típicas de la zona. En el caso de $G_{máx}$ a partir de profundidades de 20 m se presentó una tendencia a aumentar su valor, indicando así un aumento de la rigidez del suelo con la profundidad y por ende con el nivel de esfuerzos efectivos de consolidación.

El índice de rigidez, I_r , e índice de liquidez, I_L , aumentaron y disminuyeron respectivamente con la profundidad.

El procedimiento de ensaye en CR, consistió en someter las probetas de suelo a degradaciones inferiores a 20 % de la rigidez del suelo, con el propósito de no alterar considerablemente la estructura del suelo, y así poder realizar nuevas pruebas sobre la probeta ya montada. Como resultado de esto, se obtuvo una interrupción en la degradación de G y λ en el rango de medianas deformaciones.

El umbral de deformación para la degradación de la rigidez del material estudiado fue aproximadamente de γ igual a 10^{-4} %.

El módulo G disminuyó casi hasta cero mientras que la relación λ aumentó aproximadamente hasta 25 %, conforme se incrementó el nivel de γ en el material; esto concuerda con los resultados obtenidos por Koutsoftas y Fischer (1980), Stokoe, Isenhower y Hsu (1980), Saada y Macky (1985), Seed *et al.* (1986), Dobry y Vucetic (1987), Kagawa (1992), Romo y Ovando (1995) entre otros.

Para un mismo valor de γ , la tendencia de la rigidez máxima del suelo es creciente a medida que el nivel de σ'_c , aumenta. En el caso del valor de $G_{m\acute{a}x}$ se obtuvo una relación lineal con σ'_c , lo cual concuerda con resultados obtenidos en arcilla lacustre (Romo, 1990; Romo, 1995). Respecto a la relación λ , ésta no presentó cambios notables por efecto de σ'_c .

El índice de plasticidad, PI , ejerce una gran influencia en el comportamiento dinámico de las arcillas marinas, ocasionando un desplazamiento hacia la derecha de la relación $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ a medida que aumenta el valor de PI . En el caso de deformaciones angulares iguales y mayores al umbral de deformación (aproximadamente 10⁻⁴ %), el valor del cociente $G/G_{m\acute{a}x}$ tiende a ser mayor conforme aumenta el PI del suelo. La capacidad para disipar energía de las arcillas también se vio afectada por PI , presentando valores menores a medida que aumenta PI , lo cual se hizo más notorio a medida que aumentó la amplitud de γ .

Se obtuvieron porcentajes de pérdida en el valor máximo de G de hasta 16 % al someter las probetas de suelo a un barrido de frecuencias correspondiente a una amplitud de deformación pequeña (aproximadamente 10⁻⁵ %) después de cada uno de los incrementos de amplitud de la deformación angular.

Respecto a la familia de curvas propuestas por Vucetic y Dobry en 1991 se concluye que las relaciones experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ obtenidas para las arcillas marinas de Ku-Maloob-Zaap presentan un comportamiento similar a dicha familia de curvas pero no se encuentran dentro de los intervalos de PI definidos por Dobry y Vucetic. En el caso de las relaciones experimentales $\lambda - \gamma$, éstas presentaron correspondencia con la familia de curvas tanto en la forma como en los intervalos de PI definidos anteriormente.

Los resultados obtenidos con la aplicación inicial del modelo tipo Masing arrojaron valores similares a los datos experimentales respecto a las relaciones $G - \gamma$, mientras que las relaciones $\lambda - \gamma$ no presentaron buena proximidad entre las curvas modeladas y experimentales, lo cual se hizo más notorio a medida que se aumentaron los valores de γ ; esto se puede deber a factores como el tipo de suelo y a las condiciones de frontera introducidas en el modelo tipo Masing. De acuerdo con los resultados se concluye que la capacidad para disipar energía es diferente en las arcillas de la ciudad de México y las arcillas de la Sonda de Campeche. Esta diferencia puede ser atribuida a las características mineralógicas, fisicoquímicas y ambiente de depositación del material, lo cual concuerda con análisis realizados por Anderson y Woods (1976), Romo y Ovando (1996) y Cano (2003).

El parámetro γ_r , empleado por el modelo, presentó cierta dependencia de σ'_c , exhibiéndose una tendencia casi lineal entre estos parámetros, donde γ_r se incrementa a mayor σ'_c . Esto concuerda con los resultados obtenidos por Cano (2003). Este análisis evidenció la influencia de σ'_c sobre la relación $G - \gamma$, la cual presentó un desplazamiento hacia arriba para valores mayores de σ'_c . Respecto a PI , el parámetro γ_r , presentó una leve tendencia a aumentar con éste, lo cual representa que a mayor PI , el punto de inflexión de las curvas $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$ corresponde a una deformación angular, γ , mayor.

El ajuste por regresión no lineal consistió en derivar las funciones de G y de λ , lo que permitió obtener el ajuste de la forma de la tendencia general de los datos experimentales sin ajustar necesariamente

los puntos individuales. Posteriormente, la técnica empleada con el método de *Gauss-Newton* consistió en expresar las ecuaciones de G y de λ , de una forma lineal aproximada, lo cual permitió hallar estimaciones más precisas de las propiedades dinámicas del suelo. En el caso de las discrepancias obtenidas inicialmente en las curvas $\lambda - \gamma$, éstas fueron eliminadas en su mayoría mediante el proceso de ajuste de λ .

La variación del parámetro A permite concluir que la capacidad para disipar energía de las arcillas de la ciudad de México y de la Sonda de Campeche es diferente.

Con la finalidad de ampliar la aplicabilidad del modelo tipo Masing a arcillas marinas, permitiendo obtener resultados más próximos a los datos experimentales, sin perder la sencillez y facilidad de aplicación del modelo, fue propuesta la **correlación λ** , la cual permitió obtener predicciones más precisas del comportamiento de λ de las arcillas marinas.

Se definieron franjas de comportamiento para los parámetros γ_r , A y B de las arcillas marinas; estas zonas comprenden la variación de los parámetros para un rango de índice de plasticidad entre 10 % y 65 %. Los bordes definidos para A y B difieren de los valores definidos para la ciudad de México, esta diferencia en rangos de valores representa la divergencia que existe en los resultados obtenidos empleando el modelo tipo Masing para arcillas lacustres y marinas.

Finalmente se concluye que la aplicación del modelo tipo Masing, empleando la correlación λ propuesta, resulta ser una herramienta práctica y confiable para predecir el comportamiento de las propiedades dinámicas de las arcillas marinas estudiadas. Por esto, es recomendable el empleo del modelo con la correlación propuesta para posteriores análisis dinámicos sobre arcillas de características similares a las estudiadas en este trabajo.

ANEXOS

ANEXO 1. PROGRAMA DE PRUEBAS

N° Sondeo	Nombre Sondeo	N° Muestra	Nombre Muestra	Prof. (m)	Equipo	σ'_{c1} (MPa)	σ'_{c2} (MPa)	σ'_{c3} (MPa)
1	PB-KM-1	1.1	P11Q1	10.0	CR	0.038	0.076	0.153
					TC	0.038		
		1.2	P19	19.0	CR	0.120	0.246	0.490
					TC	0.120		
		1.3	P34	55.0	CR	0.332	0.491	0.650
2	HA-KM-1	2.1	P18	18.5	CR	0.122	0.245	0.489
					TC	0.122		
		2.2	P25	33.0	CR	0.214	0.427	0.650
					TC	0.214		
		2.3	P34	56.0	CR	0.375	0.513	0.650
3	HA-KS-1	3.1	P11	9.5	CR	0.047	0.093	0.187
					TC	0.047		
		3.2	P26	34.0	CR	0.212	0.423	0.650
					TC	0.212		
		3.3	P35	57.5	CR			0.340
4	PB-KS-1	4.1	P11Q2	10.0	CR	0.045	0.090	0.179
					TC	0.045		
		4.2	P24	28.5	CR	0.182	0.366	0.650
					TC	0.182		
		4.3	P35	59.5	CR	0.360	0.500	0.650
5	PP-MB-1	5.1	P01X	10.0	CR	0.082	0.166	0.332
					TC	0.082		
		5.2	P19	18.0	CR	0.156	0.312	0.624
					TC	0.156		
		5.3	P31	40.0	CR			0.294
6	PP-MA-1	6.1	P14	11.5	CR	0.098	0.196	0.391
					TC	0.098		
		6.2	P22	21.5	CR	0.164	0.489	0.650
					TC	0.164		
		6.3	P33	46.5	CR			0.327
7	PP-ZB-1	7.1	P11	9.5	CR	0.084	0.168	0.335
					TC	0.084		
		7.2	P20	20.5	CR	0.171	0.343	0.650
					TC	0.171		
		7.3	P33	51.0	CR			0.356
8	PP-ZD-1	8.1	P17	18.0	CR	0.140	0.278	0.558
					TC	0.140		
		8.2	P24	31.0	CR	0.232	0.464	0.650
					TC	0.232		
		8.3	P35/3	62.0	CR			0.430
9	PP-KS-1	9.1	P11	10.0	CR	0.056	0.112	0.225
					TC	0.056		
		9.2	P20	22.5	CR	0.160	0.319	0.639
					TC	0.160		
		9.3	P34	56.5	CR			0.356

ANEXO 2. PROPIEDADES ÍNDICE

N° Sondeo	Nombre Sondeo	N° Muestra	Nombre Muestra	Prof. (m)	Equipo	B de Skempton	w (%)	G_s	IP	w_L (%)	γ_h (kN/m ³)	e	S (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	I_r	I_L
1	PB-KM-1	1.1	P11Q1	10.0	CR	0.970	45.650	2.870	16.320	40.300	17.285	1.372	0.955	11.868	17.543	7.733	0.328	1.328
					TC	0.930	42.710	2.840	13.280	39.780	17.489	1.273	0.953	12.255	17.750	7.940	0.221	1.221
		1.2	P19	19.0	CR	0.940	48.300	2.800	37.520	65.270	17.213	1.366	0.990	11.607	17.272	7.462	0.452	0.548
					TC	0.950	48.650	2.800	37.520	65.270	17.197	1.374	0.991	11.569	17.247	7.437	0.443	0.557
2	HA-KM-1	2.1	P18	18.5	CR	0.950	51.260	2.810	36.150	60.080	16.883	1.470	0.980	11.161	16.999	7.189	0.244	0.756
					TC	0.970	50.250	2.810	36.150	60.080	17.182	1.411	1.001	11.436	17.176	7.366	0.272	0.728
		2.2	P25	33.0	CR	0.950	54.910	2.810	46.990	78.360	16.718	1.554	0.993	10.792	16.761	6.951	0.499	0.501
					TC	1.000	51.980	2.810	46.990	78.360	16.698	1.509	0.968	10.987	16.887	7.077	0.561	0.439
3	HA-KS-1	3.1	P11	9.5	CR	0.980	76.730	2.790	60.920	91.440	15.200	2.182	0.981	8.601	15.328	5.518	0.241	0.759
					TC	0.970	77.840	2.790	60.920	91.440	14.973	2.251	0.965	8.419	15.212	5.402	0.223	0.777
		3.2	P26	34.0	CR	0.984	53.780	2.830	55.310	82.960	16.801	1.541	0.988	10.926	16.875	7.065	0.528	0.472
					TC	1.000	53.620	2.660	55.310	82.960	16.718	1.398	1.020	10.883	16.601	6.791	0.530	0.470
4	PB-KS-1	4.1	P11Q2	10.0	CR	0.990	72.890	2.780	50.450	81.070	15.137	2.115	0.958	8.755	15.416	5.606	0.162	0.838
					TC	0.980	69.510	2.730	50.880	81.420	15.442	1.940	0.978	9.110	15.583	5.773	0.234	0.766
		4.2	P24	28.5	CR	1.050	64.910	2.820	52.680	87.450	16.047	1.843	0.993	9.731	16.090	6.280	0.428	0.572
					TC	0.950	64.920	2.820	52.680	87.453	16.101	1.834	0.998	9.763	16.111	6.301	0.428	0.572
5	PP-MB-1	5.1	P01X	10.0	CR	0.980	64.100	2.810	44.560	78.320	16.075	1.814	0.993	9.796	16.120	6.310	0.319	0.681
					TC	0.940	64.100	2.810	44.560	78.320	16.019	1.824	0.988	9.762	16.098	6.288	0.319	0.681
		5.2	P19	18.0	CR	0.940	37.630	2.790	20.080	44.030	18.245	1.065	0.986	13.256	18.315	8.505	0.319	0.681
					TC	0.940	37.630	2.790	20.080	44.030	17.906	1.104	0.951	13.010	18.157	8.347	0.319	0.681
6	PP-MA-1	6.1	P14	11.5	CR	1.030	35.490	2.820	16.590	44.100	18.553	1.020	0.981	13.694	18.648	8.838	0.519	0.481
					TC	0.930	40.010	2.820	16.590	44.100	18.019	1.150	0.982	12.870	18.116	8.306	0.247	0.753
		6.2	P22	21.5	CR	0.980	26.250	2.820	40.400	66.650	17.184	1.033	0.717	13.611	18.594	8.784	1.000	0.000
					TC	0.950	49.800	2.820	40.400	66.650	16.956	1.444	0.973	11.319	17.115	7.305	0.417	0.583
6	PP-MA-1	6.3	P33	46.5	CR	0.980	47.420	2.780	37.550	69.490	17.447	1.304	1.011	11.835	17.388	7.578	0.588	0.412

N° Sondeo	Nombre Sondeo	N° Muestra	Nombre Muestra	Prof. (m)	Equipo	B de Skempton	w (%)	G_s	IP	w_L (%)	γ_b (kN/m ³)	e	S (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	I_r	I_c
7	PP-ZB-1	7.1	P11	9.5	CR	0.970	39.230	2.850	23.520	44.680	17.824	1.184	0.944	12.802	18.120	8.310	0.232	0.768
					TC	0.970	38.000	2.850	19.130	40.300	18.287	1.110	0.976	13.251	18.412	8.602	0.120	0.880
		7.2	P20	20.5	CR	0.966	49.020	2.810	45.260	73.630	17.105	1.402	0.983	11.478	17.204	7.394	0.544	0.456
					TC	1.000	51.220	2.810	45.260	73.632	17.044	1.446	0.996	11.271	17.070	7.260	0.495	0.505
		7.3	P33	51.0	CR	0.980	34.620	2.810	15.600	40.170	18.170	1.042	0.933	13.497	18.504	8.694	0.356	0.644
		8	PP-ZD-1	8.1	P17	18.0	CR	0.930	44.300	2.810	34.210	59.450	17.590	1.261	0.987	12.190	17.662	7.852
TC	0.980						46.510	2.810	34.210	59.450	17.328	1.331	0.982	11.827	17.428	7.618	0.378	0.622
8.2	P24			31.0	CR	0.983	47.450	2.770	46.710	76.020	17.149	1.336	0.983	11.630	17.242	7.432	0.612	0.388
					TC	0.960	47.520	2.770	46.710	76.022	17.197	1.331	0.989	11.657	17.259	7.449	0.610	0.390
8.3	P35/3			62.0	CR	0.958	41.800	2.830	39.490	67.608	17.857	1.205	0.982	12.593	17.953	8.143	0.654	0.346
9	PP-KS-1			9.1	P11	10.0	CR	0.972	73.620	2.730	51.510	85.010	15.355	2.028	0.991	8.844	15.415	5.605
		TC	0.980				74.880	2.730	51.510	85.010	15.240	2.073	0.986	8.714	15.332	5.522	0.197	0.803
		9.2	P20	22.5	CR	0.990	49.200	2.800	46.590	73.600	16.947	1.418	0.971	11.358	17.112	7.302	0.524	0.476
					TC	1.000	52.980	2.800	46.590	73.600	16.671	1.521	0.976	10.897	16.815	7.005	0.443	0.557
		9.3	P34	56.5	CR	0.950	38.040	2.800	25.790	51.900	18.025	1.104	0.965	13.057	18.204	8.394	0.537	0.463

ANEXO 3. PROPIEDADES DINÁMICAS

N° Sondeo	Nombre Sondeo	N° Muestra	Nombre Muestra	Prof. (m)	Equipo	σ'_{c1} (MPa)	$G_{máx1}$ (MPa)	$G_{mín1}$ (MPa)	$\lambda_{máx1}$ (%)	$\lambda_{mín1}$ (%)	OCR	σ'_{c2} (MPa)	$G_{máx2}$ (MPa)	$\lambda_{mín2}$ (%)	OCR	σ'_{c3} (MPa)	$G_{máx3}$ (MPa)	$\lambda_{mín3}$ (%)	OCR
1	PB-KM-1	1.1	P11Q1	10.0	CR	0.038	72.670			1.151	1.500	0.076	110.500	0.825	1.000	0.153	142.600	0.786	1.000
					TC	0.038		1.107	15.66										
		1.2	P19	19.0	CR	0.120	68.160			1.429	1.970	0.246	80.690	1.064	1.000	0.490	128.500	0.861	1.000
					TC	0.120		3.361	14.441										
1.3	P34	55.0	CR	0.332	113.300		0.839	0.819	1.010	0.491	135.500	0.909	1.000	0.650	151.500	0.854	1.000		
2	HA-KM-1	2.1	P18	18.5	CR	0.122	66.930			1.013	1.470	0.245	77.590	0.839	1.000	0.489	95.810	0.822	1.000
					TC	0.122		1.113	28.456										
		2.2	P25	33.0	CR	0.214	65.730			0.666	1.570	0.427	84.900	0.818	1.000	0.650	110.700	0.739	1.000
					TC	0.214		7.656	14.27										
2.3	P34	56.0	CR	0.375	126.000		1.243	1.097	1.170	0.513	132.600	1.014	1.000	0.650	149.700	1.017	1.000		
3	HA-KS-1	3.1	P11	9.5	CR	0.047	14.990			2.089	1.310	0.093	26.410	1.616	1.000	0.187	40.520	1.627	1.000
					TC	0.047		1.060	15.847										
		3.2	P26	34.0	CR	0.212	83.010			1.034	1.290	0.423	93.300	0.912	1.000	0.650	105.400	1.031	1.000
					TC	0.212		5.921	13.223										
3.3	P35	57.5	CR												0.340	106.200	0.595		
4	PB-KS-1	4.1	P11Q2	10.0	CR	0.045	20.120			2.010	1.000	0.090	41.740	1.354	1.000	0.179	53.760	0.441	1.000
					TC	0.045		0.369	22.364										
		4.2	P24	28.5	CR	0.182	80.170			0.803	1.670	0.366	90.190	0.905	1.000	0.650	124.800	1.098	1.000
					TC	0.182		2.557	41.621										
4.3	P35	59.5	CR	0.360	116.100		0.872	1.213	1.250	0.500	130.600	0.782	1.000	0.650	152.200	0.715	1.000		
5	PP-MB-1	5.1	P01X	10.0	CR	0.082	34.830			1.645	1.470	0.166	48.000	1.594	1.000	0.332	63.150	1.414	1.000
					TC	0.082		1.823	16.779										
		5.2	P19	18.0	CR	0.156	110.300			0.531	1.510	0.312	151.500	0.565	1.000	0.624	212.200	0.378	1.000
					TC	0.156		3.629	14.262										
5.3	P31	40.0	CR												0.294	113.700	0.896		
6	PP-MA-1	6.1	P14	11.5	CR	0.098	132.300			0.798	1.530	0.196	193.500	0.259	1.000	0.391	277.400	0.475	1.000
					TC	0.098		1.555	14.784										
		6.2	P22	21.5	CR	0.164	91.450			1.191	1.000	0.489	134.800	1.199	1.000	0.650	160.600	0.730	1.000
					TC	0.164		2.593	15.64										
6.3	P33	46.5	CR												0.327	102.900	1.182		

N° Sondeo	Nombre Sondeo	N° Muestra	Nombre Muestra	Prof. (m)	Equipo	σ'_{c1} (MPa)	$G_{máx1}$ (MPa)	$G_{mín1}$ (MPa)	$\lambda_{máx1}$ (%)	$\lambda_{mín1}$ (%)	OCR	σ'_{c2} (MPa)	$G_{máx2}$ (MPa)	$\lambda_{mín2}$ (%)	OCR	σ'_{c3} (MPa)	$G_{máx3}$ (MPa)	$\lambda_{mín3}$ (%)	OCR
7	PP-ZB-1	7.1	P11	9.5	CR	0.084	118.700			1.173	1.850	0.168	166.700	0.842	1.000	0.335	245.700	1.000	1.000
					TC	0.084		0.847	19.259										
		7.2	P20	20.5	CR	0.171	71.980			1.048	1.080	0.343	89.580	0.874	1.000	0.650	98.220	1.398	1.000
					TC	0.171		2.518	16.883										
7.3	P33	51.0	CR												0.356	250.000	1.095		
8	PP-ZD-1	8.1	P17	18.0	CR	0.140	90.730			1.050	1.070	0.278	126.400	1.221	1.000	0.558	178.500	1.061	1.000
					TC	0.140		3.613	13.832										
		8.2	P24	31.0	CR	0.232	97.820			1.304	1.350	0.464	96.840	0.815	1.000	0.650	106.200	1.020	1.000
					TC	0.232		2.275	17.98										
8.3	P35/3	62.0	CR												0.430	152.100	0.614		
9	PP-KS-1	9.1	P11	10.0	CR	0.056	25.760			1.939	1.280	0.112	37.050	1.869	1.000	0.225	56.540	1.303	1.000
					TC	0.056		0.577	24.001										
		9.2	P20	22.5	CR	0.160	80.530			1.226	1.480	0.319	100.200	1.214	1.000	0.639	149.700	1.199	1.000
					TC	0.160		1.345	17.004										
9.3	P34	56.5	CR												0.356	170.900	0.822		

ANEXO 4. DEMOSTRACIÓN DE LA COORDENADA (γ_r , 0.5) COMO PUNTO DE INFLEXIÓN

El punto de inflexión se define como el valor máximo y/o mínimo de la pendiente de una función o el cambio de concavidad de una función. En el caso del Modelo Tipo Masing, se asume que el punto de inflexión de las funciones del módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento, es hallado empleando la función de normalización de G , cuando la degradación del módulo sea igual al 50 %.

Las funciones empleadas para obtener el punto de inflexión son:

$$G = (G_{max} - G_{min}) \cdot H(\gamma) + G_{min} \quad [1]$$

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

Obtención del valor del parámetro A para el caso particular del punto de inflexión:

Despejando la función $H(\gamma)$ de la ecuación [1], se obtiene:

$$H(\gamma) = \frac{G - G_{min}}{G_{max} - G_{min}} \quad [3]$$

Ahora, si se divide y multiplica por G_{max} la expresión [3] y se asume $G_{min} = 0$, se tiene que

$$H(\gamma) = \frac{G/G_{max} - 0}{1 - 0} = \frac{G}{G_{max}} \quad [4]$$

Igualando [4] y [2]

$$\frac{G}{G_{max}} = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \quad [5]$$

Para encontrar el valor del punto de inflexión de la función normalizada de G , es necesario asumir $\gamma = \gamma_r$ y la relación $G/G_{max} = 0.5$. Ahora teniendo en cuenta estas suposiciones y hallando el valor de A de la ecuación [5], se tiene

$$0.5 = \left[\frac{(1)^{2B}}{1 + (1)^{2B}} \right]^A = \left[\frac{1}{2} \right]^A = [0.5]^A \quad [6]$$

Para que se cumpla la igualdad [6] se tiene que $A = 1$, lo cual representa el punto de inflexión de la relación $G/G_{max} - \gamma$. En conclusión el *punto de inflexión* de la relación $G/G_{max} - \gamma$, se caracteriza por $\gamma = \gamma_r$ y $A = 1$. Este resultado es el mismo obtenido para la relación de amortiguamiento.

Empleo del criterio de la 2ª derivada para obtener el punto de inflexión

Cabe anotar que el punto de inflexión de una función es hallado empleando el criterio de la 2ª derivada.

En el caso de la función [1], se debe distinguir que dicha función tiene forma similar a una hipérbola en escala aritmética (figura 1) y que por tanto no tiene punto de inflexión.

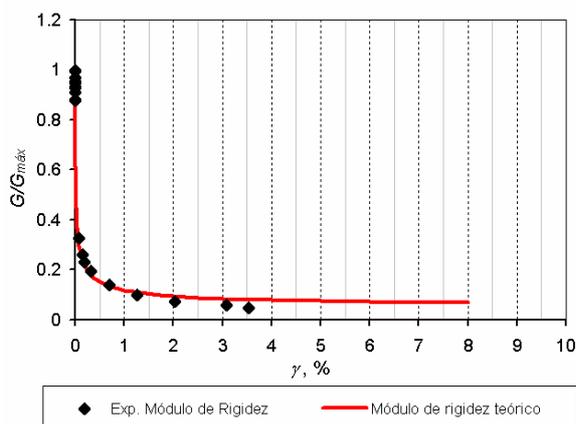


Figura 1. Representación gráfica de la función normalizada de G en escala aritmética

Ahora graficando dicha función en escala semi-logarítmica, es evidente un cambio en la forma de la curva y la presencia de un cambio de concavidad, o sea la existencia de un punto de inflexión (figura 2).

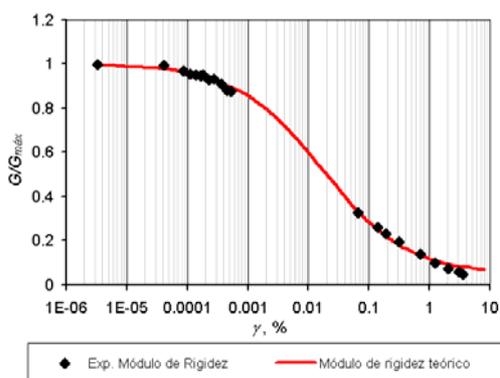


Figura 2. Representación gráfica de la función $G=f(\gamma)$ en escala semi-logarítmica

Esta representación gráfica indica que para poder hallar de manera analítica el punto de inflexión de la función del módulo de rigidez, G , es necesario realizar un mapeo o transformación de las abscisas (valores de la deformación angular), mediante la expresión

$$t = [\log_{10}(x) - n] \cdot a \quad [7]$$

O sea
$$x = 10^{\frac{t}{a} + n} \quad [8]$$

Donde t son los valores transformados de las abscisas, n es el exponente menor del rango de deformaciones manejado en escala logarítmica y a es el número de unidades por ciclo.

Ahora, para expresar la ecuación [1] en función de x , definiendo $x = \frac{\gamma}{\gamma_r}$, y teniendo en cuenta que $A=1$ para el punto de inflexión, se tiene que la función [2] es igual a

$$H(\gamma) = \left[\frac{(x)^{2B}}{1 + (x)^{2B}} \right] = \frac{x^{2B}}{1 + x^{2B}} = 1 - \frac{1}{1 + x^{2B}} \quad [9]$$

Dividiendo la ecuación [1] entre $G_{m\acute{a}x}$ y tomando $G_{m\acute{i}n} = 0$, se tiene

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = G_N = H(\gamma) = 1 - \frac{1}{1 + x^{2B}} \quad [10]$$

Hallando la primera derivada de la función [10] respecto a t , usando la regla de la cadena se tiene:

Regla de la cadena: $\frac{dG_N}{dt} = \frac{dG_N}{dx} \cdot \frac{dx}{dt}$

$$\frac{dx}{dt} = 10^{\frac{t+n}{a}} \cdot \frac{1}{a} \cdot \ln(10) = \frac{\ln(10)}{a} \cdot x \quad [11]$$

$$\frac{dG_N}{dx} = \frac{2 \cdot B \cdot x^{2B-1}}{(1 + x^{2B})^2} \quad [12]$$

$$\frac{dG_N}{dt} = \frac{dG_N}{dx} \cdot \frac{dx}{dt} = \frac{2 \cdot B \cdot x^{2B-1}}{(1 + x^{2B})^2} \cdot \frac{\ln(10)}{a} \cdot x = \frac{\ln(10)}{a} \cdot \frac{2 \cdot B \cdot x^{2B}}{(1 + x^{2B})^2} \quad [13]$$

Procediendo de la misma manera se tiene que la segunda derivada es:

$$\frac{d\left(\frac{dG_N}{dt}\right)}{dx} = \frac{\ln(10)}{a} \left[\frac{(1 + x^{2B})^2 \cdot 4B^2 x^{2B-1} - 2Bx^{2B} \cdot 2 \cdot (1 + x^{2B}) \cdot 2Bx^{2B-1}}{(1 + x^{2B})^4} \right]$$

$$\frac{d\left(\frac{dG_N}{dt}\right)}{dx} = \frac{\ln(10)}{a} \left[\frac{4B^2 x^{2B-1} \cdot (1 + x^{2B}) \cdot [1 - x^{2B}]}{(1 + x^{2B})^4} \right] \quad [14]$$

$$\frac{d^2 G_N}{dt^2} = \frac{d\left(\frac{dG_N}{dt}\right)}{dx} \cdot \frac{dx}{dt} = \frac{\ln(10)}{a} \cdot \left[\frac{4B^2 x^{2B-1} \cdot [1 - x^{2B}]}{(1 + x^{2B})^3} \right] \cdot \frac{\ln(10)}{a} \cdot x$$

$$\frac{d^2 G_N}{dt^2} = \frac{\ln^2(10)}{a^2} \cdot \left(\frac{4B^2 x^{2B} \cdot (1 - x^{2B})}{(1 + x^{2B})^3} \right) \quad [15]$$

Igualando la expresión [15] a cero y despejando el valor de x , se tiene

$$\frac{d^2 G_N}{dt^2} = \frac{\ln^2(10)}{a^2} \cdot \left(\frac{4B^2 x^{2B} \cdot (1 - x^{2B})}{(1 + x^{2B})^3} \right) = 0$$

$$\frac{4B^2 x^{2B} \cdot (1 - x^{2B})}{(1 + x^{2B})^3} = 0 \Rightarrow (1 - x^{2B}) = 0 \Rightarrow 1 = x^{2B} \Rightarrow 1 = x = \frac{\gamma}{\gamma_r} \quad \therefore \gamma = \gamma_r$$

En conclusión el punto de inflexión está definido por las coordenadas $(\gamma_r, 0.5)$ de la curva normalizada del módulo de rigidez, además dicho punto no depende del valor del parámetro B empleado por el Modelo Tipo Masing. De igual manera se caracteriza por tener el parámetro $A=1$.

ANEXO 5. CURVAS OBTENIDAS CON EL MODELO TIPO MASING

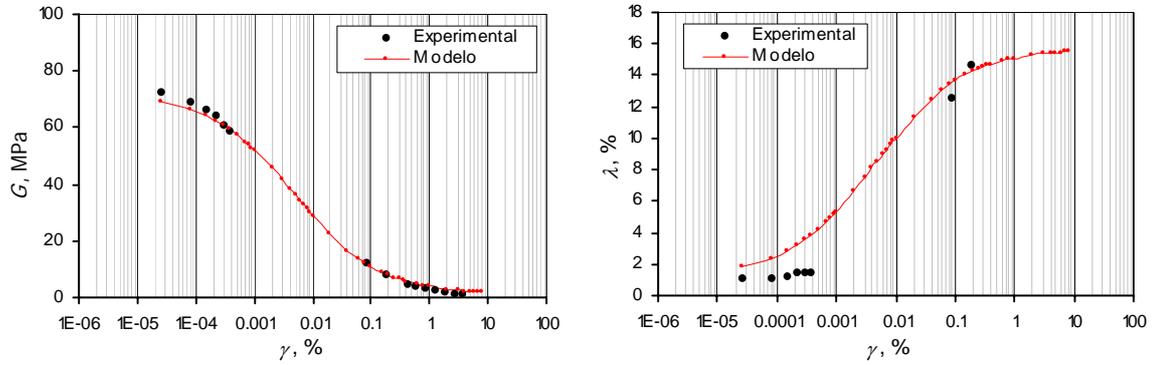


Figura 1. Modelación muestra 1.1.

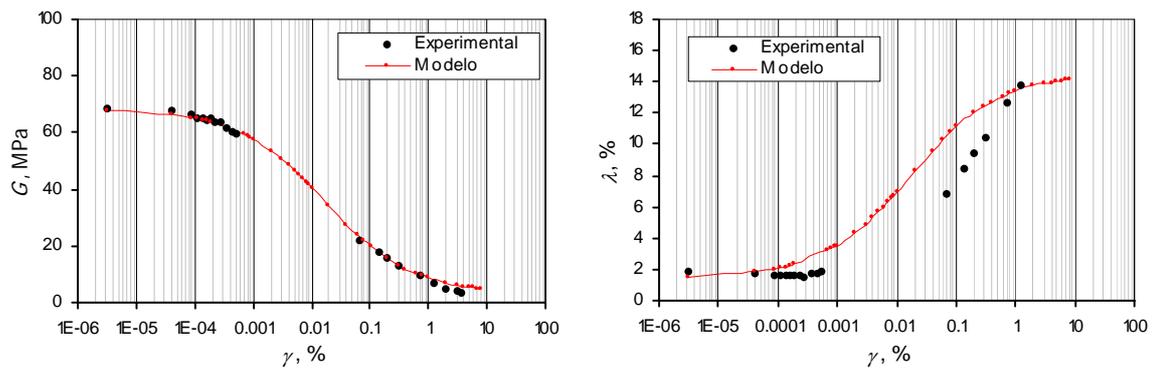


Figura 2. Modelación muestra 1.2.

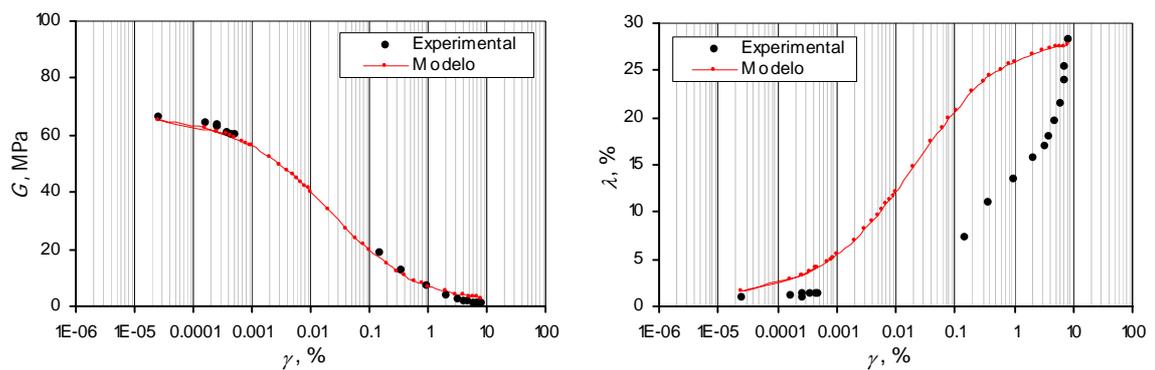


Figura 3. Modelación muestra 2.1.

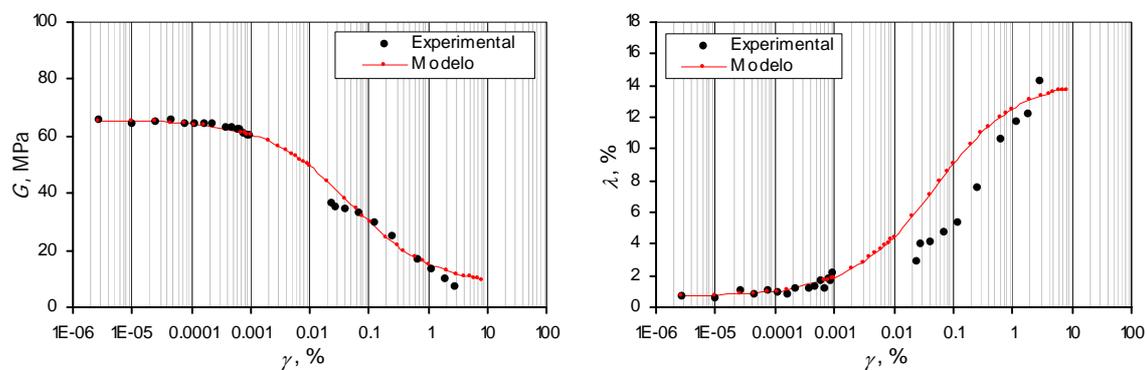


Figura 4. Modelación muestra 2.2.

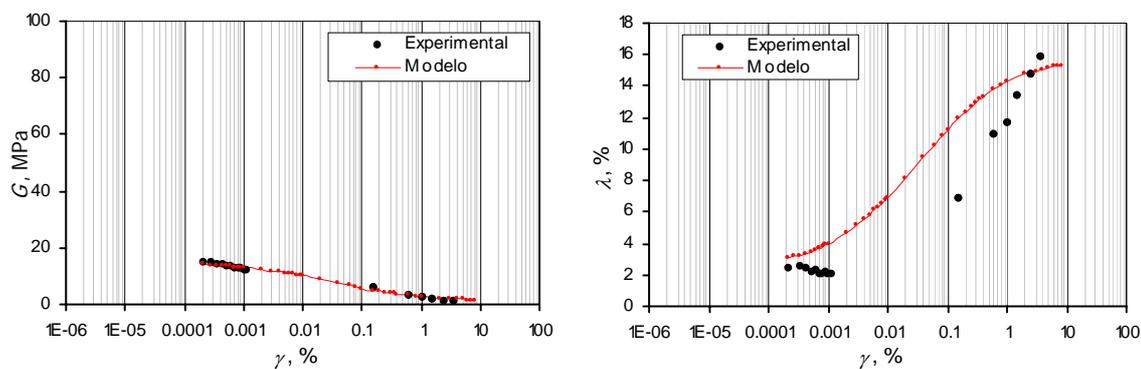


Figura 5. Modelación muestra 3.1.

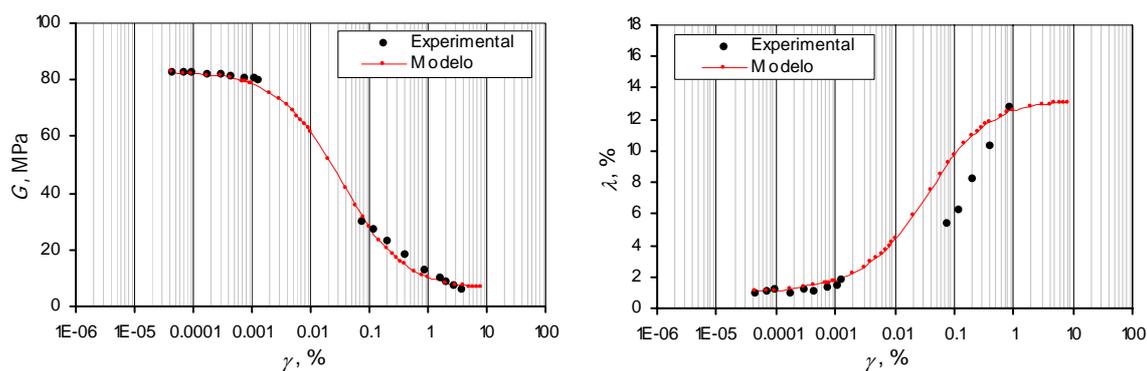


Figura 6. Modelación muestra 3.2.

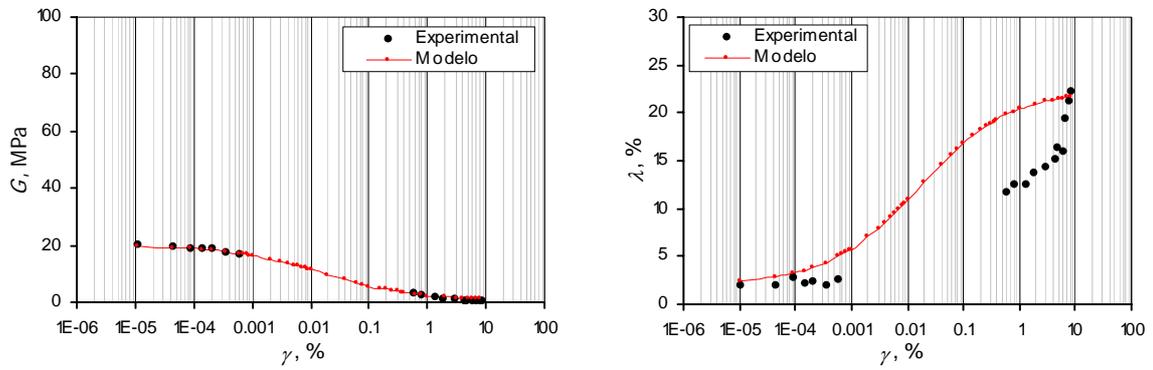


Figura 7. Modelación muestra 4.1.

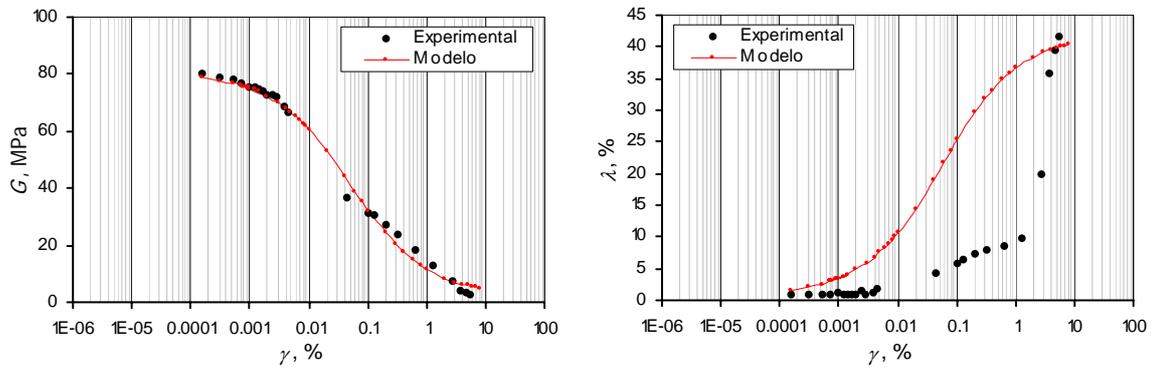


Figura 8. Modelación muestra 4.2

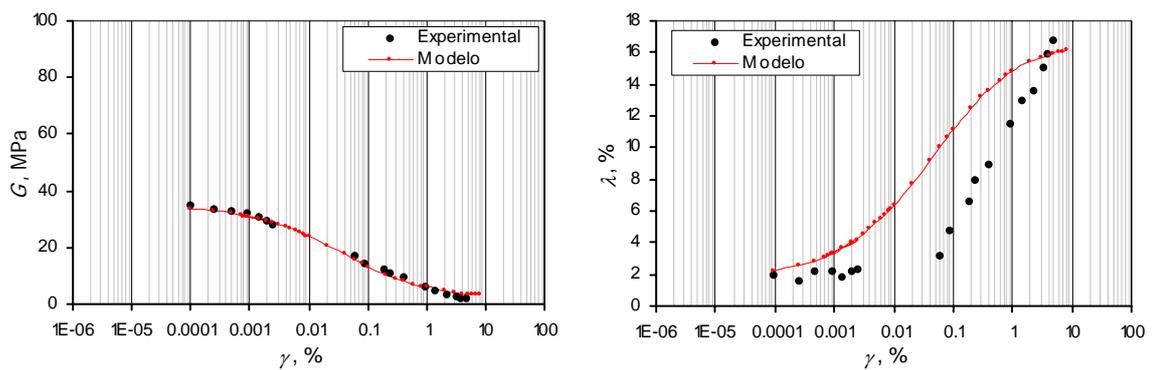


Figura 9. Modelación muestra 5.1.

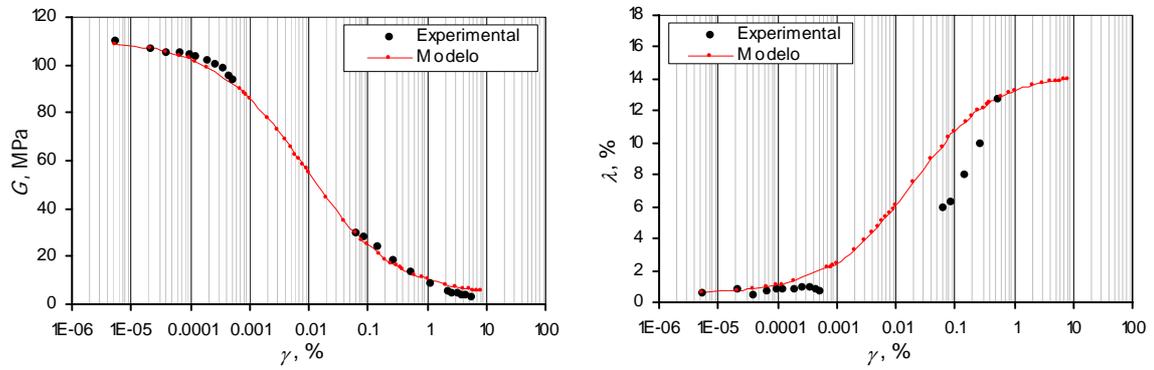


Figura 10. Modelación muestra 5.2

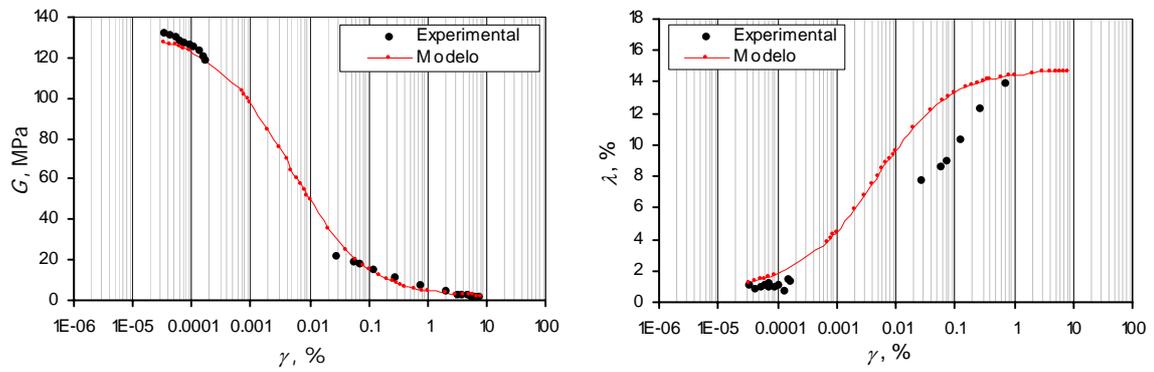


Figura 11. Modelación muestra 6.1.

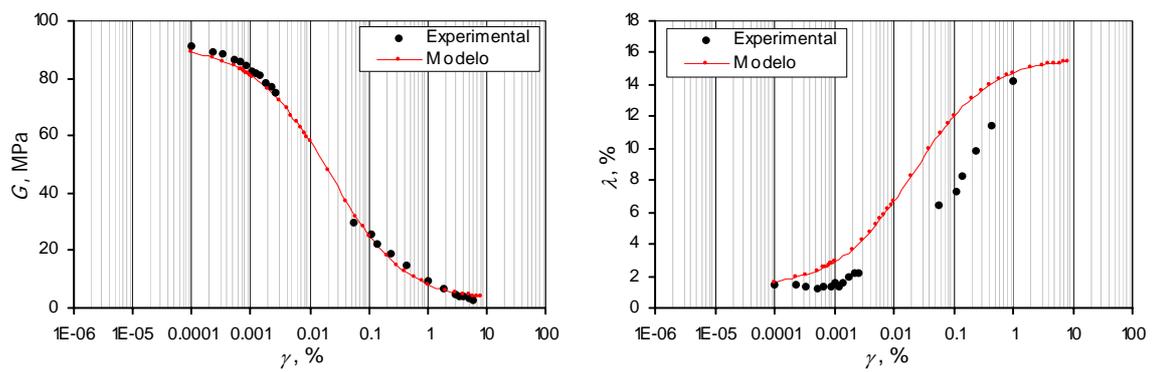


Figura 12. Modelación muestra 6.2.

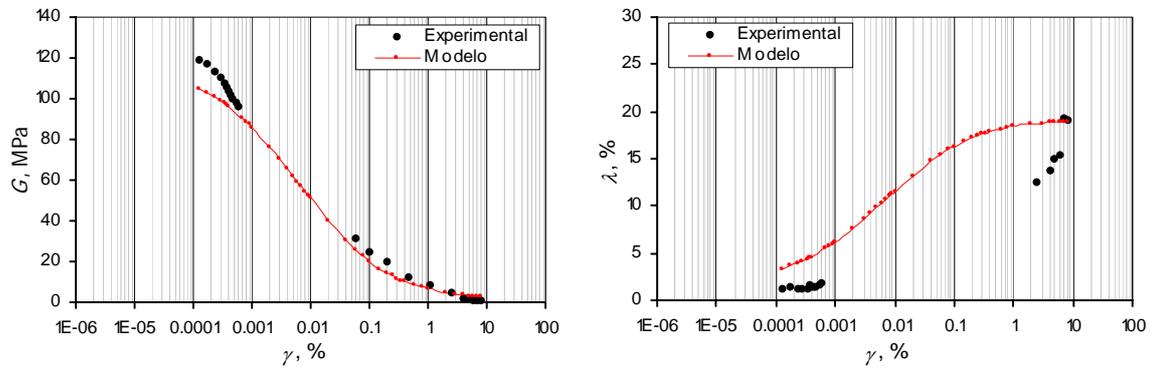


Figura 13. Modelación muestra 7.1.

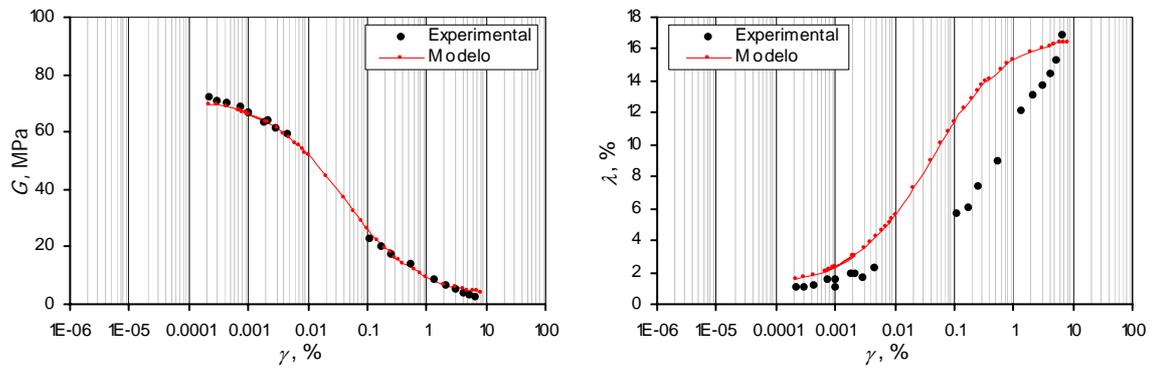


Figura 14. Modelación muestra 7.2.

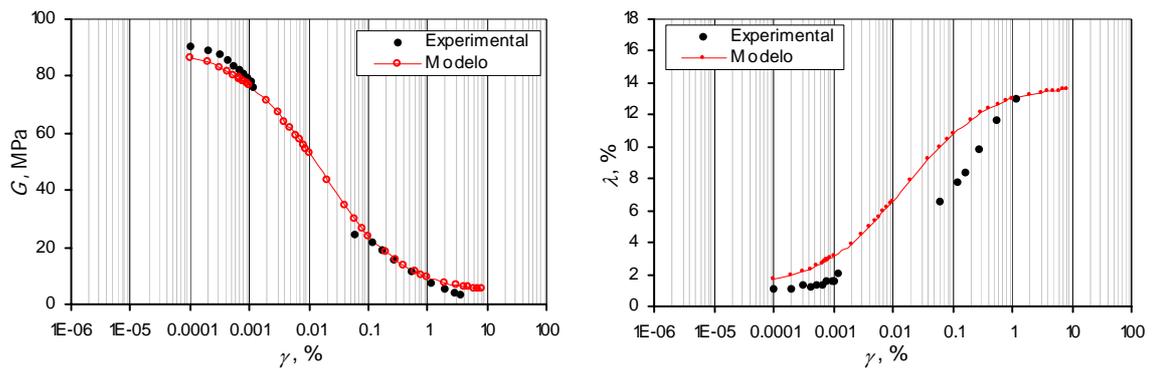


Figura 15. Modelación muestra 8.1.

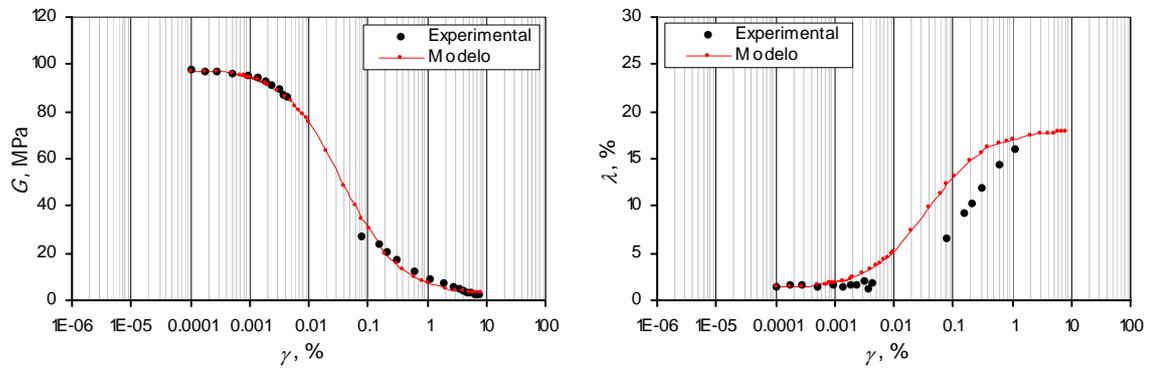


Figura 16. Modelación muestra 8.2.

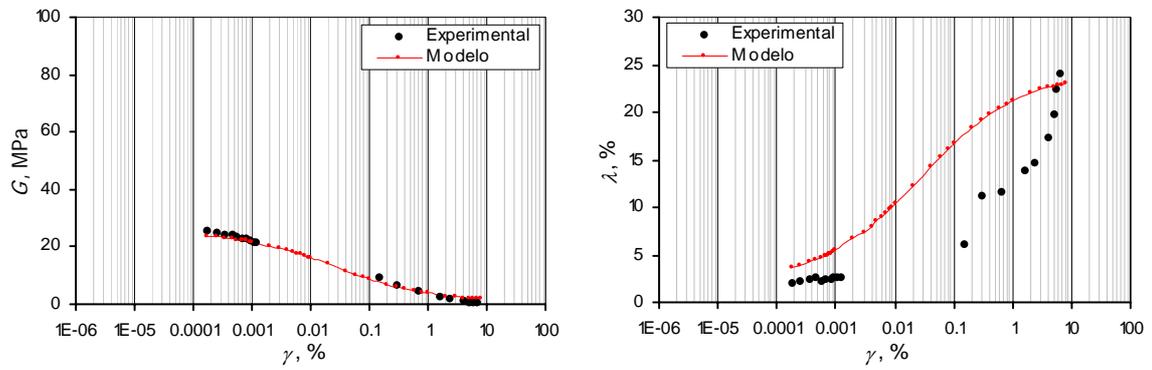


Figura 17. Modelación muestra 9.1.

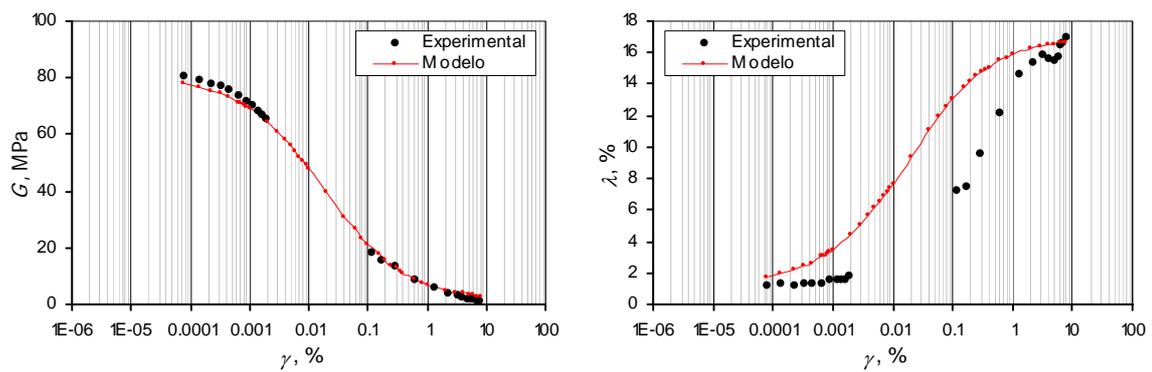


Figura 18. Modelación muestra 9.2.

BIBLIOGRAFÍA

Andersen K. H., "Behavior of clay subjected to undrained cyclic loading", Proc. International Conference on Behavior of Off-Shore Structures, Trondheim, 1976, No. 1: 392 – 403.

Andersen K. H., "Properties of the soft clay under static and cyclic loading", *Norwegian Geotechnical Institute*, Oslo, Noruega, 1988, No. 176: 1 – 20.

Anderson D. G. y Richart Jr. F. E., "Effects of straining on shear modulus of clays", *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1976, 102 (GT9): 975 – 987.

Anderson D. G. y Stokoe II K. H., "Shear modulus a time dependent soil property. STP 654", *ASTM*, 1978: 66 – 90.

Anderson D. G. y Woods R. D., "Time dependent increase in shear modulus of clay", *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1976, 102 (GT5): 525 – 537.

Arulanandan K., Muraleetharan K. K. y Yogachandran C., "Seismic Response of Soil Deposits in San Francisco Marina District", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1997, 123 (10): 965 – 974.

- Bishop A. W. y Henkel D. J., "Pore pressure changes during shear in two undisturbed clays", Proc. Third International Conference Soil Mechanics, Zurich, 1953, No. 1: 94 -99.
- Bishop K. E., "Forced torsional vibration of systems with distributed mass and internal and external damping", Transactions of the ASME, 1959: 8 – 12.
- Bjerrum L., "Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings", *Geotechnique*, 1967, 17 (2): 81 – 118.
- Bjerrum L., "Geotechnical properties of Norwegian marine clays", *Geotechnique*, 1954, 4 (2): 49 – 69.
- Brooker E. W. e Ireland H. O., "Earth pressures at rest related to stress history", *Canadian Geotechnical Journal*, 1965, 2 (1): 1 -15.
- Brown S. F., Lashine A. K. F. y Hyde A. F. L., "Repeated load triaxial testing of a silty clay", *Geotechnique*, 1975, 25 (1): 95 – 114.
- Cano G., "Estudio del comportamiento estático y dinámico de los suelos arcillosos de la Sonda de Campeche", Tesis de maestría UNAM, México, 2003.
- Casagrande A., "The determination of the pre-consolidation load and its practical significance", Seventh International Conference in Soil Mechanics and Foundations Engineering, Cambridge, 1936, vol. 3: 60 – 64.
- Chapra S. C. y Canale R. P., "Métodos numéricos para ingenieros", Mc Graw Hill, tercera edición, México, 2001: 465 – 499.
- Díaz J. A., "Behavior of Mexico city clay subjected for undrained repeated loading", *Canadian Geotechnical Journal*, 1989, 26 (1): 159 – 162.
- Dobry R. y Vucetic M., "Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits", Proc. International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, México, 1987, vol. 2: 49 – 85.
- Drnevich V., Hall J. y Richard F., "Effect of amplitude of vibration on the shear modulus of sand", Proc. of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Albuquerque, USA, 1967: 189 – 199.
- Flores O., Romo M. P., Vega L., García B. y Flores R., "Ensayes estáticos y dinámicos de las arcillas del corazón impermeable de la presa revolución mexicana (El Guineo)", Informe Interno del Instituto de Ingeniería UNAM, 1999.
- Flores O., Romo M. P., "Parámetros dinámicos de suelos", Coloquio conmerativo: La ingeniería geotécnica a 20 años de "El sismo", Ciudad de México, México, 2005: 3 – 8.
- Hardin B. O., "The nature of damping in sands", *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1965, 91 (SM1): 63 – 97.
- Hardin B. O. y Black W. L., "Vibration modulus of normally consolidated clay", *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 1968, 94 (SM2): 353 – 369.
- Hardin B. O. y Drnevich V. P., "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects", *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 1972 a, 98 (SM6): 603 – 624.

Hardin B. O. y Drnevich V. P., "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves", *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 1972 b, 98 (SM6): 667 – 692.

Houston W. N. y Herrmann H. G., "Undrained cyclic strength of marine soils", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, 1980, 106 (GT6): 691 – 712.

Idriss I., Dobry R. y Singh R., "Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading", *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1978, 104 (12): 1427 – 1447.

Ishihara K., "Soil behavior in earthquake geotechnics", Oxford Science Publications, Oxford Engineering, New York, 1996, No. 46.

Ishimoto M. y Lida K., "Determination of elastic constants of soils by means of vibrations methods. Bull", Earthquake Research Institute, 1937, vol. 15: 67.

Iwasaki T., Tatsuoka F. y Tkagi Y., "Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading", *Soil and Foundation*, 1978, 18 (1).

Kagawa T., "Moduli and damping factors of soft marine clays", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 1992, 118 (9): 1360 – 1375.

Kokusho T., Yoshida Y. y Esashi Y., "Dynamic properties of soft clay for mid strain range", *Soils and Foundations*, 1982, 22 (4): 1 – 18.

Konrad J. M. y Law K. T., "Preconsolidation pressure from piezocone tests in marine clays", *Geotechnique*, 1987, 37 (2): 177 – 190.

Koutsoftas D. C. y Fischer J. A., "Dynamic properties of two marine clays", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, 1980, 106 (GT6): 645 – 657.

Koutsoftas D. C. y Ladd C. C., "Design strengths for an offshore clay", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 1985, 111 (3): 337 – 355.

Kovacs W. D., Seed H. B. y Chan C. K., "Dynamic moduli and damping ratios for a soft clay", *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 1971, 97 (SM1): 59 – 75.

Larew H. B. y Leonards G. A., "A strength criterion for repeated loads", Proc. of the Highway Research Board, 1962, vol. (4): 529 – 556.

Lazan B. J., "Damping of materials and members in structural mechanics", Pergamon Press Ltd. London, 1968.

Lee H. J. y Edwards B. D., "Regional method to assess offshore slope stability", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 1986, 112 (5): 489 – 509.

Lee K., Choa V., Lee S. H. y Quek S. H., "Constant rate of strain consolidation of Singapore marine clay", *Geotechnique*, 1993, 43 (3): 471 – 488.

Lee K. M. y Patrick C. C., "A geotechnical investigation of marine deposits in a nearshore seabed for land reclamation", *Canadian Geotechnical Journal*, 1999, 36 (6): 981 – 1000.

Locat J. y Lee H. J., "Submarine landslides: advances and challenges", *Canadian Geotechnical Journal*, 2002, 39 (1): 193 – 212.

- Lodde P. F. y Stokoe K. H., "Dynamic Response of San Francisco bay mud", Geotechnical Engineering Report GT-82-2, Universidad de Texas, Austin, 1982, Austin TX.
- Lumb P. y Holt J. K., "The undrained shear strength of a soft marine clay from Hong Kong", *Geotechnique*, 1968, 18 (1): 25 – 36.
- Lutenegger A. J. y Timian D. A., "Reproducibility of borehole shear test results in marine clay", *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 1987, 10 (1): 13 – 18.
- Luthe R., Olivera A. y Schutz F., "Métodos numéricos", Limusa, primera edición, México, 1986: 183 – 186.
- Marcuson W. F. y Wahls H. E., "Time effects on the dynamic shear modulus of clays", *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 1972, 98 (SM12): 1359 – 1373.
- Martínez J. C., "Comportamiento Dinámico de suelos compactados, parcialmente saturados", Tesis de maestría UNAM, México, 2005.
- Masing G., "Eigenspannungen and verfestigung beim messing (self stretching and hardening for brass)", Proc. of the Second International Congress for Applied Mechanics, Zurich, Switzerland, 1926: 332 – 335.
- Mathew P. K. y Narasimha S., "Effect of lime on cation exchange capacity of marine clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1997, 123 (2): 183 – 185.
- Matsui T., Ohara, H. e Ito, T., "Cyclic stress – strain history and shear characteristics of clays", *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1980, 106 (GT10): 1101 – 1120.
- Miller I. R., Freund J. E. y Jonson R., "Probabilidad y estadística para ingenieros", Prentice Hall, cuarta edición, México, 1992: 326 – 332.
- Narasimha S., Ramakrishna V. G. S. T. y Babu M., "Influence of rigidity on laterally loaded pile groups in marine clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998, 124 (6): 542 – 549.
- Noorany I., "Classification of marine sediments", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 1989, 115 (1): 23 – 27.
- Ohsaki Y., "The effects of local soil conditions upon earthquake damage", Proc. of Special Session 2. Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México city, 1969.
- PEMEX Exploración y producción, "Región marina noreste", Documento representativo 2001.
- Reséndiz D., "El sismo de 1985: de lo aprendido a su puesta en práctica", Coloquio conmerativo: La ingeniería geotécnica a 20 años de "El sismo", Ciudad de México, México, 2005: 3 – 8.
- Rivera R., Juárez E., Nava H., Villa R. y Jerónimo F., "Prediction of mechanical behavior of Mexico city clay; normally consolidated undrained case", 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cambridge, Massachusetts, USA, 2003, vol. 1: 527 – 534.
- Rollins K. M., Evans M. D., Diehl N. B. y Daily W. D., "Shear modulus and damping relationships for gravels", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998, 124 (5): 396 – 405, 375 – 466.

Romo M. P., "Clay behavior, ground response and soil-structure interaction studies in México city (state of the art paper)", Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis Missouri (USA), 1995, vol. II: 1039 – 1051.

Romo M. P., "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 en la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo", SMMS, 1990: 83 – 94.

Romo M. P., "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y sus repercusiones en la ingeniería de cimentaciones", *Sismodinámica*, 1991, vol. 2: 125 – 143.

Romo *et al.*, "Local site effects on Mexico city ground motions", Proc. XII Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, 1989, vol. 3: 2001 – 2009.

Romo M. P., Jaime A. y Reséndiz D., "The Mexico earthquake of september 19, 1985-general soil conditions and clay properties in the Valley of Mexico", *Earthquake SPECTRA*, 1988, 4 (4): 731 – 752.

Romo M. P., Jaime A. y Taboada V., "Comportamiento cíclico de la arcilla normalmente consolidada de la Ciudad de México", Informe Interno del Instituto de Ingeniería UNAM, 1989.

Romo M. P. y Jaime A., "Características dinámicas de las arcillas del valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo", Informe Interno del Instituto de Ingeniería UNAM, 1986.

Romo M. P. y Ovando E., "Comportamiento dinámico de las arcillas de la Sonda de Campeche", Series del Instituto de Ingeniería UNAM, 1995, serie 567.

Romo M. P. y Ovando E., "Modelling the dynamic behavior of Mexican clays", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, 1996, No. 1028.

Saada y Macky, "Integrated testing and properties of a gulf of Mexico clay", Strength Testing of Marine Sediments, Laboratory and in situ Measurements, *ASTM STP 883*, 1985: 363 – 380.

Sangrey D. A., Henkel D. J. y Esrig M. I., "The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading", *Canadian Geotechnical Journal*, 1969, 6 (3): 241 – 252.

Seed H. B., "The influence of local soils conditions on earthquake damage", Soil Dynamic Speciality Conference, VII ICSMFD, México, 1969.

Seed H. B. e Idriss I. M., "Soil moduli and damping factors for dynamics response analysis", Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, Report EERC, december 1970: 70 – 10.

Seed H. B. e Idriss L. M., "Analysis of liquefaction: Niigata earthquake", *ASCE Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division*, 1967, 93 (3): 83 - 108.

Seed H. B., Wong T. R., Idriss I. M. y Tokimatsu K., "Moduli and damping factors for dynamics analysis of cohesionless soils", *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering*, 1986, 112 (11): 1016 – 1032.

Seed H. B. y Chan C. K., "Clay strength under earthquake loading conditions", *ASCE Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division*, 1966, 92 (SM2): 53 – 78.

- Seed H. B. y Lee K. L., "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading", *ASCE Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division*, 1966, 92 (SM6): 105 – 134.
- Seed H. B. y Peacock W. H., "Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics", *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1971, 97 (SM8): 1099 – 1119.
- Stokoe K. H., Isenhower W. M. y Hsu J. R., "Dynamic properties of offshore silty samples", Twelfth Offshore Technology Conference, Houston, 1980, vol. 2: 289 – 302.
- Stokoe K. H. y Lodde P. F., "Dynamic response of San Francisco bay med", *ASCE Special Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Pasadena, California, 1978: 289 – 295.
- Sun G. y Seed, "Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils", UCB/EERC-88/15, Berkeley University, TX, 1988.
- Taylor B. N., "Guide for the use of the international system of units (SI)", NIST Special Publication 811, 1995.
- Thiers G. R. y Seed H. B., "Cyclic stress-strain characteristics of clays", *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1968, 94 (SM2): 555 – 569.
- Torrance J. K., "A laboratory investigation of the effect of leaching on the compressibility and shear strength of Norwegian marine clays", *Geotechnique*, 1974, 24 (2): 155 – 173.
- Vucetic M. y Dobry R., "Degradation of marine clays under cyclic loading", *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1988, 114 (2): 133 – 149.
- Vucetic M. y Dobry R., "Effect of soil plasticity on cyclic response", *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1991, 117 (1): 89 - 107.
- Wesley L. D., "Influence of in situ factors on dynamic response of Piedmont residual soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000, 126 (4): 384 – 385.
- Yin J. H., "Properties and behavior of Hong Kong marine deposits with different clay contents", *Canadian Geotechnical Journal*, 1999, 36 (6): 1085 – 1095.
- Zen *et al.*, "Laboratory test and in situ seismic survey on vibratory shear modulus of clayey soils with various plasticities", Fifth Japanese Earthquake Engineering Symposium, 1978: 721 – 728.