



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
MAESTRIA EN INGENIERÍA CIVIL - GEOTECNIA

PROPIEDADES Y MODELOS DINÁMICOS PARA LAS ARCILLAS
DEL EX LAGO DE TEXCOCO

T E S I S
QUE PARA OPTAR EL GRADO DE:
MAESTRA EN INGENIERÍA

PRESENTA:
LUCERO SOLIS YESENIA

TUTOR:
DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

CIUDAD DE MÉXICO, ENERO 2017

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Secretario: Dr. Osvaldo Flores Castrellón

Vocal: Dr. Efraín Ovando Shelley

1 er. Suplente: Dra. Norma Patricia López Acosta

2 d o. Suplente: Dr. José Luis Rangel Núñez

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. Efraín Ovando Shelley

FIRMA

DEDICATORIA

A mis padres y hermanas por su apoyo incondicional, así como por la confianza que me han brindado a cada momento.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco de manera especial al Dr. Efraín Ovando Shelley por su apoyo, paciencia y entusiasmo al dirigir y revisar esta tesis.

Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Dr. Osvaldo Flores Castrellón, Dra. Norma Patricia López Acosta, Dr. José Luis Rangel Núñez por sus valiosos comentarios y sugerencias que sirvieron para enriquecer este documento.

A mis compañeros de la maestría en geotecnia y del Instituto de Ingeniería de la UNAM, por su compañía, motivación y optimismo en los momentos críticos en la elaboración de esta tesis.

A todas aquellas personas que colaboraron para el desarrollo de este trabajo.

ÍNDICE

Capítulo: Introducción.....	1
1.1 Objetivos.....	2
1.2 Alcances.....	3
Capítulo 2: Características geotécnicas de la zona de estudio.....	4
2.1. Localización.....	4
2.2. Geología.....	4
2.3. Hidrología.....	5
2.4. Estratigrafía.....	6
2.5. Sismicidad.....	7
2.5.1. Antecedentes.....	7
2.5.2. Sismicidad en México.....	9
Capítulo 3: Comportamiento dinámico de las arcillas.....	13
3.1. Introducción.....	13
3.2. Propiedades dinámicas.....	13
3.2.1. Módulo de rigidez al corte, G	13
3.2.2. Relación de amortiguamiento, λ	16
3.3. Determinación de las propiedades dinámicas del suelo.....	17
3.3.1. Ensayes de laboratorio.....	18
3.3.2. Ensayes de campo.....	23
Capítulo 4: Trabajos de campo y laboratorio, análisis de resultados.....	26
4.1. Trabajos de laboratorio.....	26
4.1.1. Pruebas índice.....	26
4.1.2. Pruebas dinámicas.....	31
4.2. Trabajos de campo.....	44
4.3. Análisis de resultados.....	46
4.3.1. Correlaciones.....	50
Capítulo 5: Modelos de comportamiento dinámico de las arcillas.....	58
5.1. Antecedentes.....	58
5.2. Modelo de Davidenkov.....	61
5.3. Modelo de Darendeli.....	62
5.4. Modelo modificado de González y Romo.....	64
5.5. Modelo modificado de Puzrin.....	67

5.6. Ajuste de los datos experimentales con los modelos analíticos.....	69
5.6.1. Modelo de Davidenkov.....	72
5.6.2. Modelo de Darendeli.....	77
5.6.3. Modelo modificado de González y Romo.....	81
5.6.4. Modelo de Puzrin.....	89
Conclusiones.....	94
Referencias.....	96

Resumen

En el presente trabajo se estudiaron los resultados de ensayos de campo y laboratorio llevados a cabo para analizar y modelar el comportamiento de las arcillas del ex Lago de Texcoco sujetas a condiciones sísmicas. Con los ensayos de campo se revisó y actualizó la correlación entre la resistencia de punta de cono, q_c , y la velocidad de onda de corte, V_s , medida en campo utilizando la técnica de sonda suspendida. De los resultados de ensayos de columna resonante y triaxial cíclica, se pudo observar la variación del módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento con respecto a la deformación angular. A partir de los datos experimentales, se obtuvieron correlaciones entre el módulo de rigidez máximo y parámetros geotécnicos como la relación de vacíos, el contenido de agua, el índice de liquidez y el índice de vacíos.

El cúmulo de datos experimentales permitió establecer relaciones no lineales entre el módulo de rigidez cortante y la relación de amortiguamiento, con respecto a la distorsión angular, empleando para ello algunos de los modelos teóricos que se han utilizado en el pasado para predecir el comportamiento dinámico de estos suelos.

Nomenclatura

A_0	Área transversal inicial de la probeta de suelo
A_c	Área de la probeta de suelo corregida
a	Coeficiente de curvatura
$a_{m\acute{a}x}$	Aceleración máxima de respuesta
B_G	Constante que define la geometría de característica de las curva G- γ
B_λ	Constante que define la geometría de característica de las curva G- λ
b	Coeficiente de escala
C_c^*	Índice de compresión
CH	Arcillas de alta compresibilidad
CR	Columna resonante
c	Cementación
D	Diámetro de la probeta
E	Módulo de Young dinámico
e	Relación de vacíos
e_{100}^*	Relación de vacíos que corresponde a un esfuerzo efectivo de confinamiento, $\sigma'_c = 100$ kPa
e_{1000}^*	Relación de vacíos que corresponde a un esfuerzo efectivo de confinamiento, $\sigma'_c = 1000$ kPa
f_0	Frecuencia de resonancia
f_1 y f_2	Frecuencias correspondientes a una aceleración, $a = a_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$
G	Módulo de rigidez al corte
$(G_{eq})_L$	Módulo de rigidez equivalente a la deformación límite
$G_{m\acute{a}x}$	Módulo de rigidez al corte máximo
G_s	Densidad de sólidos
G_{sec}	Módulo de rigidez al corte secante
G_{tan}	Módulo de rigidez al corte tangente
g	Aceleración de la gravedad
H_0	Altura inicial de la probeta
IL	Índice de liquidez
IP	Índice de plasticidad
I_m	Momento polar de inercia de la muestra
I_s	Momento polar de inercia de masa del sistema móvil de la columna resonante
I_v	Índice de vacíos
L	Longitud de la muestra
MH	Limos de alta compresibilidad
N	Número de ciclos de carga
N_k	Coeficiente que depende del tipo de suelo
OCR	Relación de preconsolidación
P	Carga
q_c	Resistencia de punta de cono
r	Distancia del centro de gravedad del acelerómetro al centro de la muestra
S_{ds}	Sondeo de sonda suspendida
S_r	Grado de saturación
$SUCS$	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
TC	Triaxial cíclica

t_g	Tiempo geológico
$t_{p,s}$	Tiempo de arribo de las ondas P y S
V_p	Velocidad de onda de compresión
V_s	Velocidad de onda de corte
$V_{p,s}$	Velocidades de onda P y S
W	Máxima energía almacenada
ΔW	Área dentro del ciclo de histéresis
w	Contenido de agua
w_L	Límite líquido
w_p	Límite plástico
$w_{\sigma'_c}$	Contenido de agua para cada σ'_c
x	Deformación cortante normalizada
y	Esfuerzo cortante normalizado
δ	Deformación axial que sufre el espécimen de suelo
ε	Deformación unitaria axial
η	Coefficiente que depende del tipo de suelo
γ	Deformación angular
$\dot{\gamma}$	Velocidad de deformación
γ_L	Esfuerzo cortante límite
γ_r	Deformación angular de referencia
γ_G	Deformación angular de referencia correspondiente a la relación experimental G- γ
γ_λ	Deformación angular de referencia correspondiente a la relación experimental λ - γ
γ_s	Peso volumétrico del suelo
λ	Relación de amortiguamiento
λ_{Masing}	Valor del amortiguamiento Masing
$\lambda_{máx}$	Valor máximo del amortiguamiento del suelo antes de llegar a la falla
$\lambda_{mín}$	Valor mínimo del amortiguamiento del suelo antes de llegar a la falla
ρ	Densidad de masa de la muestra
σ'_c	Esfuerzo efectivo de confinamiento
σ_d	Esfuerzo desviador
σ'_{pc}	Esfuerzo efectivo de preconsolidación
τ	Esfuerzo cortante
ν	Relación de Poisson

Lista de figuras

- Figura 2.1 Localización del área de estudio
- Figura 2.2 Infraestructura hidráulica dentro del ex Lago de Texcoco (CONAGUA, 2014)
- Figura 2.3 Placas rígidas que constituyen la superficie de la tierra (Tarbuck, 2005)
- Figura 2.4 Tipo de movimientos en los bordes las placas (Tarbuck, 2005)
- Figura 2.5 Placas tectónicas en el territorio mexicano
- Figura 2.6 Zonas sísmicas en México
- Figura 3.1 Definición del módulo cortante máximo, $G_{m\acute{a}x}$; tangente, G_{tan} y secante, G_{sec}
- Figura 3.2 Módulo de rigidez normalizado con respecto a $G_{m\acute{a}x}$
- Figura 3.3 Curva esfuerzo-deformación de un ensaye cíclico
- Figura 3.4 Rango de deformaciones inducidas al suelo con diferentes técnicas
- Figura 3.5 Curva de aceleraciones totales (modificado de Flores, 2008)
- Figura 3.6 Medición de las señales obtenidas en campo (II-UNAM, 2016)
- Figura 4.1 Clasificación del suelo del ex Lago de Texcoco
- Figura 4.2 Propiedades índice de las muestras ensayadas
- Figura 4.3 Propiedades índice de las muestras ensayadas (continuación)
- Figura 4.4 Propiedades índice de las muestras ensayadas (continuación)
- Figura 4.5 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS1-M2
- Figura 4.6 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS1-M4
- Figura 4.7 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS1-M7
- Figura 4.8 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS6-M1
- Figura 4.9 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS4-M1A
- Figura 4.10 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS4-M2A
- Figura 4.11 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS4-M4A
- Figura 4.12 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS4-M6A
- Figura 4.13 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS5-M1A
- Figura 4.14 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SMS-2B-M2
- Figura 4.15 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS03-M6
- Figura 4.16 Variación de la velocidad de onda de corte y resistencia a la penetración con la profundidad
- Figura 4.17 Ubicación de los ensayes de Sds y CPT
- Figura 4.18 Curva de compresibilidad, columna resonante
- Figura 4.19 Variación del $G_{m\acute{a}x}$ con la profundidad
- Figura 4.20 Correlación entre el módulo de rigidez máximo y la relación de vacíos
- Figura 4.21 Correlación entre el módulo de rigidez máximo y el contenido de agua
- Figura 4.22 Correlación entre el módulo de rigidez máximo y el índice de liquidez
- Figura 4.23 Correlación entre el módulo de rigidez máximo y el índice de vacíos
- Figura 4.24 Correlación entre la velocidad de onda de corte y la raíz cuadrada de la resistencia de punta
- Figura 5.1 Curva de histéresis no lineal (Ishihara, 1996)
- Figura 5.2 Regla de Masing (Ishihara, 1996)
- Figura 5.3 Definición de los parámetros dinámicos (Ishihara, 1996)
- Figura 5.4 Variación de la relación $G_{m\acute{a}x}/\sigma'_c$ respecto al IP (González y Romo, 2011)
- Figura 5.5 Variación de γ_{rG} y $\gamma_{r\lambda}$ respecto al IP (González y Romo, 2011)

Figura 5.6 Variación de B_G y B_λ respecto al IP (González y Romo, 2011)
Figura 5.7 Derivación de los parámetros a partir de la curva experimental esfuerzo-deformación
Figura 5.8 Curva normalizada esfuerzo deformación
Figura 5.9 Curvas experimentales G vs γ para la revisión de modelos
Figura 5.10 Curvas del módulo de rigidez normalizada para la revisión de modelos
Figura 5.11 Curvas experimentales λ vs γ para la revisión de modelos
Figura 5.12 Modelo de Davidenkov muestra SS1-M2
Figura 5.13 Modelo de Davidenkov muestra SS1-M4
Figura 5.14 Modelo de Davidenkov muestra SS1-M7
Figura 5.15 Modelo de Davidenkov muestra SS6-M1
Figura 5.16 Modelo de Davidenkov muestra SS4-M1A
Figura 5.17 Modelo de Davidenkov muestra SS4-M2A
Figura 5.18 Modelo de Davidenkov muestra SS4-M4A
Figura 5.19 Modelo de Davidenkov muestra SS4-M6A
Figura 5.20 Modelo de Davidenkov muestra SS5-M1A
Figura 5.21 Modelo de Davidenkov muestra SMS-2B-M2
Figura 5.22 Modelo de Davidenkov muestra SS03-M6
Figura 5.23 Modelo de Darendeli muestra SS1-M2
Figura 5.24 Modelo de Darendeli muestra SS1-M4
Figura 5.25 Modelo de Darendeli muestra SS1-M7
Figura 5.26 Modelo de Darendeli muestra SS6-M1
Figura 5.27 Modelo de Darendeli muestra SS4-M1A
Figura 5.28 Modelo de Darendeli muestra SS4-M2A
Figura 5.29 Modelo de Darendeli muestra SS4-M4A
Figura 5.30 Modelo de Darendeli muestra SS4-M6A
Figura 5.31 Modelo de Darendeli muestra SS5-M1A
Figura 5.32 Modelo de Darendeli muestra SMS-2B-M2
Figura 5.33 Modelo de Darendeli muestra SS03-M6
Figura 5.34 Variación de la relación de $G_{m\acute{a}x}/\sigma'_c$ respecto a IP
Figura 5.35 Variación de γ_{rG} y $\gamma_{r\lambda}$ respecto al IP
Figura 5.36 Variación de B_G y B_λ respecto al IP
Figura 5.37 Modelo modificado muestra SS1-M2
Figura 5.38 Modelo modificado muestra SS1-M4
Figura 5.39 Modelo modificado muestra SS1-M7
Figura 5.40 Modelo modificado muestra SS6-M1
Figura 5.41 Modelo modificado muestra SS4-M1A
Figura 5.42 Modelo modificado muestra SS4-M2A
Figura 5.43 Modelo modificado muestra SS4-M4A
Figura 5.44 Modelo modificado muestra SS4-M6A
Figura 5.45 Modelo modificado muestra SS5-M1A
Figura 5.46 Modelo modificado muestra SMS-2B-M2
Figura 5.47 Modelo modificado muestra SS03-M6
Figura 5.48 Modelo logarítmico muestra SS1-M2
Figura 5.49 Modelo logarítmico muestra SS1-M4

Figura 5.50 Modelo logarítmico muestra SS1-M7
Figura 5.51 Modelo logarítmico muestra SS6-M1
Figura 5.52 Modelo logarítmico muestra SS4-M1A
Figura 5.53 Modelo logarítmico muestra SS4-M2A
Figura 5.54 Modelo logarítmico muestra SS4-M4A
Figura 5.55 Modelo logarítmico muestra SS4-M6A
Figura 5.56 Modelo logarítmico muestra SS5-M1A
Figura 5.57 Modelo logarítmico muestra SMS-2B-M2
Figura 5.58 Modelo logarítmico muestra SS03-M6

Lista de tablas

Tabla 3.1 (modificada de Vucetic y Dobry, 1991)

Tabla 3.2 (modificada de Vucetic y Dobry, 1991)

Tabla 3.3 Propiedades dinámicas obtenidas a partir de ensayos de laboratorio y campo

Tabla 3.4 Valores de η y N_k

Tabla 4.1 Propiedades índice de las pruebas ensayadas

Tabla 4.2 Nivel de esfuerzos aplicados en los ensayos de columna resonante y triaxial cíclica

Tabla 4.3 Resumen de parámetros determinados mediante la prueba de columna resonante

Tabla 4.4 Resumen de parámetros determinados mediante la prueba de columna resonante (continuación)

Tabla 5.1 Especímenes utilizados en la revisión de modelos teóricos

Tabla 5.2 Parámetros del modelo de Davidenkov

Tabla 5.3 Parámetros modelo de Darendeli

Tabla 5.4 Valores de los parámetros del modelo Modificado

Tabla 5.5 Resumen de los parámetros del modelo de Puzrin

Capítulo: Introducción

El análisis de problemas de ingeniería que incluyen cargas dinámicas y la interacción suelo-estructura requieren del conocimiento de las propiedades dinámicas del suelo. Estas propiedades por lo general, se determinan de pruebas de campo y de laboratorio. Algunas de ellas orientadas a la medición de las propiedades en un rango de pequeñas deformaciones, mientras que otras son adecuadas para un mayor rango de deformación. El rango de deformación de interés dicta el método a utilizar, el cual depende del problema a analizar. Las principales propiedades del suelo que se deben precisar son el módulo de rigidez al corte, G , y la relación de amortiguamiento, λ , con respecto a la deformación angular, γ .

Las propiedades dinámicas de diferentes tipos de suelos han sido producto de diversas investigaciones. Theirs y Seed (1968) estudiaron el efecto de la deformación y de la carga cíclica en los parámetros de un modelo hiperbólico con arcillas de la Bahía de San Francisco; Hardin y Blanck (1968, 1969), y Hardin y Drnevich (1972a, 1972b) presentaron ecuaciones empíricas para evaluar el módulo dinámico y el amortiguamiento de una arcilla blanda. Kim y Novak (1981) estudiaron el comportamiento dinámico de algunos suelos cohesivos del suroeste de Ontario, concentraron su atención en el módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento, así como su variación con respecto a la relación de vacíos, presión de confinamiento y la deformación. Kokusho *et al.* (1982) realizaron un estudio experimental de las propiedades dinámicas de una arcilla blanda empleando un aparato triaxial cíclico. Kagawa (1992) evaluó el comportamiento dinámico de arcillas marinas, mientras que Bao y Ma (2000) estudiaron las propiedades dinámicas de una arena fina. Vucetic y Dobry (1991) propusieron que el índice de plasticidad, IP , es un factor clave que influye en el módulo de rigidez y el coeficiente de amortiguamiento para suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados. Lanzo *et al.* (1997) estudió la tendencia del módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento bajo pequeñas deformaciones a través de la prueba de corte simple cíclico.

En lo relativo al estudio de las arcillas del valle de México, Marsal y Mazari (1959) publicaron resultados de módulos de rigidez determinados con ensayos de torsión con excitación constante. Zeevaert (1973) a través de resultados obtenidos de pruebas de péndulo de torsión, concluyó que el módulo de rigidez es una función de la presión de confinamiento. Jaime (1986) determinó experimentalmente que estos suelos tienen un comportamiento casi elástico en un amplio intervalo de deformaciones angulares (desde $10^{-4}\%$ hasta 0.1%), y su relación de amortiguamiento es muy baja (entre 3% y 5%) en el mismo intervalo. Ovando y Romo (1991) presentan una expresión para correlacionar la velocidad de onda de con su resistencia a la penetración medida en una prueba de CPT, derivada a partir de la teoría de expansión de cavidades y con modelos hiperbólicos esfuerzo-deformación. Romo (1993) a partir de resultados de laboratorio muestra que las curvas de $G/G_{\text{máx}} - \gamma$ depende principalmente del índice de plasticidad y de la consistencia relativa.

Por otra parte, experimentalmente se ha observado que las leyes esfuerzo-deformación de los suelos son en general, no lineales, tanto para cargas estáticas como dinámicas. Las propiedades dinámicas de los suelos no lineales se ven afectadas por una serie de parámetros que tienen diferentes niveles de importancia. Estos parámetros pueden dividirse en dos grupos: los parámetros que se relacionan con las condiciones de carga estática y dinámica, y los que se relacionan con el tipo de material (Darendeli, 2001). Para suelos cohesivos, el módulo de rigidez al corte depende principalmente de la magnitud de la deformación angular, la presión de confinamiento, el índice de plasticidad, la relación de vacíos y la historia de esfuerzos (Anderson y Richart, 1976; Zen et al., 1978; Anderson y Stokoe, 1978; Hardin y Drnevich, 1972). El grado de saturación, la mineralogía, la distribución granulométrica y la estructura del suelo influyen en menor grado los valores de G . Mientras tanto, el amortiguamiento se ve afectado por la amplitud de la deformación angular, presión de confinamiento, frecuencia de vibración, historia de esfuerzos, así como el índice de plasticidad (Hardin y Drnevich, 1972; Kokusho *et al.*, 1982; Marcus y Wahls, 1978).

El comportamiento de suelos cohesivos baja carga dinámica ha resultado ser más complejo que el de suelos no cohesivos. Pruebas de laboratorio muestran que la respuesta dinámica de las arcillas depende fuertemente del nivel de deformación inducido. Para deformaciones pequeñas, la respuesta es relativamente lineal, la arcilla tiene poca capacidad para disipar energía y la degradación con el número de ciclos es despreciable. Para grandes deformaciones, la respuesta es fuertemente no lineal, el amortiguamiento aumenta notablemente y la degradación de la rigidez puede ser importante.

1.1 Objetivos

Los objetivos de esta investigación son:

- Estudiar los resultados de ensayos de campo y laboratorio llevados a cabo para obtener las propiedades dinámicas (módulo de rigidez al corte y la relación de amortiguamiento) de las arcillas del ex Lago de Texcoco.
- Determinar expresiones empíricas que relacionen a el módulo de rigidez máximo, $G_{máx}$, de arcillas del ex Lago de Texcoco con la relación de vacíos, índice de vacíos, contenido de agua e índice de liquidez.
- Establecer una nueva correlación que permita estimar la velocidad de onda de corte, V_s , a partir de la resistencia de punta del cono, q_c .
- Comparar los resultados experimentales con varios modelos analíticos que simulan el comportamiento dinámico de suelos arcillosos, en busca de aquel que represente adecuadamente las características y el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos ensayados.

1.2 Alcances

Los alcances planteados en la tesis son:

- Revisión bibliográfica de trabajos relacionados con el comportamiento dinámico de los suelos arcillosos.
- Investigación de campo y laboratorio que permitirán caracterizar geotécnicamente el depósito de suelo del sitio estudiado.
- Analizar los resultados experimentales obtenidos de ensayos de laboratorio de columna resonante, a partir de los cuales se determina el valor de módulo de rigidez máximo y su variación con respecto a parámetros como la relación de vacíos, contenido de agua, índice de vacíos y el índice de liquidez.
- Con los ensayos de campo se revisa y actualizar la correlación entre la resistencia de cono, q_c , y la velocidad de onda de cortante, V_s , medida en campo utilizando la técnica de sonda suspendida.
- Los resultados experimentales obtenidos de pruebas de columna resonante y triaxial cíclica, se establecen relaciones no lineales entre el módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento, con respecto a la deformación angular; empleando para ello algunos modelos teóricos que se han utilizado en el pasado para predecir el comportamiento dinámico de los suelos del ex Lago de Texcoco.

Capítulo 2: Características geotécnicas de la zona de estudio

2.1. Localización

El ex Lago de Texcoco se localiza al nororiente de la cuenca del Valle de México, que corresponde a una planicie que se eleva alrededor de 2,225 a 2,228 msnm ocupando así la zona más baja de la cuenca. Dentro de esta zona se localiza el área particular de estudio, que cuenta con aproximadamente 48 km². Al Norte limita con "El Caracol"; al Sur con la Autopista Peñón-Texcoco y el Lago Nabor Carrillo; al Oeste con el Circuito Exterior Mexiquense y al Este por terrenos sin nombre. Figura 2.1

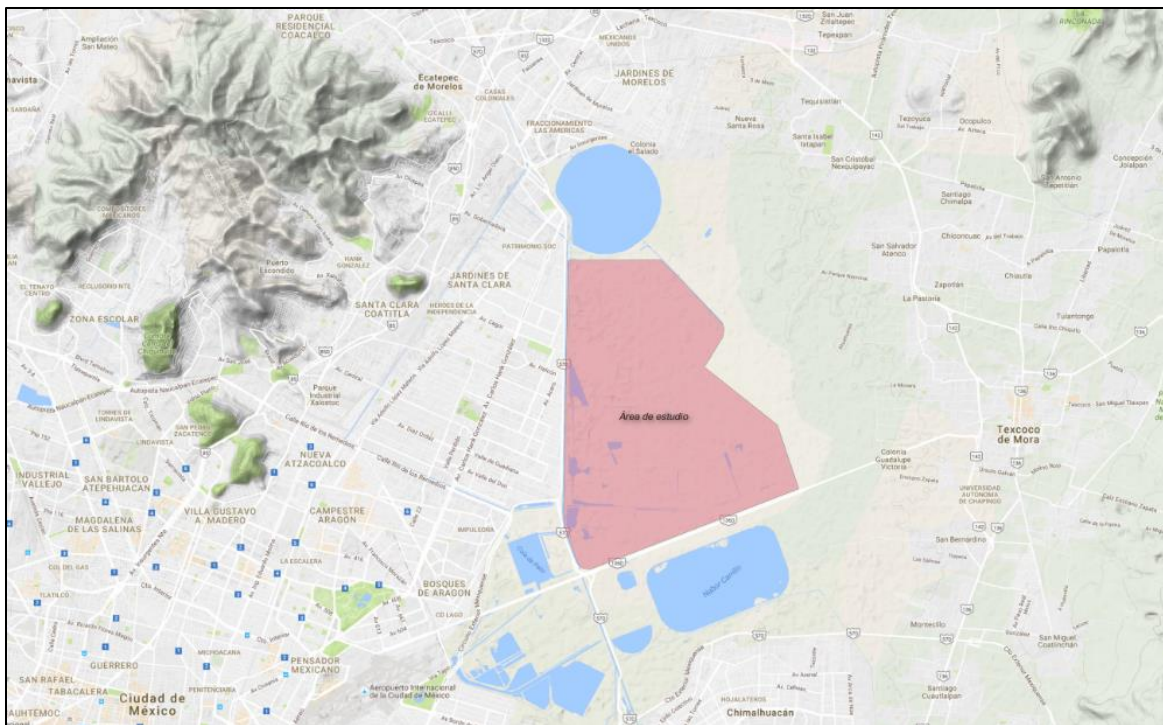


Figura 2.1 Localización del área de estudio

2.2. Geología

La geología del lugar consiste en una planicie cubierta por arcillas lacustres en espesores de alrededor de 60 m o más, los que cubren a materiales aluviales del Cuaternario. Bajo estos materiales se llegan a encontrar rocas ígneas del Terciario, que comprenden restos de volcanes estratificados, tobas, brechas, derrames de lavas y depósitos laháricos.

En el período Cuaternario con el último ciclo de vulcanismo, nacen los volcanes Cerro Gordo, Chimalhuacán y Chiconautla; entre los que se encuentra ubicada la subcuenca de Texcoco. Posteriormente se formó la sierra de Chichinautzin entre las sierras Nevadas y Las Cruces, que cerraron el Valle de México hacia el sur. Este acontecimiento permitió el relleno de las partes bajas, con materiales de acarreo y cenizas volcánicas que dieron lugar a planicies ocupadas por lagos someros, entre ellos el de Texcoco.

2.4. Estratigrafía

Campañas extensas de exploración y muestreo han permitido definir las condiciones estratigráficas del subsuelo del ex Lago de Texcoco. De acuerdo con Marsal y Graue (1969) la secuencia de estratigráfica de la zona de Lago se describe como:

Costra superior: arcillas afectadas por secado con espesor de 1.50 m aproximadamente. Los materiales están surcados por grietas generalmente infiltradas con suelos transportados por el viento. A esta profundidad se localiza el nivel de aguas freáticas.

Formación arcillosa superior: constituida por arcillas blandas, altamente plásticas. Su espesor crece de 18 m en el Caracol a 40 m en el bordo Xochiaca.

Capa dura: integrada por materiales limo-arenosos, ligeramente cementados, con un espesor de entre 2.00 y 3.00 m.

Formación arcillosa inferior: compuesta por una serie de estratos delgados de arcilla de elevada plasticidad. Su espesor en la zona central del Lago es de 15.00 m, sin embargo, disminuye hacia el Oriente y el Norte.

Depósitos profundos: formada por limos compactos y arcillas de menor plasticidad, interstratificados por capas de arenas finas, algunas de gran dureza por cementación.

Sin embargo, estudios recientes efectuados por el Instituto de Ingeniería (II-UNAM, 2001) define el perfil estratigráfico como sigue:

Costra superficial (CS): compuesta por una costra de suelo arcillo limoso relativamente firme por efecto de secado solar, de espesor variable entre 0.20 m en la zona Norponiente y 4.00 m en la zona nororiental.

Suelos arcillosos blandos (FAS): bajo la costra superficial se encuentra un potente espesor de arcilla plástica de origen lacustre, que muestra espesores y resistencias variables.

Suelos arenosos y limosos (CD): bajo los suelos arcillosos blandos compresibles se encuentra una secuencia de estratos alternados de suelos arenosos, arcillosos y limosos de resistencias y consistencias variables y diversos espesores; se identifica una capa dura, que en ocasiones es un solo estrato y en otras es un conjunto de estratos de profundidades variables.

Suelos arcillosos de compresibilidad media (FAI). Bajo la capa dura se localiza un estrato de suelos arcillosos de compresibilidad media con espesores de entre 3.00 y 6.00 m, interrumpidos por delgadas capas de suelos duros.

Suelos compactos profundos (DP). Subyaciendo los suelos arcillosos de compresibilidad media se encuentran suelos de mayor resistencia, de naturaleza granular con gran contenido de finos.

Formación arcillosa profunda (FAP). Debajo de los depósitos profundos, entre 47 y 52 m de profundidad, se identificó la presencia de una formación arcillosa profunda.

2.5. Sismicidad

2.5.1. Antecedentes

Alfred Wegener en 1915 sugirió la existencia de un continente único, que nombró Pangea. Formuló la hipótesis de que hace cerca de unos 200 millones de años este continente, se fragmento en porciones más pequeñas hasta adoptar la configuración actual.

En 1928 Arthur Holmes mencionó que las corrientes de convección que actúan al interior del manto de la tierra eran las responsables del movimiento de los continentes a través del planeta. Para 1960, ya existían descubrimientos importantes que permitieron la postulación de la hipótesis de la expansión del fondo oceánico hecha por Harry Hess. Dicha hipótesis enunciaba que las dorsales oceánicas se localizaban sobre zonas de ascenso convectivo en el manto, por lo que el fondo marino se renueva de forma constante.

Por su parte, Tuzo Wilson en 1965 manifiesta que grandes fallas conectaban los cinturones móviles globales en una red continua que dividía la capa externa de la Tierra en varias placas rígidas. En 1968 se expone la teoría de la tectónica de placas, la cual une los conceptos de deriva continental y expansión del fondo marino; explica el movimiento observado de la capa externa de la Tierra por medio de los mecanismos de subducción y expansión del fondo oceánico.

De acuerdo con la teoría de la tectónica de placas, la litosfera está rota en numerosos fragmentos, llamados placas, que se mueven unas con respecto a otras y cambian continuamente de tamaño y forma. Las placas principales que constituyen la superficie de la tierra son: la Norteamericana, la Sudamericana, la del Pacífico, la Africana, la Euroasiática, la Australiana y la Antártica. Otras placas de menor tamaño son la Caribeña, la de Nazca, la Filipina, la Arábica, la de Cocos, la de Scotia y la de Juan de Fuca. (Figura 2.3)

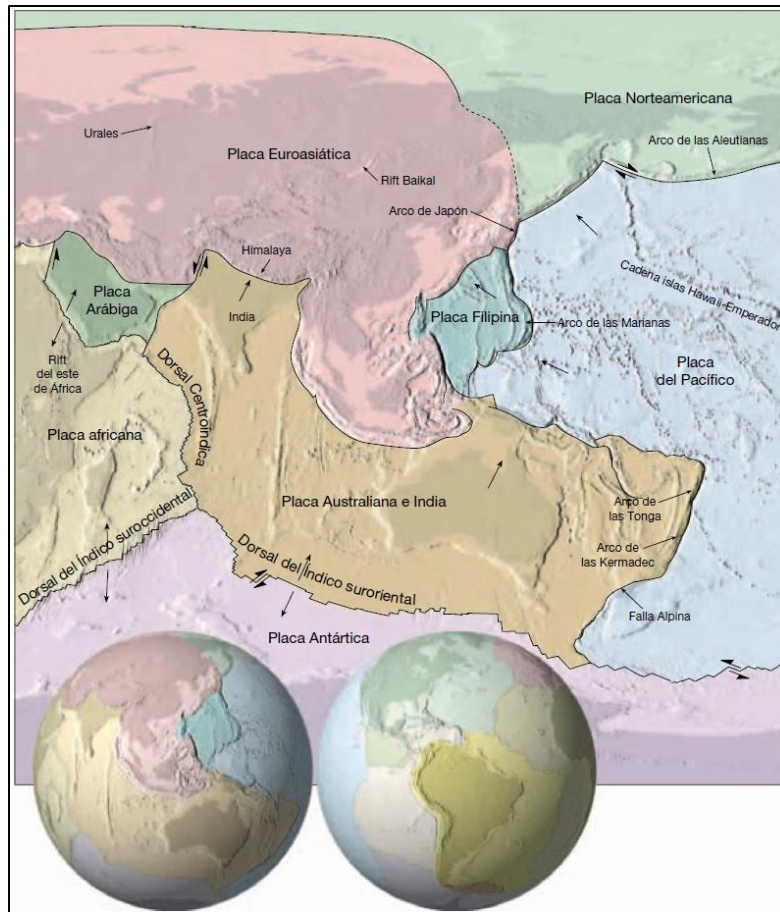


Figura 2.3 Placas rígidas que constituyen la superficie de la tierra (Tarbuck, 2005)

El movimiento de las placas se produce a lo largo de sus bordes que pueden ser: divergentes (constructivos) donde dos placas se separan a lo largo de una gran zona de fractura; convergentes (zona de subducción), una de las placas se hunde bajo la placa continental; y de falla transformante (pasivos), se produce un deslizamiento lateral entre placas sin la creación ni destrucción de corteza. (Figura 2.4)

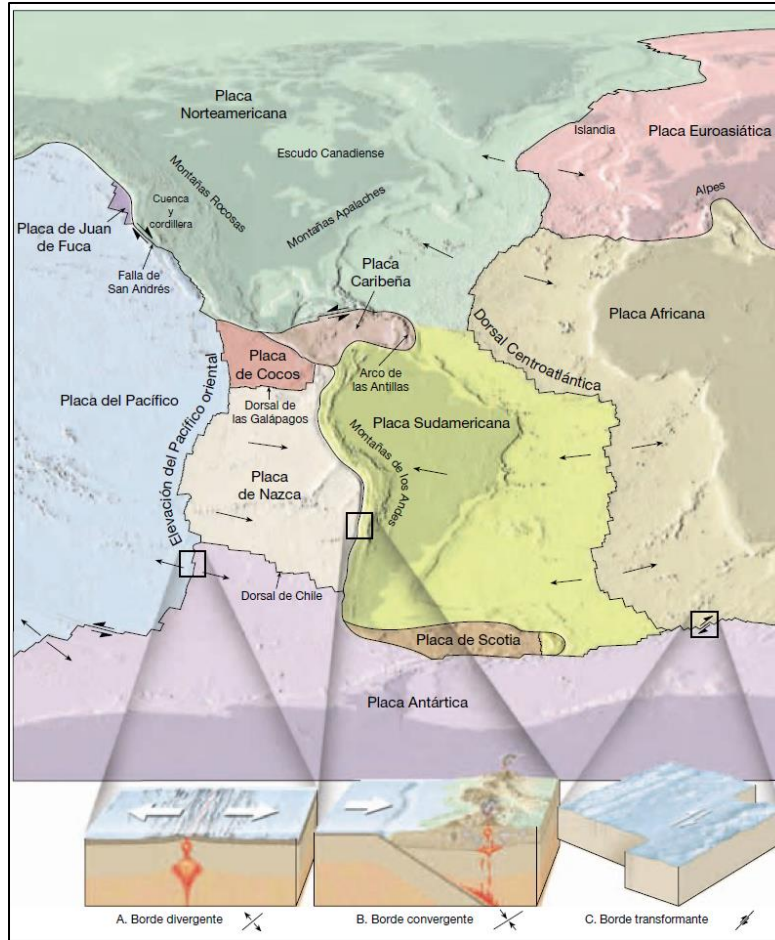


Figura 2.4 Tipo de movimientos en los bordes las placas (Tarbuck, 2005)

2.5.2. Sismicidad en México

El territorio mexicano, está repartido en cinco placas tectónicas: Norteamericana, Pacífico, Caribe, Cocos y Rivera (Figura 2.5). La actividad sísmica más frecuente (y la que origina sismos de mayor magnitud) tiene lugar en la costa del Pacífico. Esto no es casual, dado que se trata de un límite convergente de placas tectónicas. Este límite, zona de subducción, abarca desde las costas de Jalisco hasta la frontera con Guatemala y ha generado la mayor parte de los sismos sentidos con más intensidad en la Ciudad de México (Suárez y Jiménez, 1987).

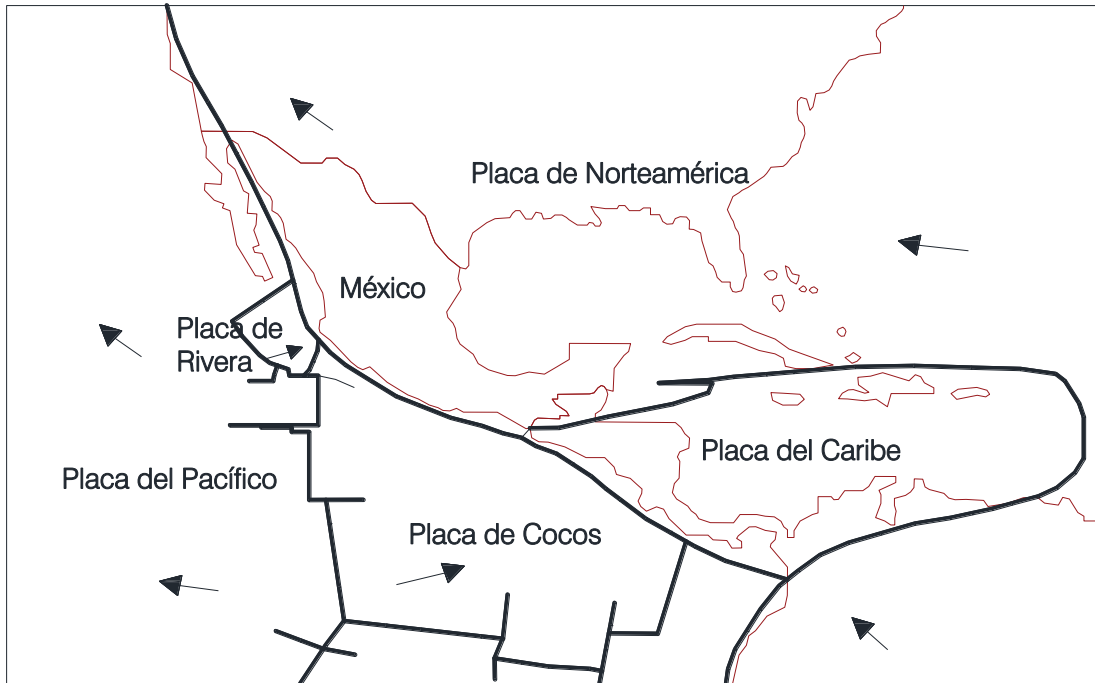


Figura 2.5 Placas tectónicas en el territorio mexicano

Dependiendo del tipo de falla, así como del medio de propagación, los sismos se pueden clasificar según su zona de generación, y su profundidad. De acuerdo a lo anterior se tiene la siguiente clasificación (Zúñiga, 2011):

- *Sismos de subducción someros.* Aquellos que se generan en las fronteras de este tipo y que ocurren a profundidades que no exceden los 40 km.
- *Sismos de subducción profundos.* Aquellos que ocurren debido a la interacción de subducción y en la zona de fricción (interplaca), a profundidades mayores a los 40 km.
- *Sismos intraplaca de profundidad intermedia.* Sismos que se presentan en la placa subducida, pero no ocasionados por la fricción entre placas sino por la fractura de la placa que ha penetrado, sus profundidades son mayores a los 80 km y generalmente menos de 500 en México.
- *Sismos de zonas de acreción.* Sismos que se presentan en este tipo de fronteras, con profundidades que no exceden los 20 km.
- *Sismos de fallas de transurrencia.* Los que se presentan en este tipo de frontera, cuyas profundidades no exceden los 30 km.
- *Sismos corticales intracontinentales.* Se presentan en fallas no directamente relacionadas con los procesos de interacción entre las placas, sino al interior de una placa. Sus profundidades no exceden el grosor de la placa.

En México ocurren sismos de todos los tipos, sin embargo, los que se presentan con mayor frecuencia son los sismos de subducción someros.

Por su parte Rosenblueth *et al.* (1989) clasifico los temblores que afectan la Ciudad de México en los siguientes cuatro grupos:

- *Sismos locales.* Se originan dentro del Valle de México o en sus inmediaciones. Los temblores de este tipo se producen debido a la existencia de sistemas de fallas en la provincia geológica conocida como Cinturón Volcánico Mexicano.
- *Sismos originados en la placa Norteamericana.* Las fallas que producen estos sismos obedecen principalmente a dos fenómenos: el desplazamiento de la placa Norteamericana respecto a las placas oceánicas, debido al arrastre y empuje de las corrientes convectivas del magma; y a la flexión inducida por las placas oceánicas. Son sismos superficiales que no llegan a sobrepasar los 35 km de profundidad y sus magnitudes son menores a los de subducción. El sismo de Acambay ocurrido en 1912 es el más representativo del grupo.
- *Sismos de profundidad intermedia.* Se originan a profundidades intermedias entre 50 y 100 km con magnitudes que disminuyen conforme se alejan del litoral. Han alcanzado magnitudes $M_L = 8.0$ cerca de la costa y alrededor de 6.5 bajo la Cuenca de México.
- *Sismos de subducción.* La magnitud de un sismo es función del tamaño de la región que sufre el fracturamiento. Entre mayor sea el área que rompe por la acción de las fuerzas tectónicas, mayor será la energía liberada. Como la mayor área de contacto entre las placas se encuentra en la zona de subducción, es aquí donde ocurren los sismos más grandes. En México, la zona de subducción comprende toda la costa del Pacífico, desde Puerto Vallarta hasta Tapachula. Algunos ejemplos de sismos de este tipo son el de Jalisco ocurrido el 3 de junio de 1932 y el de Michoacán que tuvo lugar el 19 de septiembre de 1985, con magnitudes de $M_L = 8.2$ y 8.1 respectivamente.

La República Mexicana ha sido dividida en cuatro zonas sísmicas: *zona A*, donde no se tienen registros históricos de sismos; *zonas B y C*, zonas intermedias; *zona D*, en donde se han reportado los mayores sismos. Esta división ha permitido conocer el nivel de peligro sísmico que tiene una determinada región y con ello precisar los requisitos mínimos para llevar a cabo el proyecto, diseño y construcción de una obra civil de tal manera que ésta sea capaz de soportar los efectos producidos por un sismo (Figura 2.6).

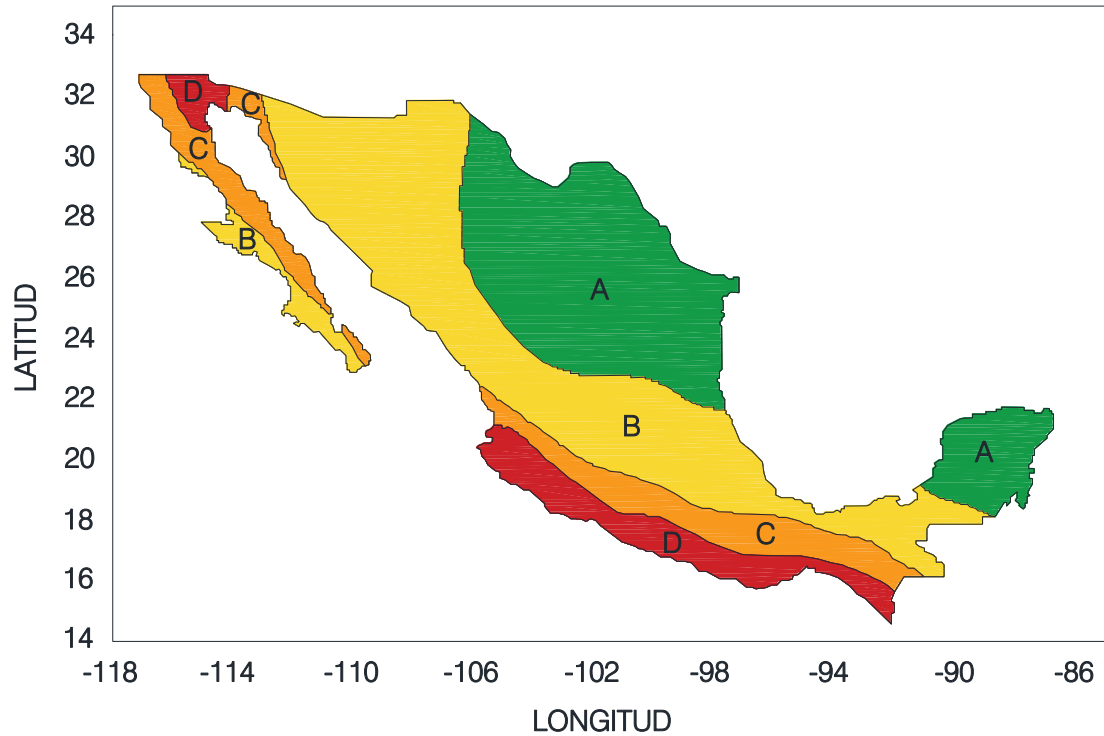


Figura 2.6 Zonas sísmicas en México

La ciudad de México se ubica en la zona B, sin embargo, debido a las características excepcionales del subsuelo ha sido necesario distinguir tres subzonas: *zona de lomas*, formada por suelos de alta resistencia y poco compresibles; *zona de transición*, con características intermedias entre las zonas de lomas y de lago; y *zona de lago*, cuyos suelos consisten en depósitos lacustres muy blandos y compresibles con altos contenidos de agua, lo que favorece la amplificación de las ondas sísmicas. Por tanto, esta última zona ha sido calificada como una región vulnerable ante un eventual terremoto.

Capítulo 3: Comportamiento dinámico de las arcillas

3.1. Introducción

En problemas de ingeniería que incluyen análisis de cargas dinámicas e interacción suelo-estructura se requiere determinar las propiedades dinámicas del suelo, representadas principalmente por la variación del módulo de rigidez al corte, G , y la relación de amortiguamiento, λ , con respecto a la deformación angular, γ .

Numerosas investigaciones, se han centrado en el estudio del comportamiento de los suelos sometidos a diversos tipos de cargas dinámicas (sismos, olas del mar, vibraciones producidas por maquinaria, vientos). En particular, las arcillas presentan un comportamiento esfuerzo-deformación no lineal en un amplio intervalo de deformaciones.

A pequeñas deformaciones ($\gamma=10^{-5}\%$), la respuesta esfuerzo-deformación de los suelos arcillosos se estima elástico lineal, con poca disipación de energía por histéresis; el amortiguamiento y la degradación del módulo de rigidez son pequeños en función del número de ciclos. A mayores deformaciones ($\gamma=10^{-3}\%$) el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo es no lineal, se disipa mucha energía por histéresis; el amortiguamiento y la rigidez disminuyen con el número de ciclos. Adicionalmente, ya que la velocidad de aplicación de la carga no permite la disipación de la presión de poro generada, la respuesta de las arcillas bajo una carga cíclica es considerada no drenada.

Cuando se tienen deformaciones angulares de gran tamaño, ocasionadas por solicitaciones dinámicas importantes, es indispensable realizar un estudio minucioso del comportamiento esfuerzo-deformación y esfuerzo-deformación-tiempo de los depósitos de suelo que comprometan la estabilidad de las estructuras, debido a que el suelo reduce su resistencia al esfuerzo cortante e incrementa su compresibilidad.

3.2. Propiedades dinámicas

3.2.1. Módulo de rigidez al corte, G

El módulo de rigidez al corte de los suelos exhibe relaciones esfuerzo-deformación no lineales. Se determina calculando la pendiente de la curva esfuerzo-deformación y en función de donde se evalúa está pendiente se distingue entre el módulo de corte tangente, G_{tan} ; secante, G_{sec} o máximo, $G_{m\acute{a}x}$ (Figura 3.1). El valor de $G_{m\acute{a}x}$ es la pendiente de la recta tangente en el punto inicial de la curva, G_{tan} es el valor de la pendiente en un punto de la curva y G_{sec} se calcula como la pendiente de la recta secante a la curva.

Un medio alternativo para calcular el módulo G es utilizando la ecuación 3.1.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad 3.1$$

donde

E = módulo dinámico equivalente

ν = relación de Poisson

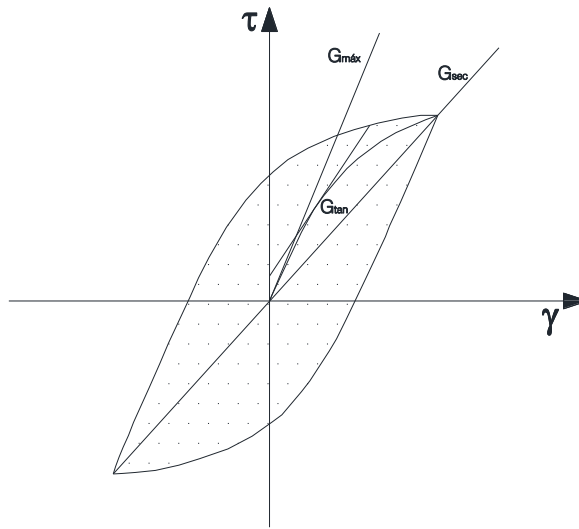


Figura 3.1 Definición del módulo cortante máximo, $G_{m\acute{a}x}$; tangente, G_{tan} y secante, G_{sec}

Dos características importantes de la curva de histéresis son su inclinación y su amplitud. La inclinación depende de la rigidez del suelo y puede ser descrita durante el proceso de carga por G_{tan} . Es claro que el módulo de corte tangente varía a través del ciclo de carga, aunque, su valor medio durante el ciclo completo se aproxima al módulo de corte secante.

El módulo de rigidez al cortante varía en función de la amplitud de deformación pues a medida que ésta aumenta, G disminuye. Generalmente se representa el módulo de rigidez normalizado con respecto a $G_{m\acute{a}x}$, es decir el correspondiente a deformaciones angulares muy pequeñas (Figura 3.2).

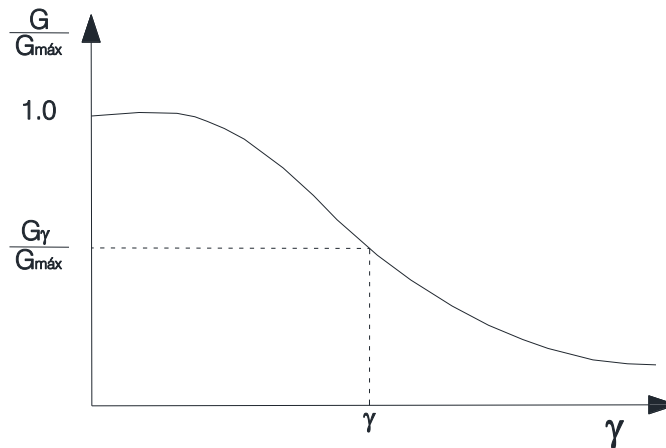


Figura 3.2 Módulo de rigidez normalizado con respecto a $G_{m\acute{a}x}$

Investigaciones experimentales con diferentes suelos cohesivos, han demostrado que el módulo de rigidez al cortante está en función principalmente de los factores siguientes: la magnitud de la deformación angular, la presión de confinamiento, el índice de plasticidad, la relación de vacíos y la historia de esfuerzos. Además, se encontró que de manera menos

significativa G también es influenciado por el esfuerzo normal octaédrico, el grado de saturación, la historia de vibraciones, la frecuencia de vibración, la mineralogía, la distribución granulométrica y la estructura del suelo.

Anderson y Richart (1976) observaron que existe un intervalo de umbral en el que el módulo se mantiene más o menos constante, ubicado entre 0.001% y 0.01%; cuando se exceden estas deformaciones el módulo decrece entre el 20% y 80%. Vucetic et al. (1997) realizaron ensayos de laboratorio (corte simple cíclico) a tres tipos de arcilla, con lo que concluyeron que el módulo G normalizado se incrementa a medida que se aumenta el esfuerzo vertical efectivo y la relación de sobreconsolidación; asimismo a medida que aumenta el índice de plasticidad la influencia que ejercen el esfuerzo vertical efectivo y el OCR sobre el módulo de rigidez se reduce.

Zen *et al.* (1978) encontraron que la influencia del esfuerzo de confinamiento σ'_c en la evaluación del módulo G , se reduce en la medida que aumenta el índice de plasticidad.

Por su parte Anderson y Stokoe (1978) determinaron que la presión de confinamiento es más significativa en arcillas normalmente consolidadas que en las sobreconsolidadas. Stokoe y Lodde (1978) descubrieron que para una deformación angular dada, el módulo de rigidez al cortante, normalizado con respecto al módulo de rigidez máximo, aumenta en la medida en que aumenta la tensión efectiva de confinamiento.

En 1978 Zen *et al.* concluyeron que el índice de plasticidad está relacionado con el módulo de rigidez normalizado, al incrementarse IP , la curva normalizada se desplaza a la derecha, exhibiendo menor relación de reducción con el aumento de la deformación.

Se ha observado que $G_{m\acute{a}x}$ disminuye a mayor relación de vacíos y se incrementa cuando el grado de saturación disminuye. Hardin y Drnevich (1972), reportaron un caso en que el $G_{m\acute{a}x}$ decreció un 50%, cuando el grado de saturación aumento del 70 al 100%.

En la Tabla 3.1 se muestra un resumen de los factores que influyen el módulo de rigidez al cortante para suelos normalmente consolidados y ligeramente preconsolidados.

Tabla 3.1 Factores que influyen el módulo de rigidez (modificada de Vucetic y Dobry, 1991)

Factor	$G_{m\acute{a}x}$	$G/G_{m\acute{a}x}$
Esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c	Incrementa con σ'_c	Permanece constante o se incrementa con σ'_c
Relación de vacíos, e	Decrece con e	Incrementa con e
Tiempo geológico, t_g	Incrementa con t_g	Puede incrementar con t_g
Cementación, c	Incrementa con c	Puede incrementar con c
Relación de preconsolidación, OCR	Incrementa con OCR	No es afectado
Índice de plasticidad, IP	Incrementa con IP si el $OCR > 1$ Se mantiene constante si $OCR = 1$	Incrementa con IP
Velocidad de deformación, $\dot{\gamma}$	Incrementa con $\dot{\gamma}$	G se incrementa con $\dot{\gamma}$, pero $G/G_{m\acute{a}x}$ probablemente no es afectado si G y $G_{m\acute{a}x}$ se miden a la misma $\dot{\gamma}$
Número de ciclos de carga, N	Disminuye después de N ciclos de carga, pero se recupera con el tiempo	Disminuye después de N ciclos de carga ($G_{m\acute{a}x}$ medido antes de N ciclos)

3.2.2. Relación de amortiguamiento, λ

La respuesta de una muestra de suelo sometida a carga cíclica, se caracteriza por la aparición de ciclos de histéresis, estos ciclos indican la capacidad del suelo para disipar energía potencial almacenada debido a su rigidez. El amortiguamiento histerético expresa la relación entre la energía disipada y la energía almacenada. (Figura 3.3)

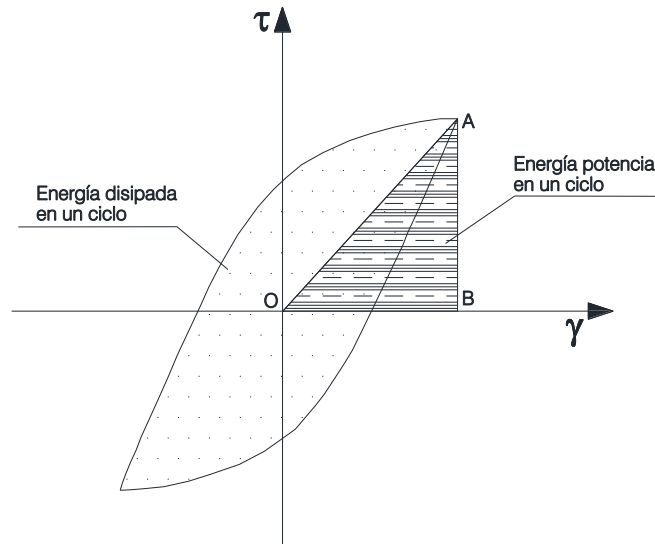


Figura 3.3 Curva esfuerzo-deformación de un ensaye cíclico

La relación de amortiguamiento se calcula utilizando la curva de respuesta a la frecuencia en ensayos dinámicos, apoyándose en la hipótesis de que un suelo tiene amortiguamiento histerético cuando la energía disipada por ciclo es independiente de la frecuencia de vibración. Se expresa como:

$$\lambda = \frac{\text{área del ciclo de histéresis}}{4\pi \text{ área } OAB} \quad 3.2$$

En general, la relación de amortiguamiento proporciona una medida de las características disipadoras de energía del suelo, esto a consecuencia de los efectos friccionantes no lineales provocados por el deslizamiento de las partículas del suelo. La energía de deformación liberada durante la descarga es inferior a la almacenada durante la carga, por lo que el deslizamiento de partículas individuales en una masa de suelo afecta la cantidad de energía absorbida. Al aumentar la deformación del suelo sin alcanzar la falla, su amortiguamiento también será mayor.

Hardin y Drnevich (1972) sugieren que λ decrece con la raíz cuadrada de la presión de confinamiento, independientemente de la amplitud de deformación, sin embargo, Kokusho et al., (1982) determinaron que no es posible establecer la influencia de la tensión de confinamiento. En 1978 Marcus y Wahls encontraron que la relación de amortiguamiento decrece a medida que aumenta el tiempo de permanencia de la presión de confinamiento.

A partir de resultados de laboratorio Vucetic et al., (1998) concluyeron que el amortiguamiento tiende a disminuir a medida que incrementa el índice de plasticidad, el efecto del esfuerzo

vertical efectivo y el OCR en la variación del amortiguamiento con respecto a la deformación angular, disminuye a media que el IP se incrementa, no observaron influencia de la frecuencia en un intervalo de 0.01 y 0.1 Hz.

La Tabla 3.2 resume los factores que afectan la relación de amortiguamiento.

Tabla 3.2 Factores que influyen el factor de amortiguamiento (modificada de Vucetic y Dobry, 1991)

Factor	λ
Esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c	Permanece constante o decrece con σ'_c
Relación de vacíos, e	Decrece con e
Tiempo geológico, t_g	Decrece con t_g
Cementación, c	Puede disminuir con c
Relación de preconsolidación, OCR	No es afectado
Índice de plasticidad, IP	Decrece con IP
Velocidad de deformación, $\dot{\gamma}'$	Permanece constante o puede incrementarse con $\dot{\gamma}'$
Número de ciclos de carga, N	No es afectado por N

3.3. Determinación de las propiedades dinámicas del suelo

Para evaluar el comportamiento dinámico de los suelos resulta indispensable conocer sus propiedades, mismas que pueden ser obtenidas a través de ensayos en campo y laboratorio. Debido a que cada prueba cubre intervalos específicos de deformación angular, no es preciso con un solo ensayo definir las propiedades dinámicas por lo que su uso deberá ser ajustado al tipo de problema en consideración.

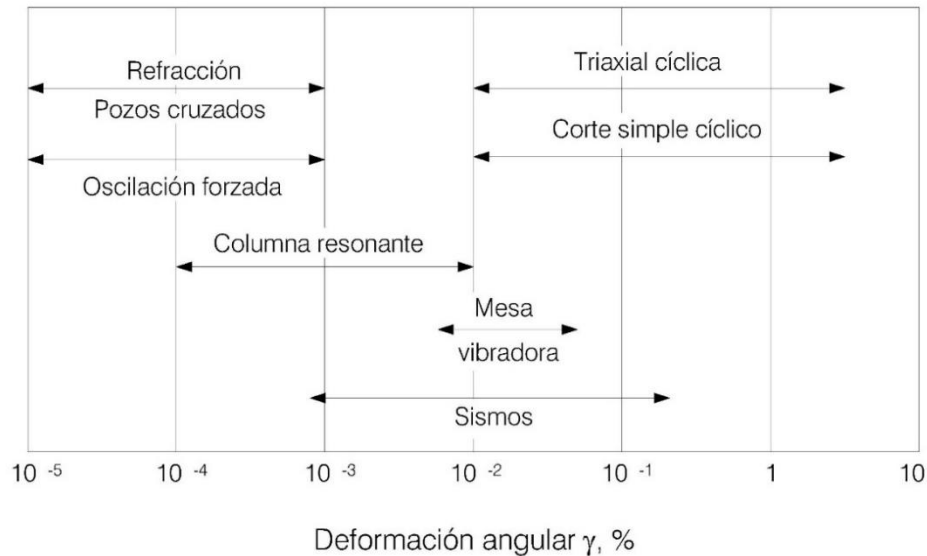


Figura 3.4 Rango de deformaciones inducidas al suelo con diferentes técnicas

En los ensayos de laboratorio se obtiene el módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento, mientras que con los ensayos de campo se determina la velocidad de onda de cortante, V_s , a partir de la cual se calcula el módulo de rigidez. (Tabla 3.3)

Tabla 3.3 Propiedades dinámicas obtenidas a partir de ensayos de laboratorio y campo

Prueba		Propiedades dinámicas estimadas
Laboratorio	Pulsos ultrasónicos	$G_{m\acute{a}x}$
	Columna resonante	G y λ
	Vibración torsional libre	G y λ
	Triaxial cíclica	G , λ y ciclos de histéresis
	Corte simple cíclico	G , λ y ciclos de histéresis
	Columna torsionante	G , λ
	Elementos laminares	$G_{m\acute{a}x}$
Campo	Sísmica de refracción	V_p y V_s
	Cross-hole	V_p y V_s
	Down-hole	V_p y V_s
	Up-hole	V_p y V_s
	Sonda suspendida	V_p y V_s

Tanto las pruebas de campo como las de laboratorio traen consigo una serie de ventajas y desventajas. Los ensayos de laboratorio tienen la ventaja de ser menos costosos comparados con los de campo, permiten realizar análisis de sensibilidad, debido a la facilidad de modificar las condiciones de las pruebas y la definición de las fronteras, permiten evaluar parámetros dentro de un amplio intervalo de deformaciones; su principal desventaja es la inevitable alteración que sufren las muestras producto de la extracción, transporte y almacenamiento.

Por otro lado, con las pruebas de campo, es posible inducir deformaciones en el suelo similares al problema de interés, permiten medir la respuesta de grandes volúmenes de suelo, se evita la alteración de la muestra producto de su extracción, transporte y labrado. Las desventajas de estos ensayos estriban en la imposibilidad de variar las condiciones del sitio, para así, medir otras respuestas del suelo bajo la acción de cargas; además en algunas ocasiones las propiedades deben ser determinadas de manera indirecta, por medio de análisis teóricos o correlaciones empíricas.

En los siguientes apartados se ampliará la información referente a los ensayos de laboratorio de columna resonante y triaxial cíclica, así como los ensayos de campo de sonda suspendida y sondeo de cono, ya que fueron las técnicas utilizadas para determinar los parámetros dinámicos producto de este documento.

3.3.1. Ensayos de laboratorio

3.3.1.1. Columna resonante

La prueba de columna resonante permite determinar el módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento a pequeñas deformaciones angulares (10^{-5} a 10^{-2} %). El ensayo consiste en aplicar a una muestra cilíndrica de suelo vibraciones forzadas torsionantes, variando la frecuencia de excitación hasta lograr su resonancia.

- Procedimiento de la prueba

Se labra un espécimen de suelo de 8.5 cm de altura y 3.5 cm de diámetro. La probeta de suelo se coloca en la base rígida de la columna resonante y en su parte superior se instala el sistema móvil que provocara la excitación.

Una vez montada la muestra de suelo, se inicia la etapa de saturación por contrapresión, aplicando incrementos de presión confinante y contrapresión. Se asume que el suelo está saturado cuando la B de Skempton es mayor o igual a 0.96. A continuación, la muestra se consolida aplicando por etapas, incrementos de esfuerzo efectivo de consolidación, permitiendo el drenaje de la probeta por la parte inferior.

En la etapa de ensaye la probeta es excitada con una fuerza de torsión F a cierta frecuencia, definida como frecuencia inicial, f_i , se registra la aceleración de respuesta y se incrementa la frecuencia a valores Δf constantes, hasta llegar a una frecuencia final, f_f . Las lecturas de aceleración registradas desde f_i hasta f_f se les llama barrido de frecuencias. Al concluir cada barrido de frecuencias se incrementa la fuerza de torsión en valores ΔF , con lo cual al finalizar la prueba se tendrá una serie de barridos de frecuencia para diferentes valores de F (Flores, 2008).

Con los valores de aceleración y frecuencia se construye la curva de respuesta o de aceleraciones totales bajo vibración forzada, mediante la cual se obtienen los valores de $a_{m\acute{a}x}$, f_0 , f_1 y f_2 , para determinar el m\u00f3dulo de rigidez, el amortiguamiento y la distorsión angular. (Figura 3.5)

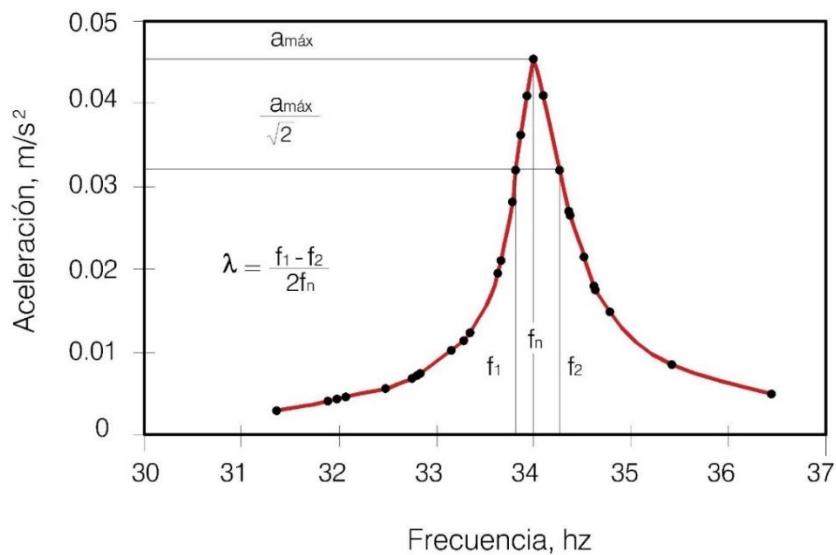


Figura 3.5 Curva de aceleraciones totales (modificado de Flores, 2008)

- Cálculo de parámetros

A partir de la frecuencia de resonancia y haciendo uso de la metodología propuesta por Hardin, el m\u00f3dulo de rigidez al cortante puede ser evaluado utilizando las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{2\pi f_0 L}{\beta} \quad 3.3$$

donde

V_s = velocidad de corte, m/s

f_0 = frecuencia de resonancia, Hz

L = longitud de la muestra, m

$\beta = \beta \tan \beta = I_m/I_s$

I_m = momento polar de inercia de la muestra, kg-m-s²

I_s = momento polar de inercia de masa del sistema móvil de la columna resonante, kg-m-s²

Finalmente se tiene:

$$G = \rho V_s^2 \quad 3.4$$

donde

ρ = densidad de masa de la muestra, kg/m³

El coeficiente de amortiguamiento se determina relacionado la curva de aceleraciones totales y la frecuencia.

$$\lambda = \left(\frac{f_2 - f_1}{2f_0} \right) 100 \quad 3.5$$

donde

f_0 = frecuencia de resonancia, Hz

f_1 y f_2 = frecuencias correspondientes a una aceleración, $a = a_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$

La deformación angular se obtiene por medio de la siguiente expresión.

$$\gamma = \left(\frac{1}{12\pi^2 r} \right) \frac{D a_{m\acute{a}x}}{L f_0^2} \quad 3.6$$

donde

D = diámetro de la probeta, m

L = longitud de la muestra, m

$a_{\text{máx}}$ = aceleración máxima de respuesta, m/s^2

f_0 = frecuencia de resonancia, Hz

r = distancia del centro de gravedad del acelerómetro al centro de la muestra, m

3.3.1.2. Triaxial cíclica

Este tipo de ensaye se utiliza para obtener la curva de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y el incremento de la relación de amortiguamiento, para deformaciones angulares de medianas a grandes (10^{-2} a 5%). La prueba reside en someter una muestra de suelo a un esfuerzo de confinamiento hasta lograr su consolidación, para después aplicar un esfuerzo axial cíclico de magnitud conocida a la frecuencia deseada.

- Procedimiento

Una probeta de suelo de 8.5 cm de altura y 3.5 cm de diámetro se coloca en la cámara triaxial cíclica, posteriormente es saturada por el método de contrapresión por incrementos hasta lograr una B de Skempton mayor o igual a 0.96 con lo cual se considera que el suelo está saturado.

Ya saturado el espécimen se inicia la etapa de consolidación aplicando una presión de confinamiento constante. Finalmente se aplica un esfuerzo axial cíclico de magnitud $\pm \sigma_d$ en forma periódica senoidal a una frecuencia determinada.

- Calculo de parámetros

Con los datos obtenidos del ensaye se calculan G y λ , empleando las expresiones que se presentan a continuación:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{H_0} \quad 3.7$$

donde

ε = deformación unitaria axial

δ = deformación axial que sufre el espécimen de suelo

H_0 = altura inicial de la probeta

$$A_c = \frac{A_0}{1 - \varepsilon} \quad 3.8$$

donde

A_c = área de la probeta de suelo corregida, cm^2

A_0 = área transversal inicial de la probeta de suelo, cm^2

$$\sigma_d = \frac{P}{A_c} \quad 3.9$$

donde

σ_d = esfuerzo desviador, kg/cm²

P = carga aplicada a la probeta de suelo, kg

A_c = área de la probeta de suelo corregida, cm²

$$E = \frac{\sigma_d}{\varepsilon} \quad 3.10$$

donde

E = módulo de Young, kg/cm²

σ_d = esfuerzo desviador, kg/cm²

ε = deformación unitaria axial

$$\tau = \frac{\sigma_d}{2} \quad 3.11$$

donde

τ = esfuerzo cortante, kg/cm²

σ_d = esfuerzo desviador, kg/cm²

Por último, se calcula el módulo de rigidez y la deformación angular como:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad 3.12$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad 3.13$$

donde

G = módulo de rigidez al corte

γ = deformación angular

E = módulo de Young

τ = esfuerzo cortante

ν = relación de Poisson, 0.5 para arcillas saturadas

Con el ciclo de histéresis calculado se obtiene la relación de amortiguamiento utilizando la expresión (3.2).

3.3.2. Ensayes de campo

3.3.2.1. Sonda suspendida

El ensaye de sonda suspendida es una técnica relativamente nueva empleada para medir velocidades de onda en suelos y roca, desarrollada por investigadores de la compañía Oyo en Japón (Ogura, 1979; Ogura, 1988; Kitsunezaki, 1982).

El procedimiento de la prueba descrito por Flores *et al.* (2014) consiste en introducir la sonda en un pozo lleno de una mezcla de bentonita y agua para estabilizar la perforación, o en su caso, además con tubería de PVC, lleno de agua, y una mezcla de bentonita con cemento y agua entre el tubo y el suelo. La sonda queda suspendida de un cable a través de una polea. El cable lleva en el centro la conexión que transmite la señal eléctrica de la fuente a la unidad de control y medición colocada en la superficie (micrologger).

La sonda en su parte inferior cuenta con una fuente de excitación, un filtro y dos unidades de medición con dos geófonos colocados en dirección horizontal y vertical, separados un metro por filtros de neopreno para atenuar la vibración entre ellos. Para efectuar la medición de las ondas de compresión y cortante se produce una excitación dinámica en dirección trasversal al eje de la perforación, que se propagan al suelo circundante.

Los geófonos horizontales de cada estación, alineados con la fuente, registran la excitación y la respuesta transmitida a través del agua o lodo bentónico. Se produce otra onda en dirección opuesta a la primera, con objeto de verificar que la onda generada sea S. En seguida se produce otra onda que se detecta con los geófonos verticales para estimar las ondas de compresión. Las señales de respuesta son analizadas posteriormente para calcular las velocidades de onda de cortante, V_s , y de compresión, V_p .

El análisis de las señales obtenidas en campo, consiste en definir la primera deflexión de cada una de éstas sobre el eje vertical, lo que indica el arribo de las ondas P y S. El martillo de la sonda suspendida funciona como fuente y aplica tres golpes, el primero genera los frentes de onda P (señales en color azul), el segundo golpe produce los frentes de onda S (señales en color rojo) y el tercer golpe verifica el arribo de las ondas S (señales en color verde). (Figura 3.6)

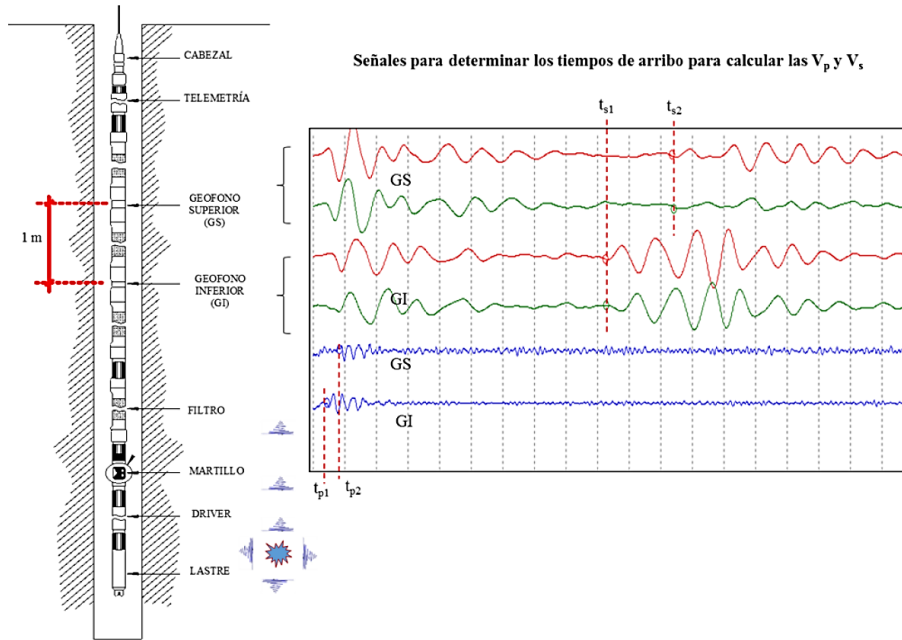


Figura 3.6 Medición de las señales obtenidas en campo (II-UNAM, 2016)

Aplicando la ecuación (3.14) se determinan las velocidades de onda.

$$V_{p,s} = \frac{1}{t_{p,s2} - t_{p,s1}} \quad 3.14$$

donde

$t_{p,s1}$ = tiempo de arribo de las ondas P y S en el geófono 1, s

$t_{p,s2}$ = tiempo de arribo de las ondas P y S en el geófono 2, s

$V_{p,s}$ = velocidades de onda P y S, m/s

3.3.2.2. Sondeo de cono eléctrico

Algunas investigaciones sobre el comportamiento dinámico de los suelos, se han centrado en la obtención de correlaciones empíricas que permiten de manera indirecta estimar las propiedades dinámicas de un depósito de suelo. Una correlación que ha resultado de utilidad es aquella propuesta a partir de la resistencia a la penetración del cono.

Jaime (1987) propuso una serie de correlaciones para arcillas de la ciudad de México, con base en perfiles de resistencia a la penetración del cono, q_c , y resultados de la medición de propagación de ondas, obtenidos mediante pruebas de sonda suspendida y down hole.

Posteriormente, Ovando y Romo (1991) establecen una expresión analítica para calcular V_s a partir de la resistencia de punta de cono, que es fundamentada en la teoría de la expansión de cavidades cilíndricas y un modelo hiperbólico que considera el comportamiento no lineal del suelo.

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_{kh}\gamma_s}} \quad 3.15$$

donde

V_s = velocidad de onda de corte, m/s

q_c = resistencia de punta de cono, t/m²

γ_s = peso volumétrico del suelo, t/m³

η y N_{kh} = coeficientes que dependen del tipo de suelo, Tabla 3.4

Tabla 3.4 Valores de η y N_{kh}

Tipo de suelo	Valores de N_{kh}			Valor de η
	Máximo	Medio	Mínimo	
Arcillas del lago de Texcoco preconsolidado y virgen	14.0	9.5	6.7	23.33

Capítulo 4: Trabajos de campo y laboratorio, análisis de resultados

El Instituto de Ingeniería (II-UNAM) realizó una serie de ensayos de laboratorio con el propósito de caracterizar y clasificar de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) el subsuelo del ex Lago de Texcoco. Se determinaron sus límites de consistencia, el contenido de agua, la densidad de sólidos, la relación de vacíos, el peso volumétrico y su grado de saturación. Además, se llevaron a cabo ensayos dinámicos de columna resonante con consolidación incremental y triaxial cíclica con consolidación isótropa, saturando previamente la muestra, en condiciones no drenadas. Asimismo, el II-UNAM ejecuto ensayos de campo, los cuales consistieron en pruebas de sonda suspendida, Sds.

4.1. Trabajos de laboratorio

4.1.1. Pruebas índice

Las propiedades índice son utilizadas para clasificar el suelo y en ocasiones inferir cualitativamente su comportamiento mecánico.

Límites de consistencia. La consistencia de los suelos finos, cambia con el contenido de agua. Los contenidos de agua que definen las transiciones entre un estado de consistencia y otro, son llamados límites de consistencia. De acuerdo con el contenido de agua, se presentan cuatro estados: sólido, semisólido, plástico y líquido. El límite de contracción es la transición entre el estado sólido y semisólido; cuando el punto de transición va del estado semisólido a plástico es el límite plástico (w_p), el límite líquido (w_L) se encuentra cuando se va del estado plástico al líquido.

Los límites de consistencia permiten clasificar a los suelos finos, empleando la carta de plasticidad que relaciona el límite líquido con el índice de plasticidad (IP), que se obtiene de la diferencia entre el límite líquido y plástico.

Los métodos utilizados para la determinación del límite líquido y plástico, fueron la Copa de Casagrande y el método de Atterberg, respectivamente. Los valores de w_L para los suelos finos estudiados se encuentran entre 112% y 287%, un w_p máximo de 131% y un IP que varía de 60% a 212%. En la carta de plasticidad de la Figura 4.1 se puede observar que los suelos ensayados se encuentran dentro de la zona de arcillas de alta compresibilidad (CH) y limos de alta compresibilidad (MH).

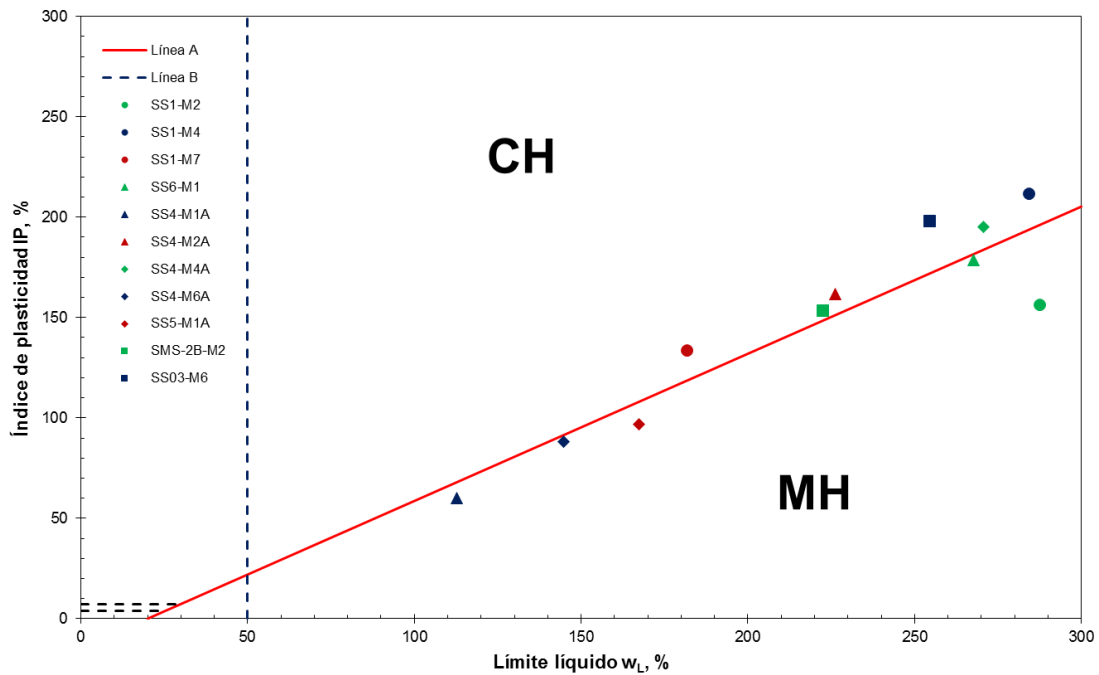


Figura 4.1 Clasificación del suelo del ex Lago de Texcoco

Contenido de agua (w). Está definido como el cociente del peso del agua que contiene, entre el peso de la fracción sólida del suelo, expresada en porcentaje. El valor de w para las arcillas del ex Lago de Texcoco se encuentra entre 91% y 255%.

Densidad de sólidos (G_s). Es la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que éstos expulsan. Las arcillas lacustres ensayadas, presentan un valor medio de 2.87.

Relación de vacíos (e). Se define como el cociente del volumen de vacíos entre el volumen de sólidos de un suelo. La variación de e para la muestras ensayadas es de 2.57 a 7.67.

Peso volumétrico (γ). Se obtiene dividiendo el peso total de la muestra de suelo entre el volumen total que ésta ocupa. Los pesos volumétricos para las arcillas en estudio varían de 11.84 a 14.26 kN/m³.

Grado de saturación (S_r). Es la relación entre el volumen del agua y el volumen de vacíos, expresado en porcentaje. El valor medio para las muestras ensayadas es de 98% por lo que se considera que el suelo estudiado se encuentra saturado.

En la Tabla 4.1, así como en las figs. 4.2-4.3 se muestran los resultados de las muestras ensayadas.

Tabla 4.1 Propiedades índice de las pruebas ensayadas

Sondeo	Muestra	Prof. media m	SUCS	w _L %	w _P %	IP %	w %	γ _s kN/m ³	S _r %	G _s	e
SS1	2	4.85	MH	287.45	131.12	156.33	252.97	11.84	98	2.58	6.68
SS1	4	15.85	CH	284.22	72.41	211.81	244.87	12.50	100	3.03	7.42
SS1	7	39.95	CH	181.78	48.37	133.41	132.28	14.05	100	2.71	3.52
SS6	1	4.45	MH	267.72	89.09	178.63	255.24	11.95	99	2.49	6.42
SS4	1A	3.80	MH	112.85	52.76	60.09	105.51	13.86	95	2.65	2.93
SS4	2A	13.30	CH	226.19	64.32	161.87	204.60	12.63	98	3.04	6.35
SS4	4A	26.30	CH	270.64	75.37	195.27	247.30	12.28	100	3.24	6.36
SS4	6A	56.70	MH	144.75	56.72	88.03	91.81	14.26	95	2.65	2.57
SS5	1A	3.95	MH	167.27	70.46	96.81	130.63	13.18	96	2.58	3.52
SMS-2B	2	13.40	CH	222.60	69.38	153.22	231.54	12.27	97	3.21	7.67
SS03	6	25.70	CH	254.48	56.29	198.19	195.93	13.01	99	3.34	6.61

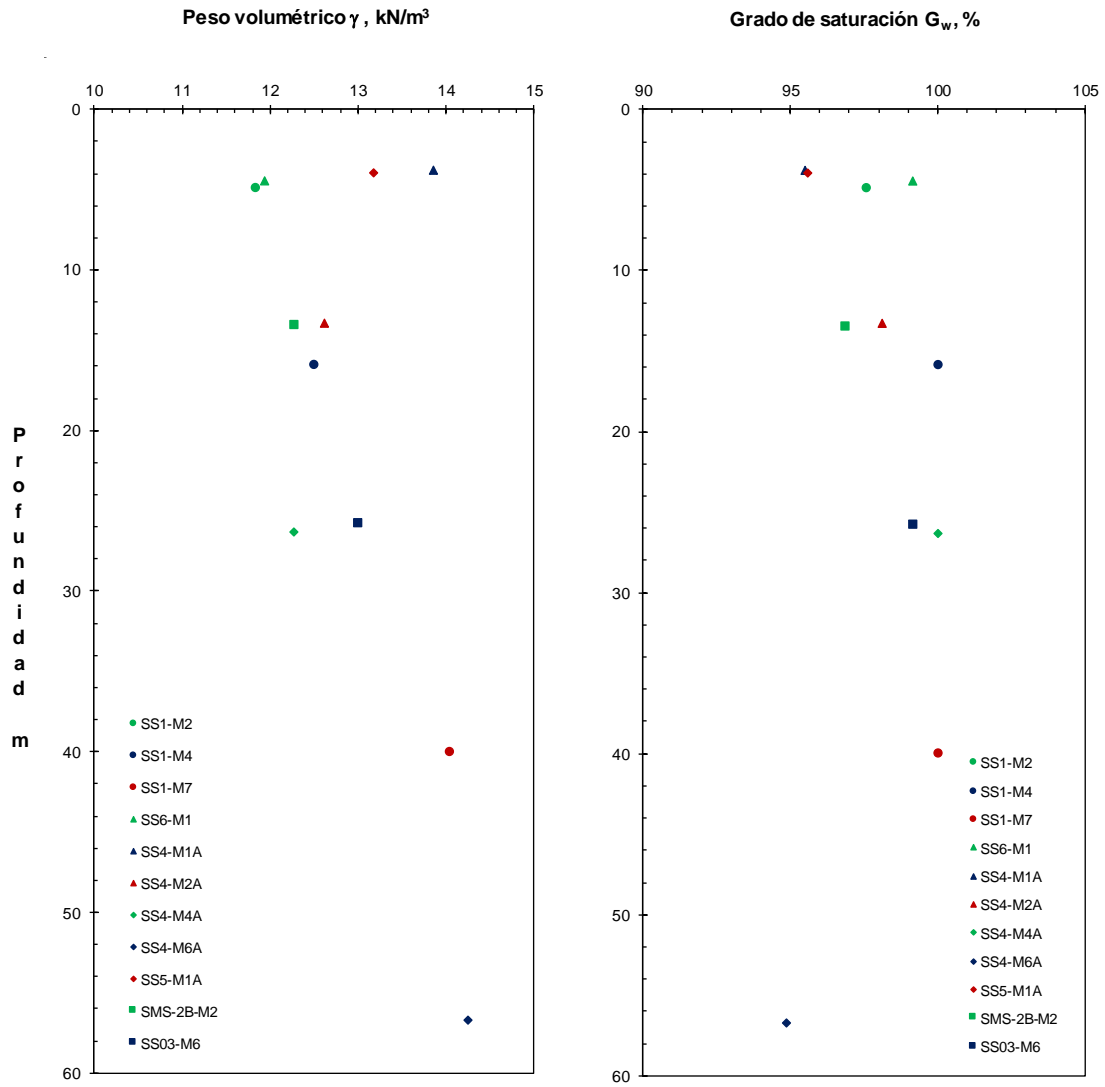


Figura 4.3 Propiedades índice de las muestras ensayadas (continuación)

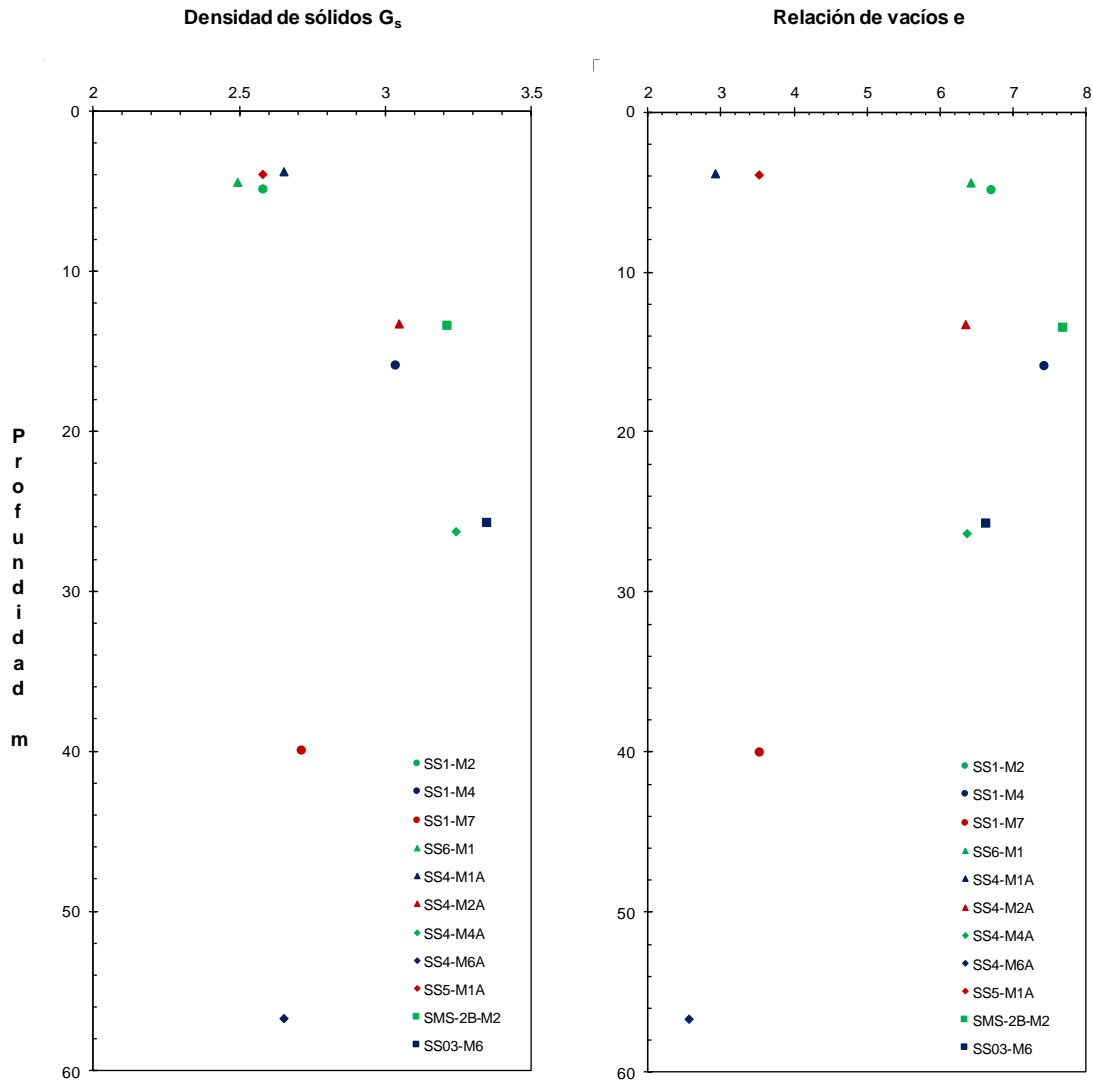


Figura 4.4 Propiedades índice de las muestras ensayadas (continuación)

4.1.2. Pruebas dinámicas

Se realizaron ensayos triaxiales dinámicos tipo CU en columna resonante, CR. Las pruebas consistieron en consolidar un espécimen de suelo a diferentes niveles de esfuerzo efectivo, una vez definida la etapa de consolidación para cada incremento de esfuerzo la muestra se ensayó para determinar el módulo de rigidez, el amortiguamiento, y su variación con respecto a la deformación angular.

Debido al bajo nivel de deformación inducido en este tipo de prueba (comportamiento elástico del suelo), para cada una de las curvas se determinó un valor inicial máximo de módulo de rigidez, $G_{m\acute{a}x}$, y uno mínimo para el amortiguamiento, $\lambda_{m\acute{i}n}$.

De la Figura 4.5 a la Figura 4.15 se presentan las curvas G vs γ y λ vs γ , así como las curvas normalizadas de G . En ellas se aprecia que el módulo de rigidez disminuye al aumentar la deformación angular, no obstante, el módulo es casi constante para deformaciones del orden de 0.01%, donde G ya no depende de la amplitud de la deformación aplicada. Se observa también que la rigidez del suelo aumenta a medida que incrementa el esfuerzo efectivo de consolidación, σ'_c .

Por otra parte, la relación de amortiguamiento aumenta al incrementarse la deformación angular. Para el intervalo de deformaciones de 0.001% a 0.01% la variación de λ es pequeña, y a mayores deformaciones su variación se hace notable. Es claro que a mayor σ'_c el amortiguamiento disminuye.

Muestras gemelas de suelo se ensayaron en el equipo triaxial cíclico, TC, con el objetivo de verificar la continuidad de las curvas de rigidez y amortiguamiento. Éstas fueron consolidadas al máximo esfuerzo efectivo aplicado a las probetas de suelo en la columna resonante, para posteriormente ser llevadas hasta la falla con lo cual se obtuvo la variación de G y λ con relación a γ .

Los resultados obtenidos de las muestras ensayadas en la cámara triaxial cíclica, exponen la influencia que tiene el nivel de deformación en G y λ , pues al incrementar γ el valor del módulo de rigidez disminuye y el amortiguamiento aumenta, en ambos casos hasta acercarse a la falla. Valores de G y λ , mínimos en el primer caso y máximos en el segundo, son estimados a partir de estas pruebas.

En la Tabla 4.2 se especifica el tipo de prueba y el nivel de esfuerzos al que estuvieron sometidos los especímenes de suelo ensayados.

Tabla 4.2 Nivel de esfuerzos aplicados en los ensayos de columna resonante y triaxial cíclica

Sondeo	Muestra	Prof. Media m	Esf. efec. consolidación, σ'_c MPa	
			CR	TC
SS1	2	4.85	0.02, 0.04, 0.06, 0.10, 0.15	0.15
SS1	4	15.85	0.02, 0.04, 0.07, 0.10	0.10
SS1	7	39.95	0.02, 0.04, 0.06, 0.10, 0.15, 0.25, 0.40	0.40
SS6	1	4.45	0.015, 0.03, 0.044, 0.07, 0.10	0.10
SS4	1A	3.80	0.02, 0.04, 0.07, 0.10, 0.15, 0.25	0.25
SS4	2A	13.30	0.02, 0.04, 0.07, 0.10	0.10
SS4	4A	26.30	0.02, 0.04, 0.07, 0.10, 0.15	0.15
SS4	6A	56.70	0.02, 0.04, 0.07, 0.10, 0.15, 0.25, 0.35	0.35
SS5	1A	3.95	0.02, 0.04, 0.07	0.07
SMS-2B	2	13.40	0.02, 0.04, 0.07, 0.10	0.10
SS03	6	25.70	0.02, 0.04, 0.07, 0.10, 0.15	0.15

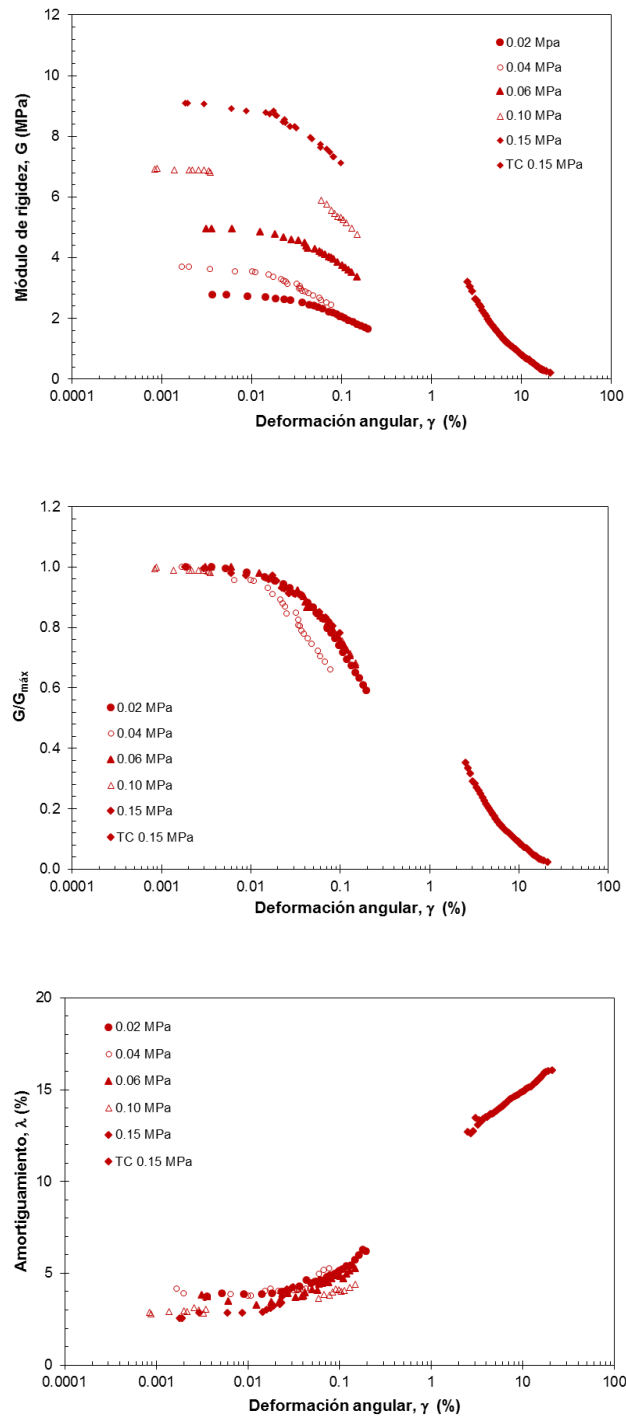


Figura 4. 5 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS1-M2

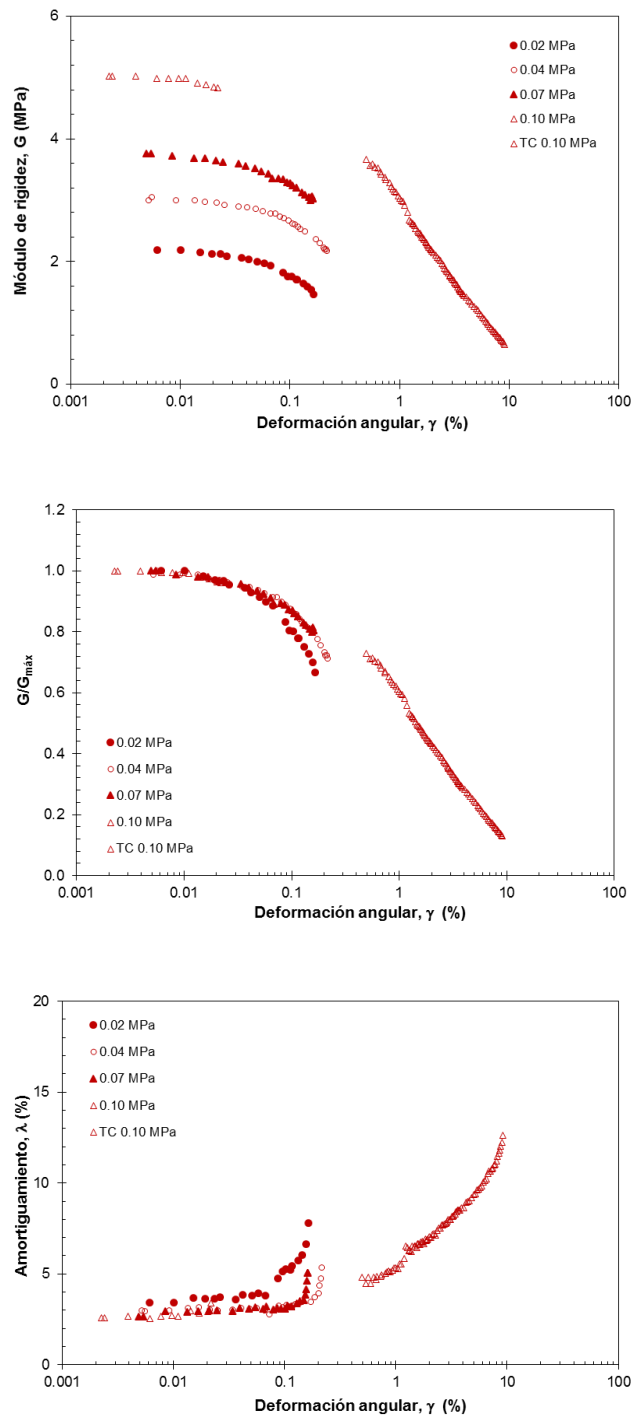


Figura 4.6 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS1-M4

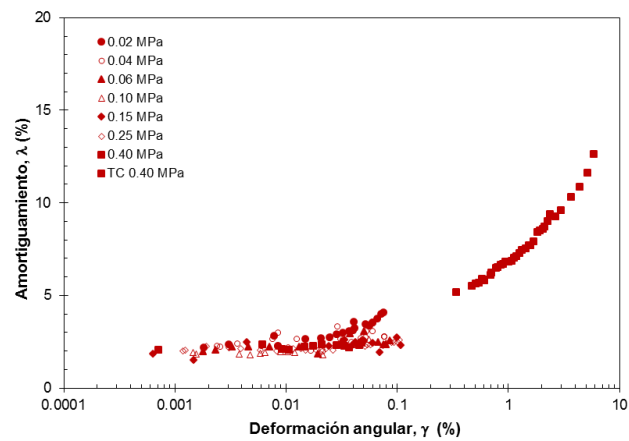
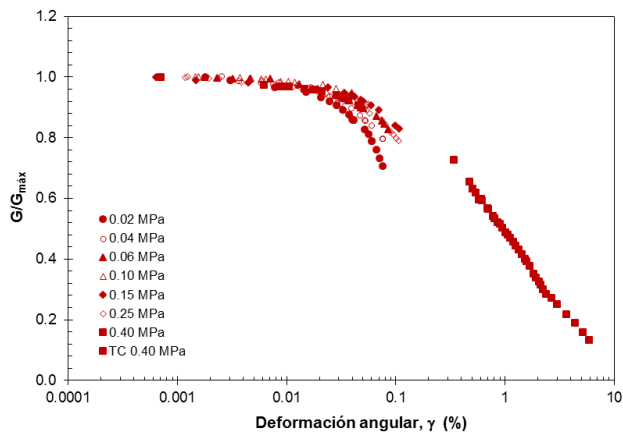
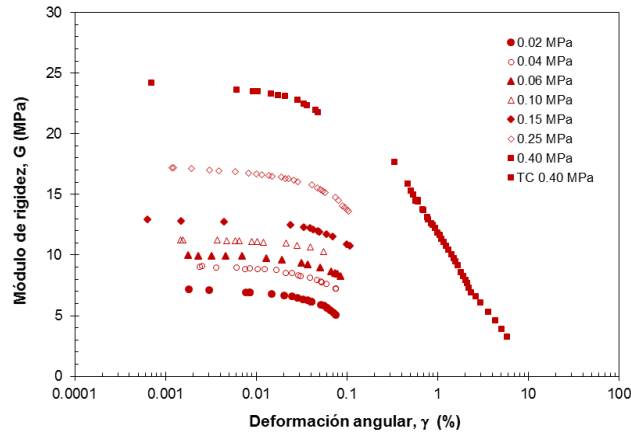


Figura 4.7 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS1-M7

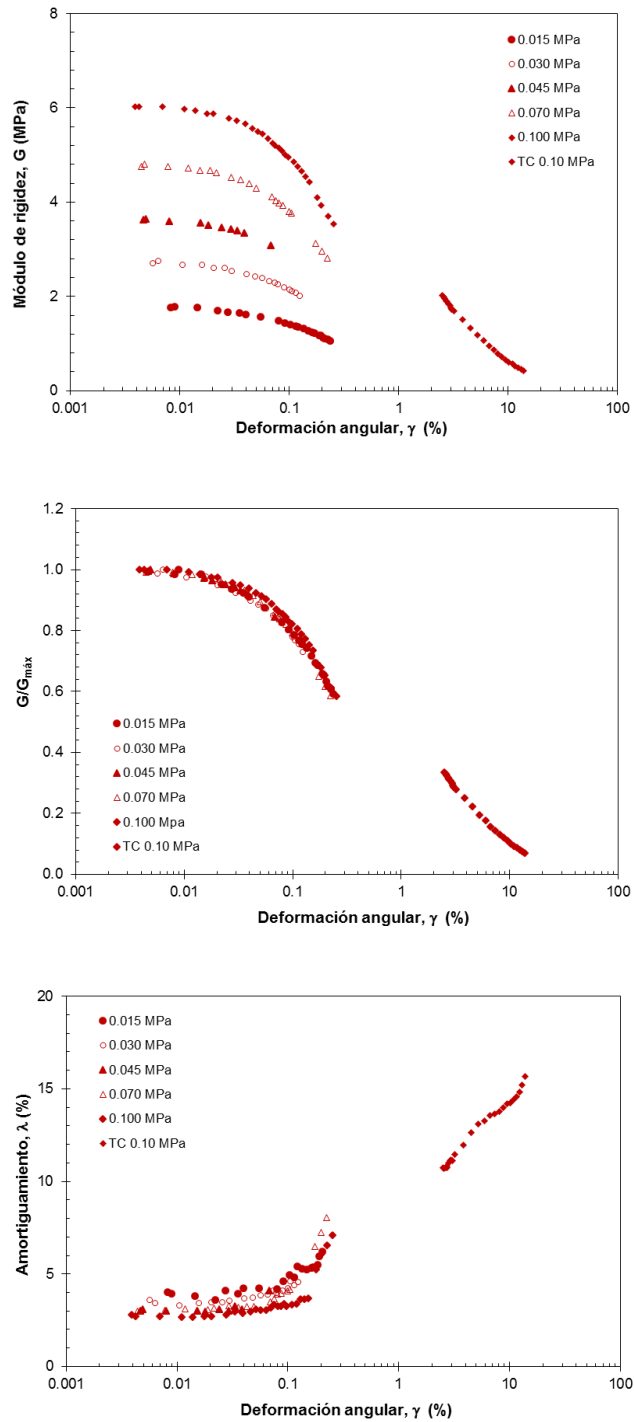


Figura 4.8 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS6-M1

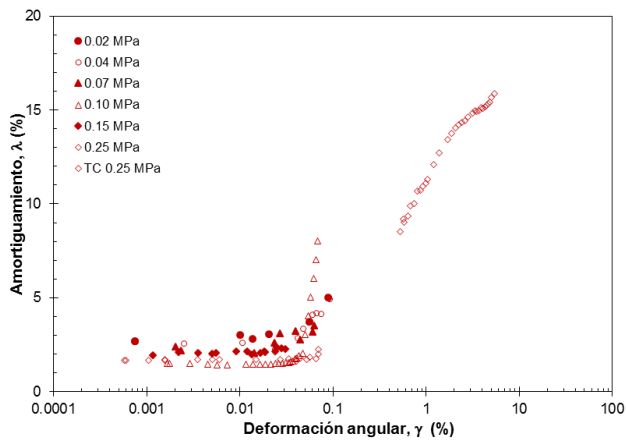
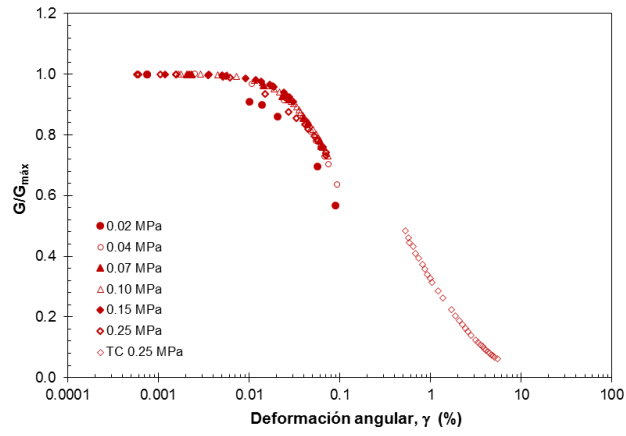
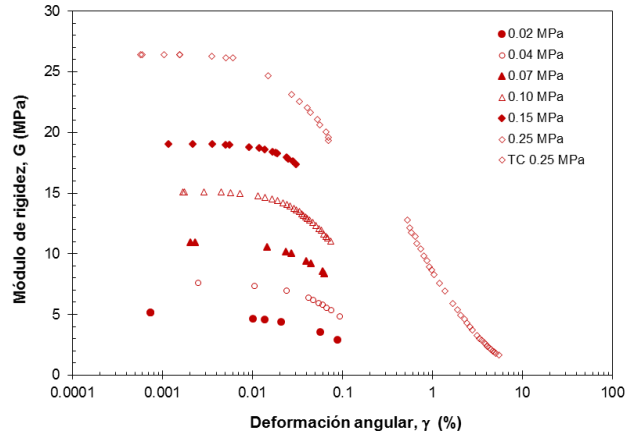


Figura 4.9 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS4-M1A

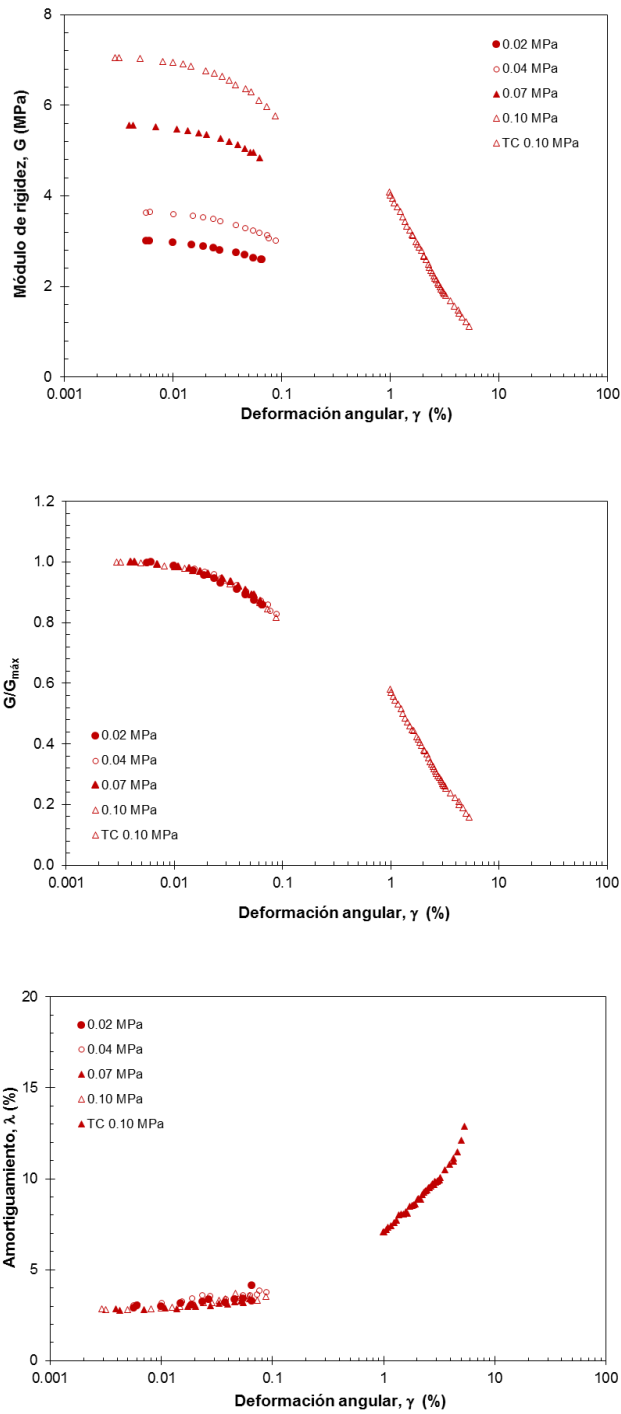


Figura 4.10 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS4-M2A

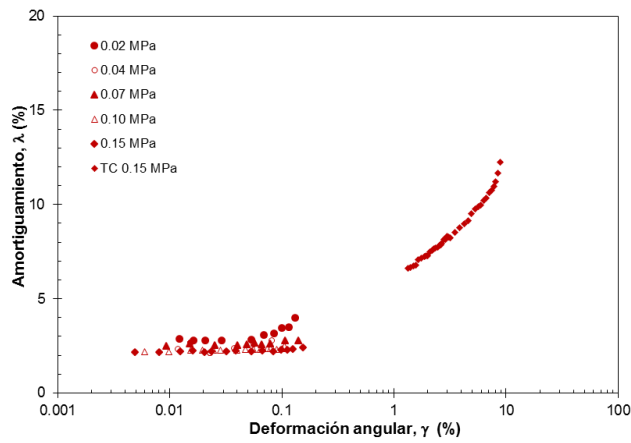
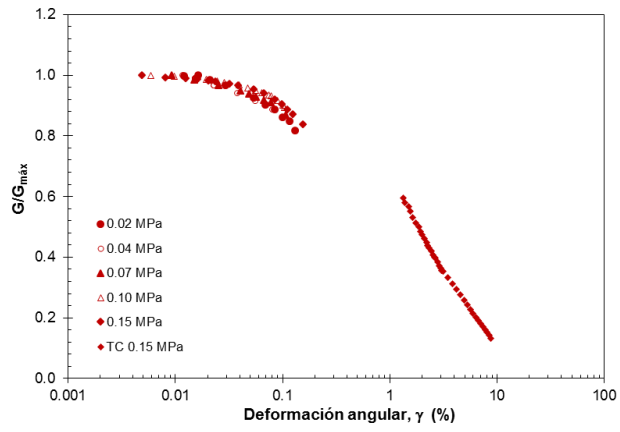
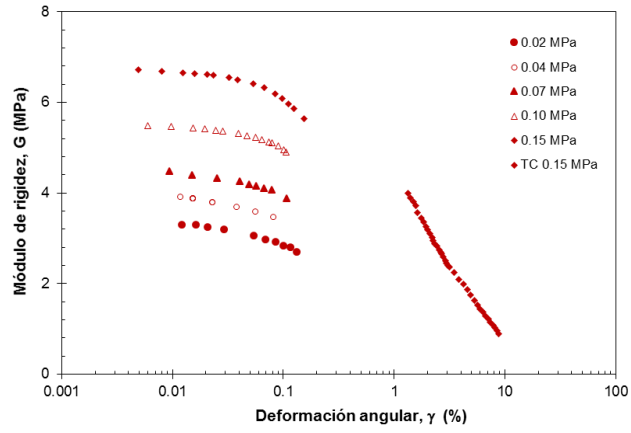


Figura 4.11 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS4-M4A

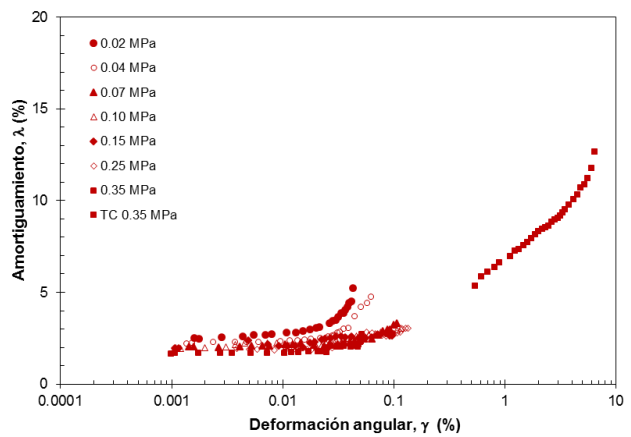
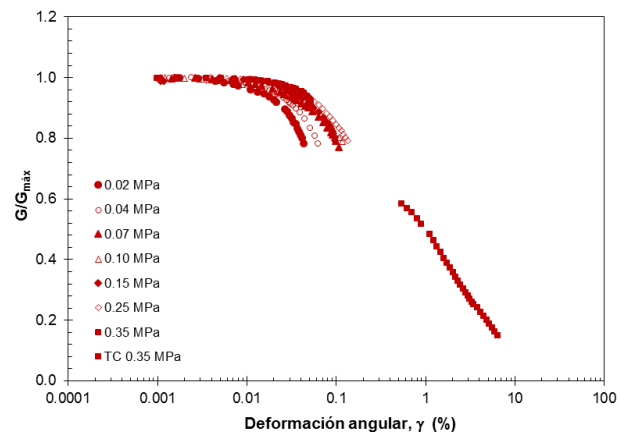
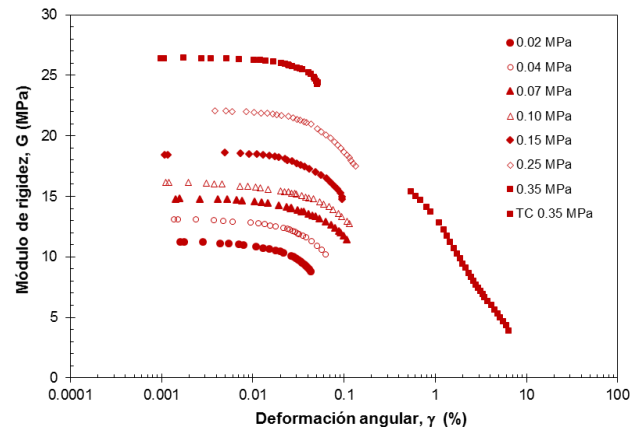


Figura 4.12 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS4-M6A

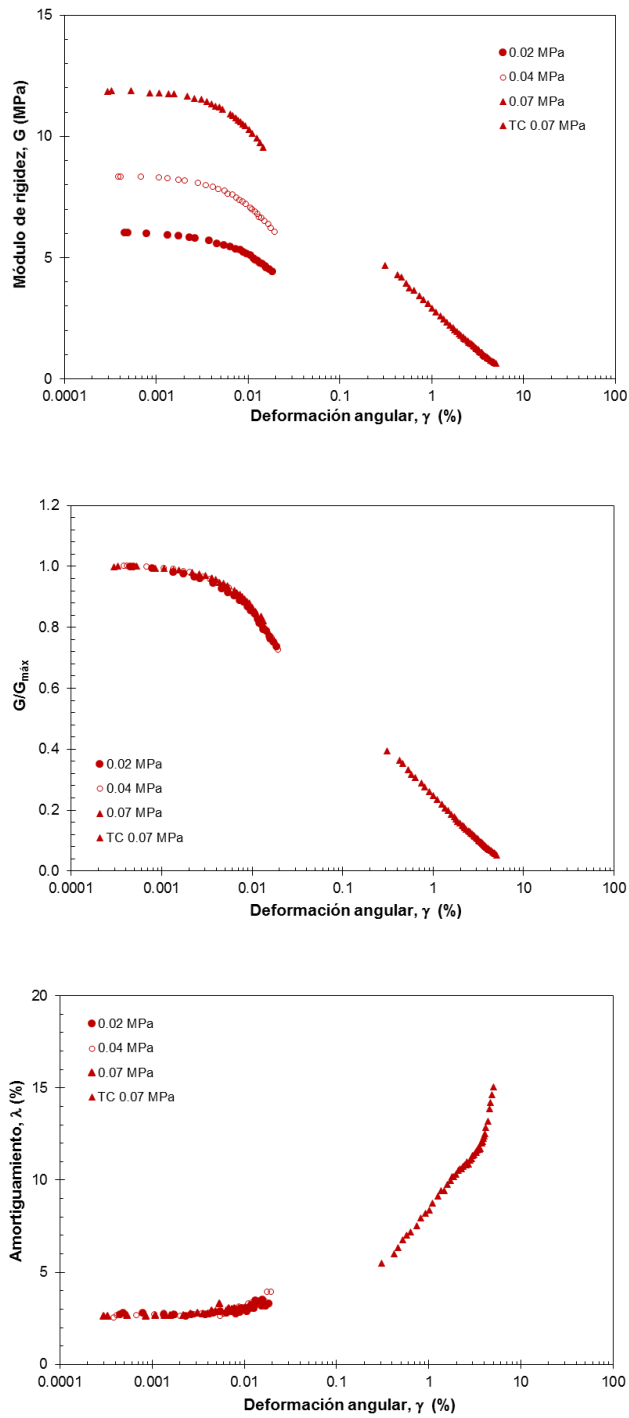


Figura 4.13 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS5-M1A

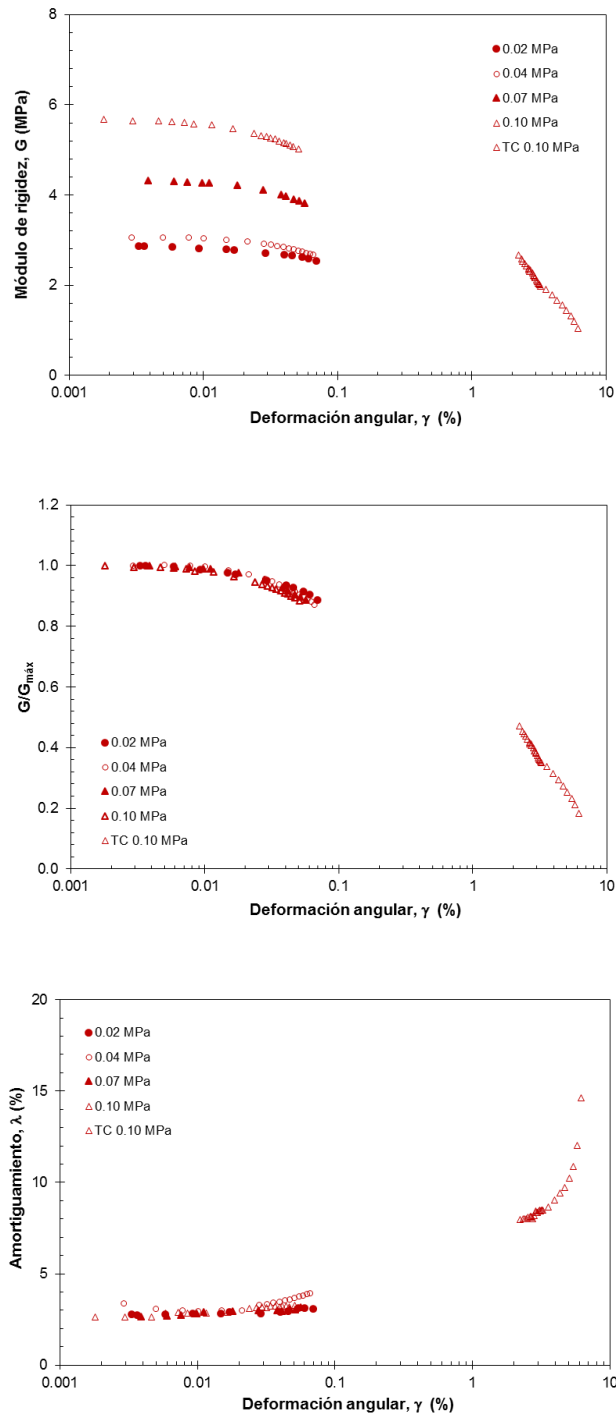


Figura 4.14 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SMS-2B-M2

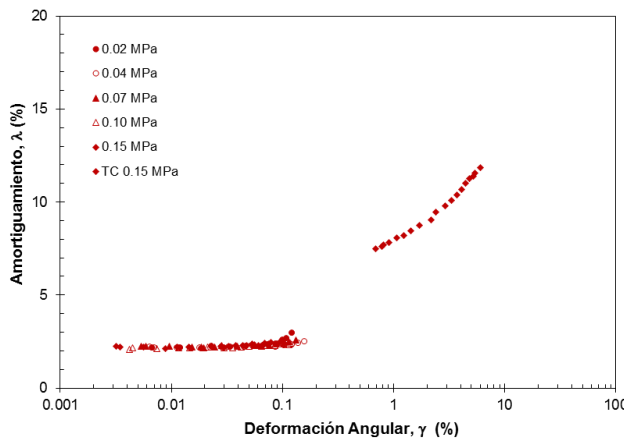
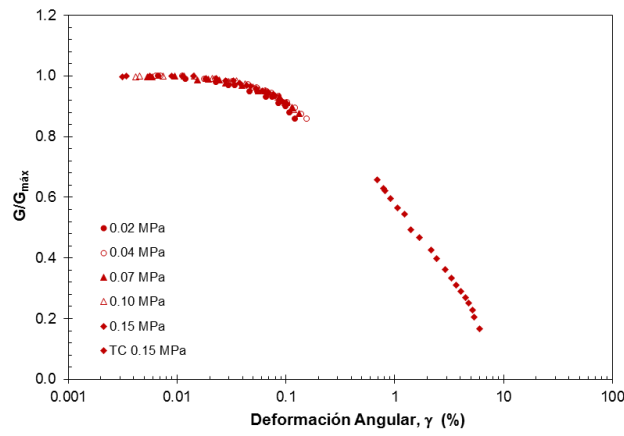
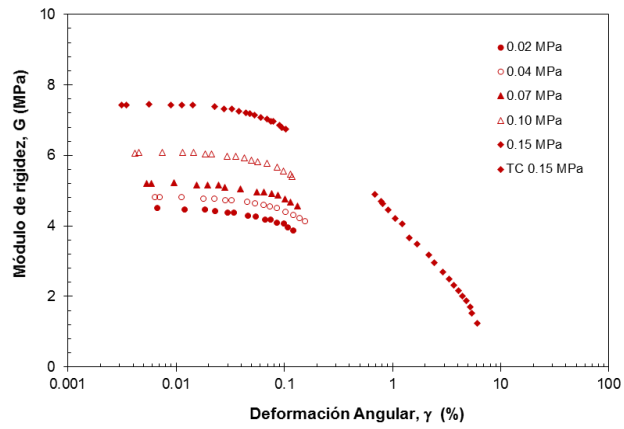


Figura 4.15 Variación de G y λ con respecto a γ , muestra SS03-M6

4.2. Trabajos de campo

Como parte de los trabajos de campo, se llevaron a cabo una serie de ensayos con sonda suspendida, Sds, y sondeos de penetración con el cono eléctrico, CPT, ubicándolos uno al lado del otro. Esto con el propósito de conocer los perfiles de velocidad de onda de cortante y la variación de la resistencia que opone el suelo a la penetración, respectivamente. En la Figura 4.16 se ilustran dos perfiles de la variación de V_s y q_c con la profundidad.

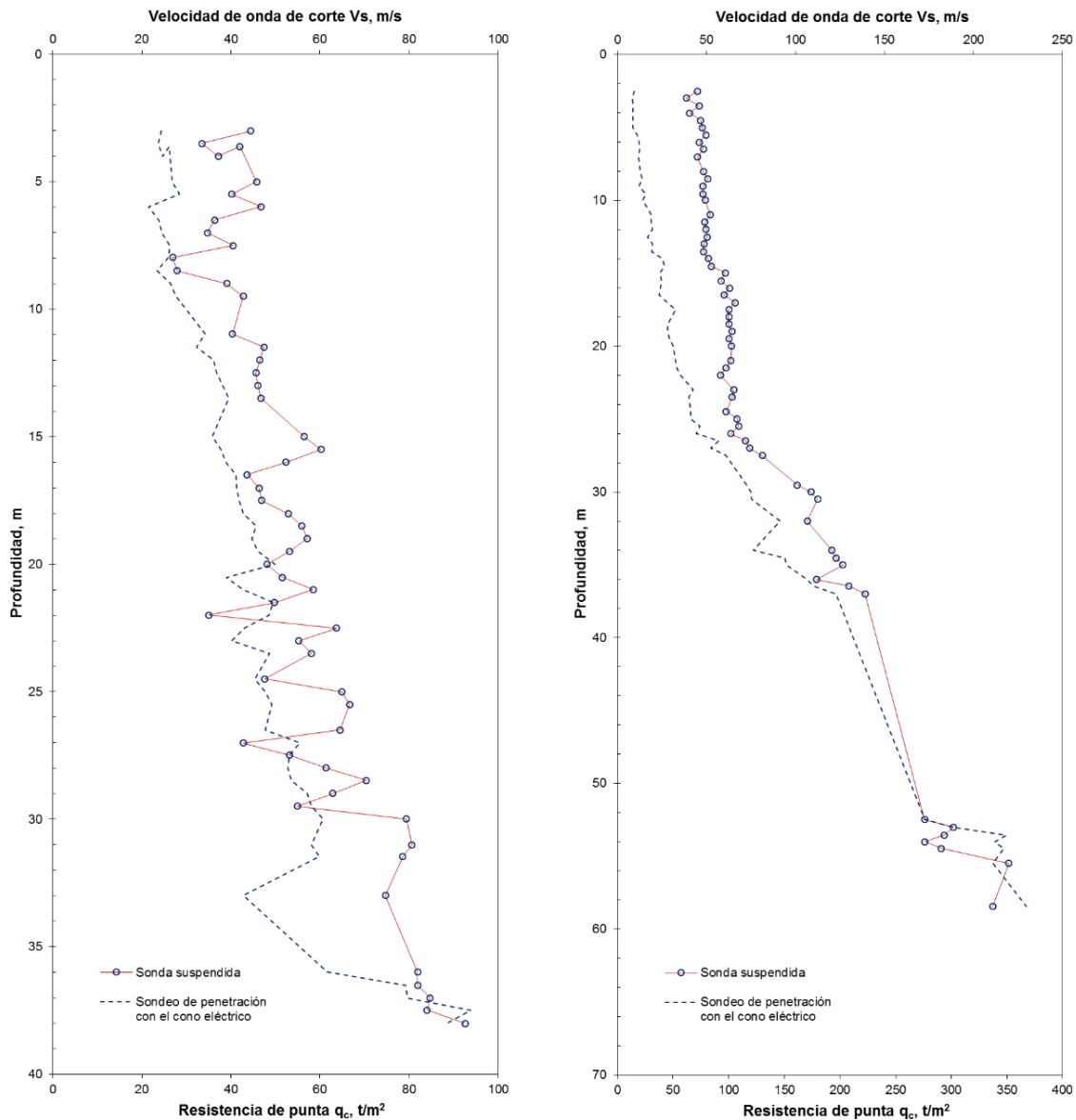


Figura 4.16 Variación de la velocidad de onda de corte y resistencia a la penetración con la profundidad

Se realizaron en total veinticuatro sondeos de sonda suspendida sin ademe, a una profundidad máxima promedio de 85 m y mediciones de la velocidad a cada 0.50 m aproximadamente. Los sondeos CPT se llevaron a cabo hincando la punta cónica en el terreno a una velocidad aproximada de 2 cm/s. La información obtenida de estos dos ensayos servirá para plantear una correlación empírica que permitirá estimar la velocidad de onda de corte a partir de la resistencia de punta del cono.

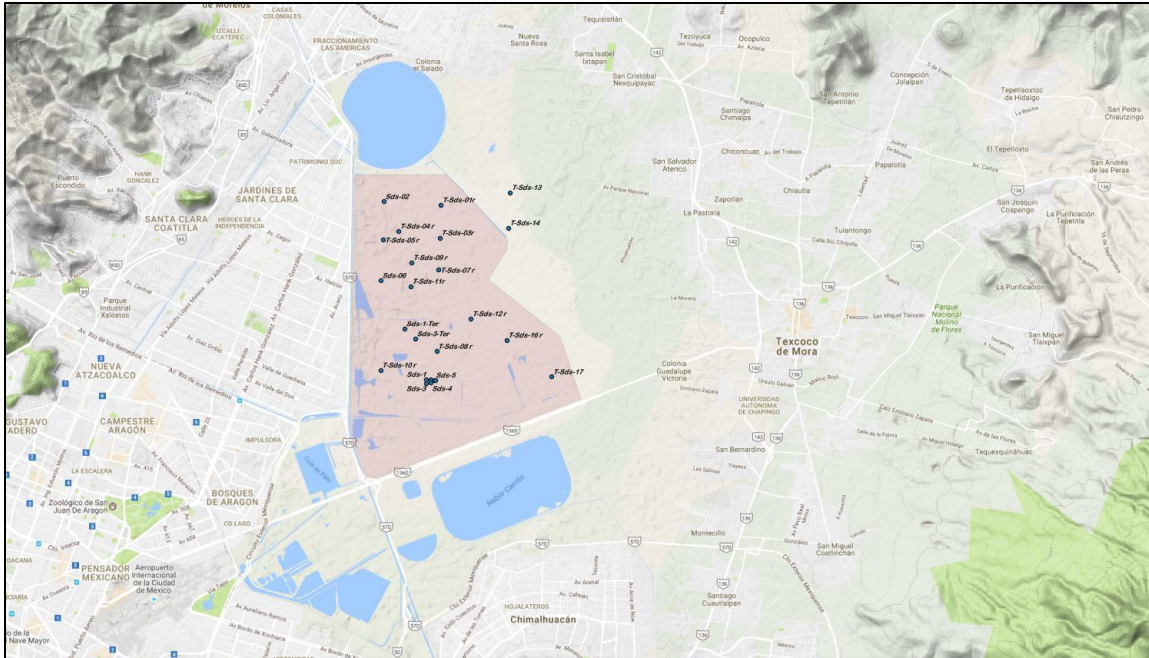


Figura 4.17 Ubicación de los ensayos de Sds y CPT

4.3. Análisis de resultados

De los ensayos realizados en la CR, en la etapa de consolidación para cada incremento de esfuerzo se obtiene una gráfica deformación vs tiempo. Con los valores de deformación de cada uno de los incrementos se construye la curva relación de vacíos vs logaritmo del esfuerzo efectivo de consolidación, denominada curva de compresibilidad (Figura 4.18). La curva de compresibilidad permite relacionar la variación de la relación de vacíos con el esfuerzo efectivo, σ'_c .

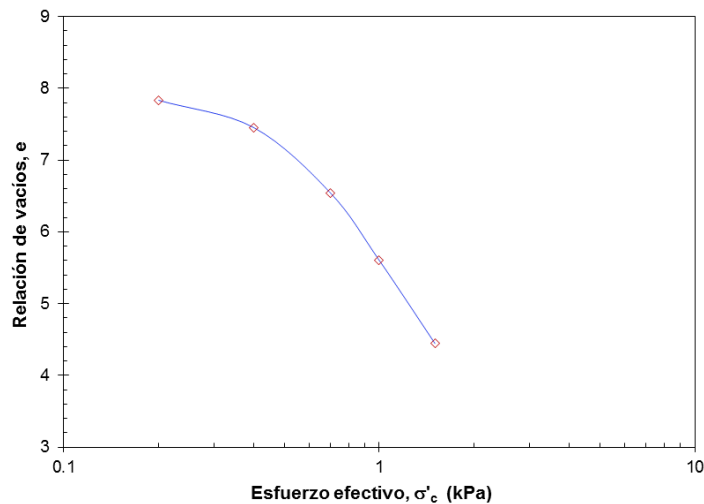


Figura 4.18 Curva de compresibilidad, columna resonante

A partir de la curva de compresibilidad se determinó el esfuerzo efectivo de preconsolidación, σ'_{pc} . En seguida se calculó la relación de preconsolidación, OCR, obtenida como:

$$OCR_{laboratorio} = \frac{\sigma'_{pc}}{\sigma'_c} \quad 4.1$$

donde

σ'_{pc} = esfuerzo efectivo de preconsolidación, kPa

σ'_c = esfuerzos efectivos de consolidación, kPa

Para cada esfuerzo efectivo de consolidación aplicado a las muestras de suelo ensayadas en la columna resonante, se determinaron parámetros tales como módulo de rigidez máximo, $G_{m\acute{a}x}$, contenido de agua, $w_{\sigma'_c}$, índice de vacíos, I_v , índice de liquidez, IL. Con estos parámetros se plantearon una serie de correlaciones, mismas que se exponen más adelante. (Tabla 4.3 y Tabla 4.4)

Tabla 4.3 Resumen de parámetros determinados mediante la prueba de columna resonante

Sondeo	Muestra	Prof. Med m	σ'_c MPa	$G_{m\acute{a}x}$ MPa	e	$w_{\sigma'_c}$ %	IL	I_v
SS-1	2	4.85	0.02	2.79	6.59	255.45	0.80	0.49
			0.04	3.69	6.11	236.94	0.68	0.38
			0.06	4.96	5.41	209.86	0.50	0.22
			0.10	6.95	4.48	173.66	0.27	0.00
			0.15	9.10	3.61	140.07	0.06	-0.20
SS-1	4	15.85	0.02	2.19	7.37	2.43.07	0.81	0.40
			0.04	3.04	6.97	230.05	0.74	0.32
			0.07	3.76	6.36	210.06	0.65	0.20
			0.10	5.02	5.33	175.81	0.49	0.00
SS-1	7	39.95	0.02	7.16	3.25	120.12	0.54	0.06
			0.04	9.06	3.21	118.63	0.53	0.04
			0.07	9.98	3.15	116.23	0.51	0.02
			0.10	11.26	3.09	113.94	0.49	0.00
			0.15	12.96	2.95	108.93	0.45	-0.04
			0.25	17.21	2.45	90.29	0.31	-0.21
			0.40	24.18	1.28	47.34	0.01	-0.59
SS-6	1	4.45	0.01	1.79	6.20	248.61	0.89	0.61
			0.03	2.74	5.68	227.97	0.78	0.47
			0.04	3.65	5.23	209.64	0.67	0.34
			0.07	4.80	4.59	183.98	0.53	0.17
			0.10	6.03	3.98	159.55	0.39	0.00
SS-4	1A	3.80	0.02	5.13	2.90	109.30	0.94	0.25
			0.04	7.61	2.71	102.30	0.82	0.16
			0.07	10.97	2.53	95.30	0.71	0.07
			0.10	15.09	2.37	89.27	0.61	0.00
			0.15	19.06	2.04	76.93	0.40	-0.15
			0.25	26.43	1.53	57.78	0.08	-0.39
SS-4	2A	13.30	0.02	3.02	5.97	196.26	0.82	No se puedo determinar
			0.04	3.63	5.68	186.58	0.76	
			0.07	5.55	3.77	123.82	0.37	
			0.10	7.06	3.22	105.78	0.26	
SS-4	4A	26.30	0.02	3.30	7.83	241.79	0.85	0.41
			0.04	3.91	7.45	230.08	0.79	0.34
			0.07	4.48	6.54	201.97	0.65	0.17
			0.10	5.49	5.60	172.92	0.50	0.00
			0.15	6.72	4.45	137.25	0.32	-0.21
SS-4	6A	56.70	0.02	11.26	2.61	98.41	0.47	0.05
			0.04	13.07	2.58	97.30	0.46	0.04
			0.07	14.83	2.51	94.78	0.43	0.01
			0.10	16.16	2.48	93.66	0.42	0.00
			0.15	18.61	2.40	90.61	0.39	-0.04
			0.25	22.07	2.14	80.65	0.27	-0.15
			0.34	26.42	1.68	63.32	0.07	-0.35

Tabla 4.4 Resumen de parámetros determinados mediante la prueba de columna resonante (continuación)

Sondeo	Muestra	Prof. Med m	σ'_c MPa	$G_{m\acute{a}x}$ MPa	e	$W_{\sigma'_c}$ %	IL	I_v
SS-5	1A	3.95	0.02	6.04	3.84	149.00	0.81	No se puedo determinar
			0.04	8.34	2.97	115.11	0.46	
			0.07	11.87	1.92	74.46	0.04	
SMS-2B	2	13.40	0.02	2.86	7.27	226.41	1.02	0.41
			0.04	3.05	7.01	218.28	0.97	0.36
			0.07	4.32	6.06	188.66	0.78	0.17
			0.10	5.67	5.20	161.97	0.60	0.00
SS-03	6	25.70	0.02	4.50	6.62	197.88	0.71	0.29
			0.04	4.82	6.47	193.53	0.69	0.26
			0.07	5.22	6.08	181.83	0.63	0.17
			0.10	6.09	5.31	158.93	0.52	0.00
			0.15	7.44	4.57	136.81	0.41	-0.17

En la Figura 4.19 se muestra la variación del módulo de rigidez máximo con la profundidad, el valor de $G_{m\acute{a}x}$ corresponde al máximo σ'_c aplicado a los especímenes de suelo. En general se observa que $G_{m\acute{a}x}$ se incrementa con la profundidad.

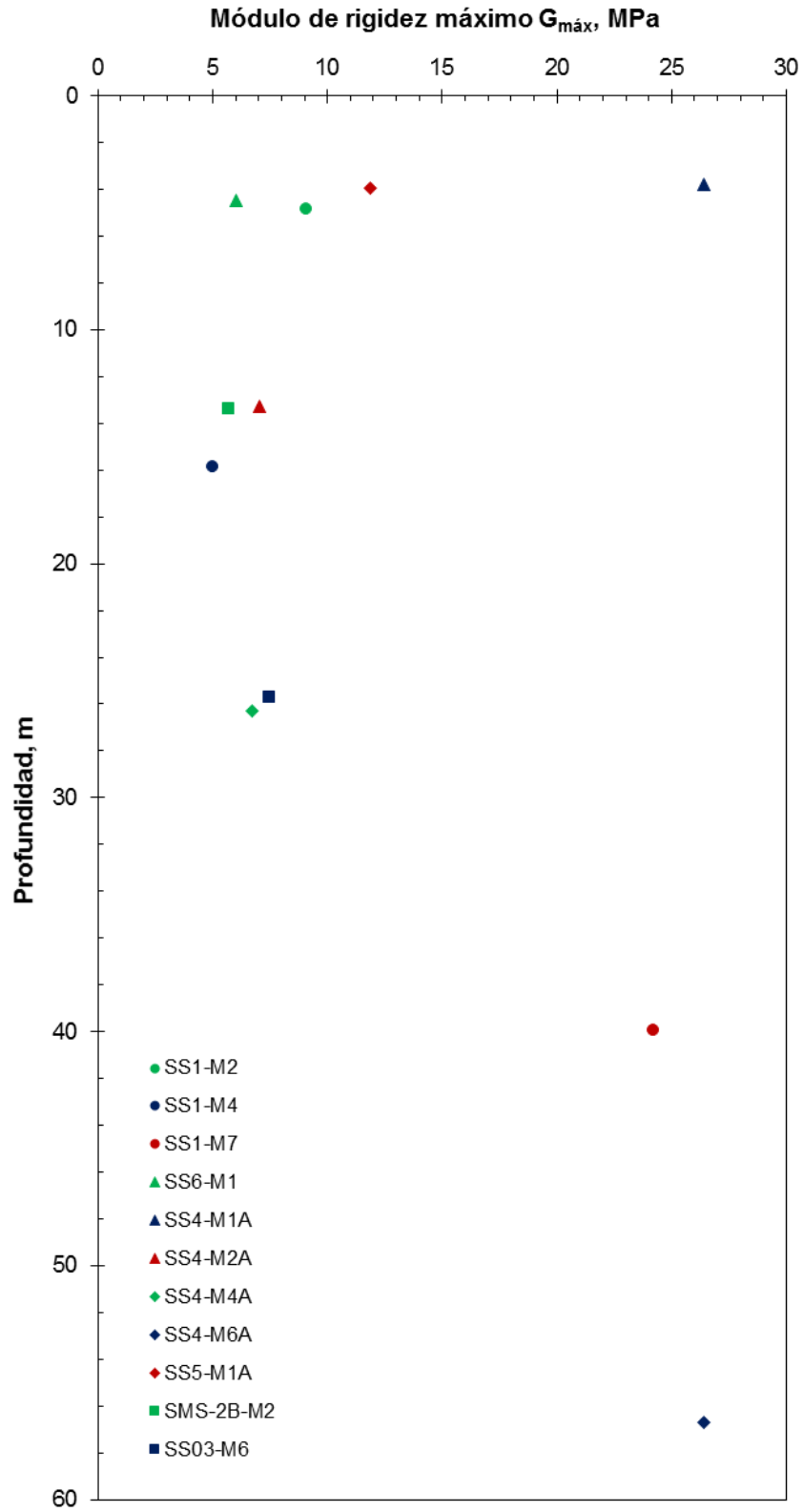


Figura 4.19 Variación del $G_{m\acute{a}x}$ con la profundidad

4.3.1. Correlaciones

4.3.1.1. Módulo de rigidez máximo, $G_{m\acute{a}x}$, con la relación de vacíos, e

Los resultados experimentales muestran que al incrementarse la relación de vacíos el valor del módulo de rigidez disminuye (Figura 4.20), lo cual concuerda con lo expuesto anteriormente (Tabla 3.1). Por otra parte, Jaime (1987) estudió la relación entre estos dos parámetros para diferentes arcillas del valle de México. Basado en los datos obtenidos de ensayos de columna resonante propuso una correlación para estimar $G_{m\acute{a}x}$, en función de la relación de vacíos y la presión de confinamiento, para suelos provenientes del ex Lago de Texcoco, la correlación quedó definida como:

Para el lago de Texcoco preconsolidado

$$G_{m\acute{a}x} = [102 - 5.58(e - 3)]\sigma_c \quad 4.2$$

válida para $3 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 2.2 \text{ kg/cm}^2$

Para el lago de Texcoco virgen

$$G_{m\acute{a}x} = [95.18 - 9.39(e - 2)]\sigma_c \quad 4.3$$

válida para $3 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 2.2 \text{ kg/cm}^2$

Para la zona de estudio, la relación entre el módulo de rigidez máximo y la relación de vacíos se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$G_{m\acute{a}x} = 42.893e^{-1.335} \quad 4.4$$

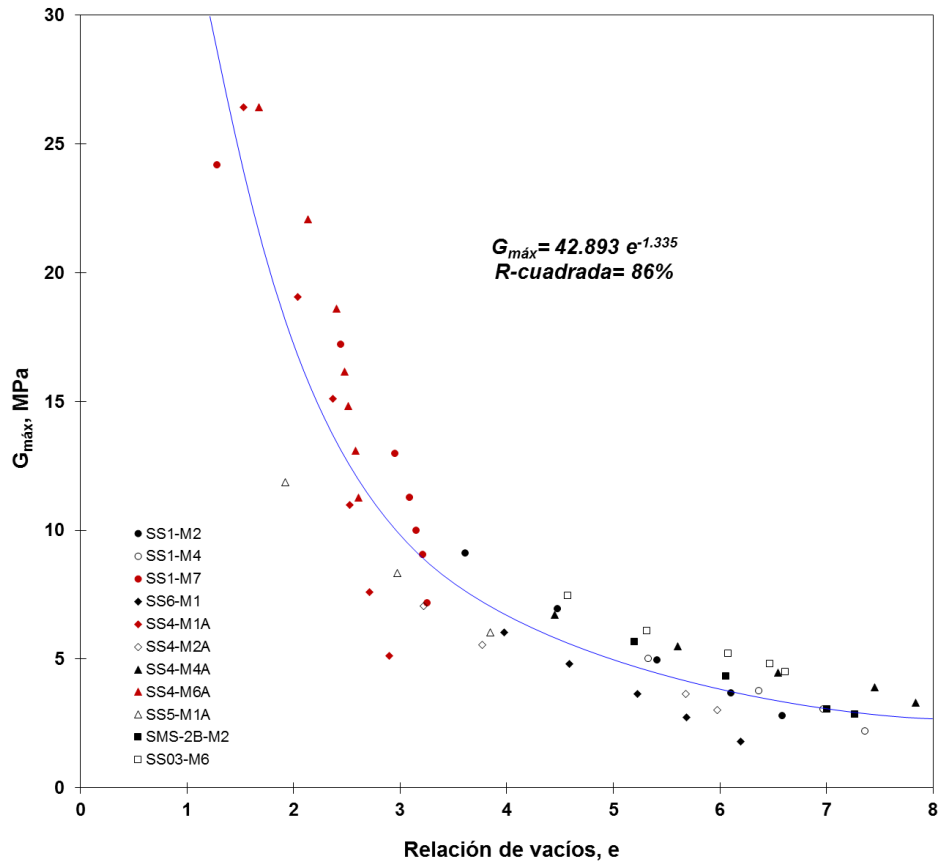


Figura 4.20 Correlación entre el módulo de rigidez máximo y la relación de vacíos

4.3.1.2. Módulo de rigidez máximo, $G_{m\acute{a}x}$, con el contenido de agua, w

El contenido de agua, w , de un suelo está relacionado directamente con su resistencia, a mayor contenido de agua, menor resistencia. De acuerdo con la analogía anterior, el módulo de rigidez máximo será menor para suelos con altos contenidos de agua.

Una correlación entre ambos parámetros puede ser planteada, esto partiendo de lo siguiente:

$$S_r e = G_s w_{\sigma'_c} \quad 4.5$$

donde

S_r = grado de saturación

e = relación de vacíos para cada σ'_c

G_s = densidad de sólidos

$w_{\sigma'_c}$ = contenido de agua para cada σ'_c , %

Tomando en cuenta que el suelo se encuentra saturado, $S_r = 100\%$, se tiene que:

$$e = G_s w_{\sigma'_c} \quad 4.6$$

Para cada esfuerzo efectivo de confinamiento el contenido de agua se puede obtener como:

$$w_{\sigma'c} = \frac{e}{G_s} * 100 \quad 4.7$$

Una vez que se conoce $w_{\sigma'c}$, la relación con $G_{m\acute{a}x}$ se expresa como:

$$G_{m\acute{a}x} = 12092.252 w^{-1.514} \quad 4.8$$

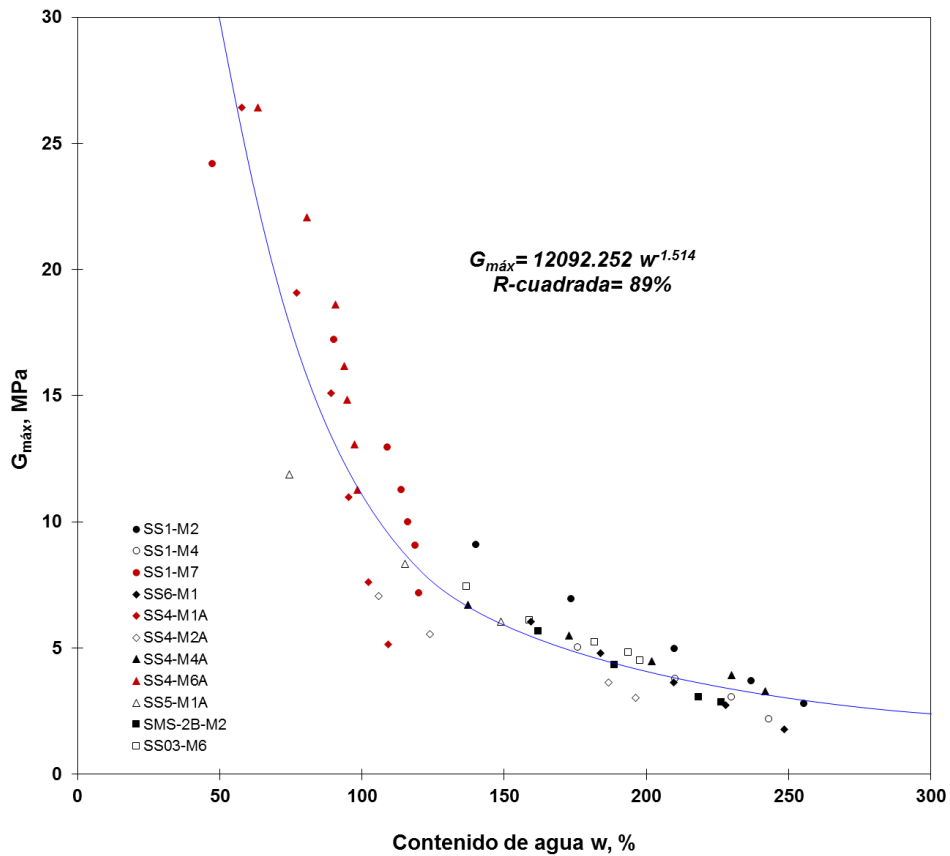


Figura 4.21 Correlación entre el módulo de rigidez máximo y el contenido de agua

4.3.1.3. Módulo de rigidez máximo, $G_{m\acute{a}x}$, con el índice de liquidez, IL

El índice de liquidez se define como la consistencia relativa de un suelo cohesivo en su estado natural y se expresa de acuerdo con:

$$IL = \frac{w - w_p}{IP} \quad 4.9$$

donde

w = contenido de agua, %

w_p = límite plástico, %

IP = índice de plasticidad, %

Para cada uno de los σ'_c , aplicados a las muestras de suelo provenientes del ex Lago Texcoco se calculó el IL, para lograr lo anterior se modificó la ecuación 4.9 sustituyendo w por $w_{\sigma'_c}$, por lo que el IL queda definido como:

$$IL = \frac{w_{\sigma'_c} - w_p}{IP} \quad 4.10$$

Los valores de IL calculados se grafican contra los valores de $G_{m\acute{a}x}$ obtenidos de cada espécimen de suelo ensayado (Figura 4.22). Se observa que $G_{m\acute{a}x}$ aumenta a medida que disminuye el IL; es evidente también que los datos se ordenan de manera particular, algunos de ellos se agrupan en la parte superior de la gráfica con valores de $G_{m\acute{a}x}$ de entre 7 y 26 MPa, mientras que los $G_{m\acute{a}x}$ menores a 12 MPa se ubican en la parte inferior de la gráfica. Derivado de esta observación se trazaron dos líneas de tendencia con el propósito de establecer dos ecuaciones que expresen la relación entre el módulo de rigidez máximo y el índice de liquidez, formuladas como:

$$G_{m\acute{a}x} = -33.317 IL + 28.057 \quad 4.11$$

para $7 < G_{m\acute{a}x} < 26$ con un coeficiente de correlación de 88%

$$G_{m\acute{a}x} = -7.811 IL + 9.705 \quad 4.12$$

para $G_{m\acute{a}x} < 12$ MPa con un coeficiente de correlación de 77%

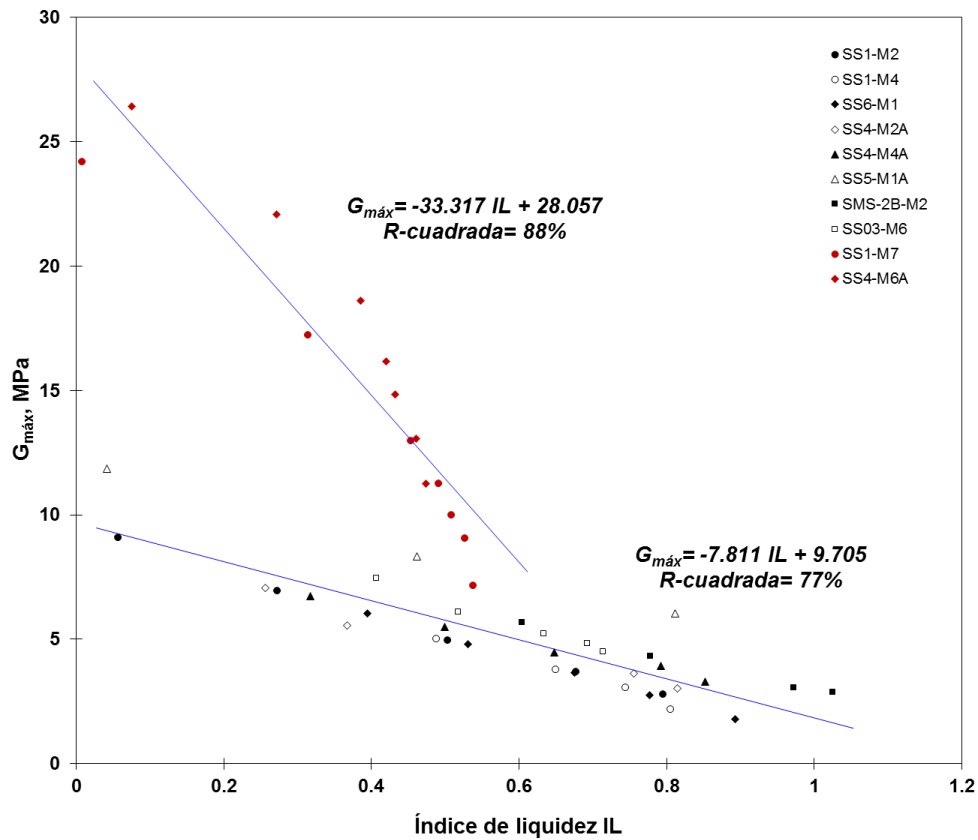


Figura 4.22 Correlación entre el módulo de rigidez máximo y el índice de liquidez

4.3.1.4. Módulo de rigidez máximo, $G_{máx}$, con el índice de vacíos, I_v

Se denomina índice de vacíos al parámetro que normaliza la relación de vacíos con respecto a e^*_{100} y C_c^* , definido por la ecuación (Burland, 1990):

$$I_v = \frac{(e - e^*_{100})}{e^*_{100} - e^*_{1000}} = \frac{(e - e^*_{100})}{C_c^*} \quad 4.13$$

donde

e = relación de vacíos para cada σ'_c

e^*_{100} = relación de vacíos que corresponde a un esfuerzo efectivo de confinamiento, $\sigma'_c = 100$ kPa

e^*_{1000} = relación de vacíos que corresponde a un esfuerzo efectivo de confinamiento, $\sigma'_c = 1000$ kPa

C_c^* = índice de compresión obtenido de $e^*_{100} - e^*_{1000}$

El índice de vacíos puede considerarse como una medida de la compacidad del suelo, cuando I_v es menor a cero el suelo es compacto; en caso contrario, cuando el I_v es mayor a cero significa que el suelo está suelto. Por tanto, el módulo de rigidez se incrementa al disminuir I_v .

Las muestras SS1-M2, SS1-M4, SS6-M1, SS4-M4A, SMS-2B-M2 y SS03-M6 reportan valores de índice de vacíos de entre 0.6 y -0.2, mientras que para las muestras SS1-M7, SS4-M6A y SS4-M1A, este mismo parámetro toma valores en un intervalo de 0.2 a -0.6 (Figura 4.23). A partir de estas consideraciones se obtuvieron dos ecuaciones de correlación para estimar $G_{m\acute{a}x}$ a partir del I_v , definidas como:

$$G_{m\acute{a}x} = -7.309 I_v + 6.046 \quad 4.14$$

para $-0.2 < I_L < 0.6$ y $G_{m\acute{a}x} < 12$ MPa

$$G_{m\acute{a}x} = -28.304 I_v + 13.207 \quad 4.15$$

para $-0.6 < I_L < 0.2$ y $7 < G_{m\acute{a}x} < 26$

En el primer caso se obtuvo un coeficiente de correlación de 87% y para el segundo uno de 78%.

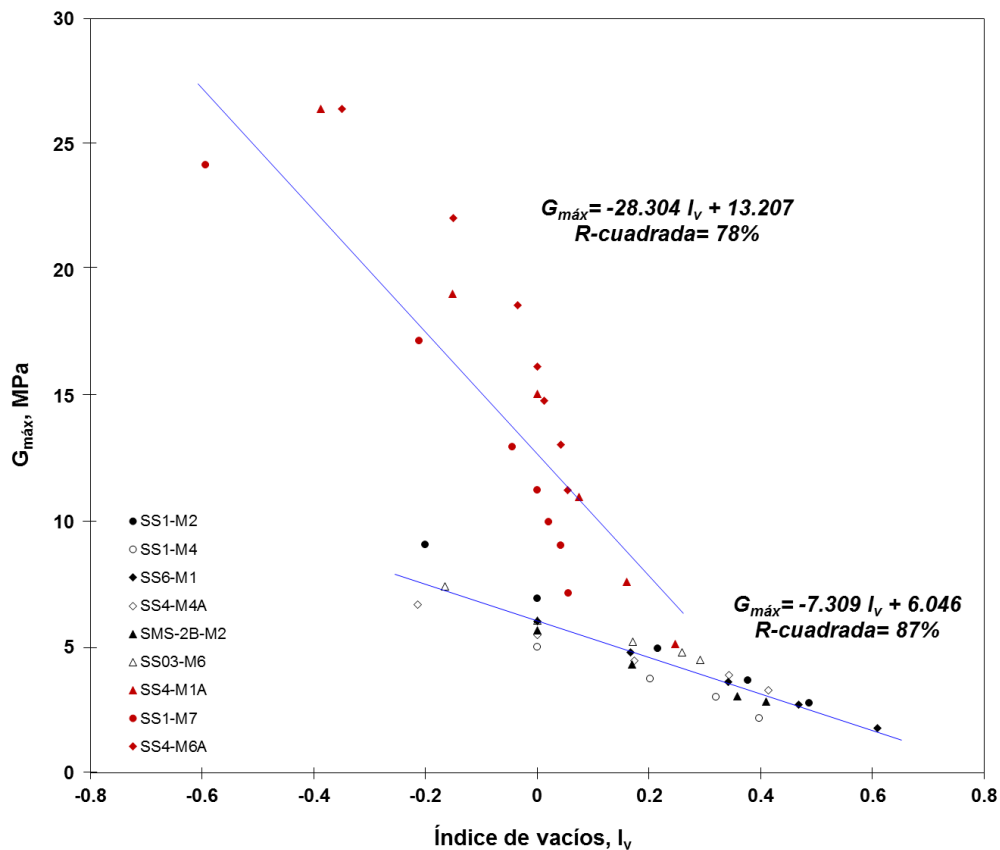


Figura 4.23 Correlación entre el módulo de rigidez máximo y el índice de vacíos

4.3.1.5. Velocidad de onda de corte, V_s , con la resistencia de punta, q_c

La determinación de la velocidad de propagación de las ondas de corte, V_s , es de gran utilidad en problemas de ingeniería geotécnica, conociendo su valor se puede determinar el módulo de rigidez cortante, $G_{máx}$, obtener el periodo fundamental del suelo, T , y estimar el estado de esfuerzos (Stokoe et al, 1989; citado en Juárez, 2014).

Las velocidades de onda de corte pueden usarse para calcular el módulo de rigidez máximo como:

$$G_{máx} = \frac{\gamma_s}{g} V_s^2 \quad 4.16$$

donde:

γ_s = peso volumétrico del suelo

g = aceleración de la gravedad

El uso de las velocidades de onda de corte es generalmente el medio más fiable para evaluar el valor in situ de $G_{máx}$ para un depósito de suelo en particular, sin embargo, se debe tener cuidado en la interpretación de V_s , particularmente en sitios donde las condiciones de esfuerzo son anisótropas, ya que puede causar que las velocidades de onda medias varíen con la dirección de propagación (Kramer, 1996).

Los datos obtenidos de los trabajos de campo (sondeos de sonda suspendida, Sds, y de penetración con el cono, CPT) realizados en el área de estudio, permitieron definir velocidades de onda cortante a diferentes profundidades; así como resistencias de punta. Partiendo de lo descrito con anterioridad se planteó una correlación entre V_s y q_c , expresada como:

$$V_s = 9.53 \sqrt{q_c} \quad 4.17$$

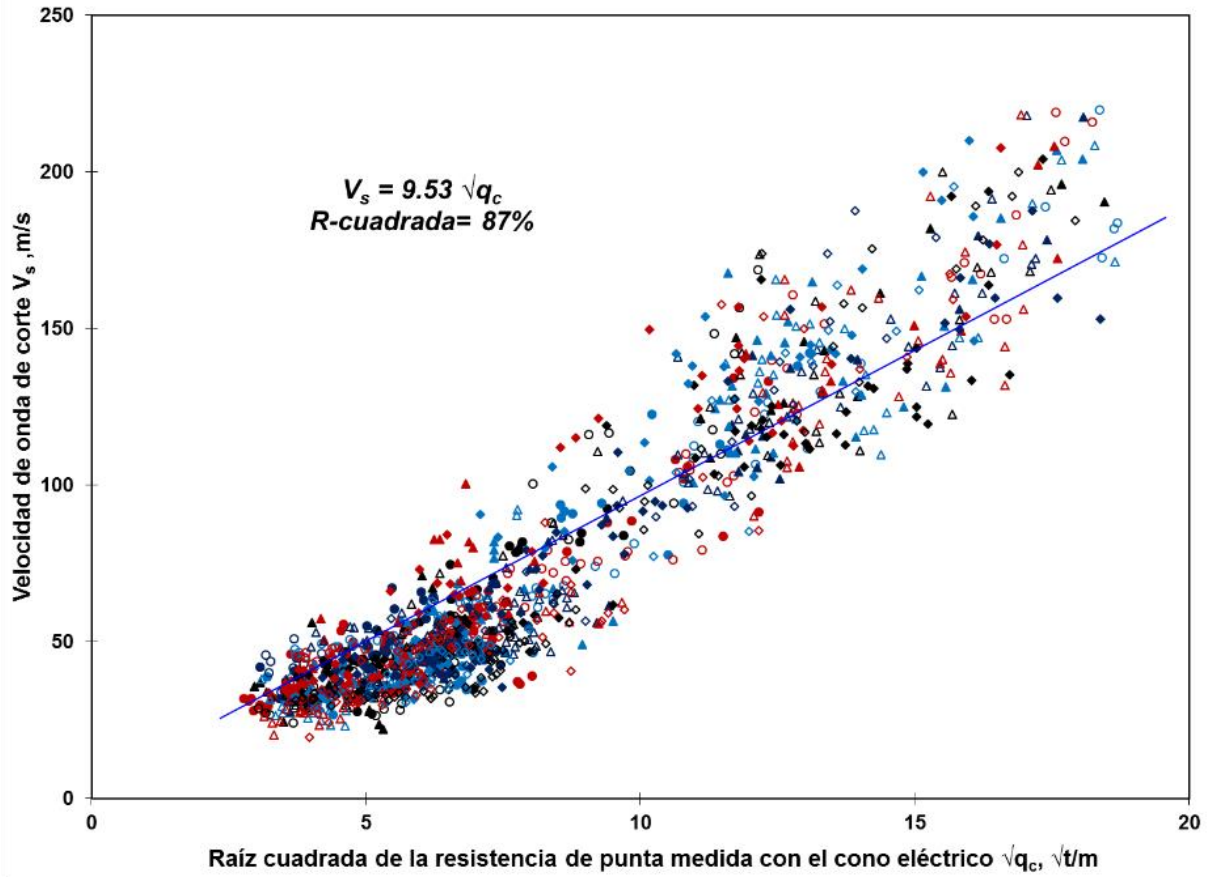


Figura 4.24 Correlación entre la velocidad de onda de corte y la raíz cuadrada de la resistencia de punta

Capítulo 5: Modelos de comportamiento dinámico de las arcillas

5.1. Antecedentes

En un análisis de respuesta sísmica de un depósito de suelo basado en la teoría de la propagación de ondas, es fundamental representar al suelo mediante un modelo que relacione los esfuerzos cortantes con las deformaciones cortantes. La modelación del comportamiento dinámico del suelo debe hacerse empleando un modelo que incluya las características de deformación en el intervalo de deformaciones en estudio. A pequeñas deformaciones, como ya se ha mencionado, el comportamiento del suelo es elástico lineal; a grandes deformaciones su comportamiento será elasto-plástico.

Si la amplitud de deformación de corte es pequeña, la respuesta del suelo no depende del número de ciclos de carga, por tanto, el módulo de rigidez y el amortiguamiento no cambian durante la aplicación de la carga cíclica. Cuando la amplitud de deformación es suficientemente grande se produce un ciclo de histéresis no lineal en la relación esfuerzo-deformación.

Como se puede apreciar en la Figura 5.1, la carga se incrementa hasta el punto *a* y después se produce un ciclo de descarga (puntos *abcd*) y uno de recarga (puntos *defa*), en donde el cambio entre la descarga y la recarga ocurre en el punto *d*, situado en el extremo opuesto del punto *a*. En la curva esfuerzo-deformación se reconocen dos tipos de curvas: la curva esqueleto asociada con la carga monótonica (puntos *agojd*) y otra que forma un ciclo de histéresis (puntos *abcdef*). Estas dos curvas indican la propiedad elástica y características de disipación de energía.

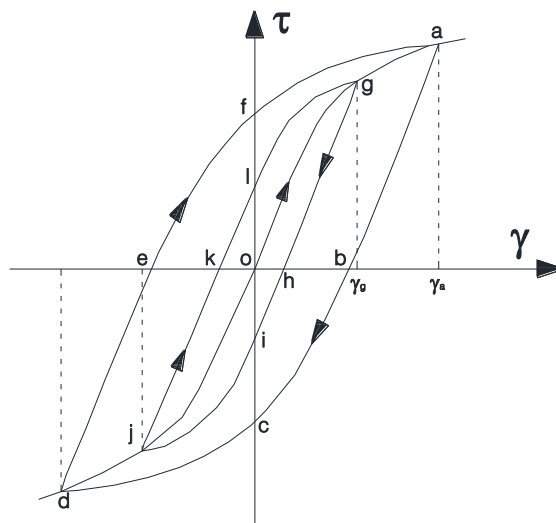


Figura 5.1 Curva de histéresis no lineal (Ishihara, 1996)

Un modelo no lineal de la relación cíclica esfuerzo-deformación considera dos funciones, una para la curva esqueleto y otra para el ciclo de histéresis. La curva esqueleto puede ser expresada como:

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

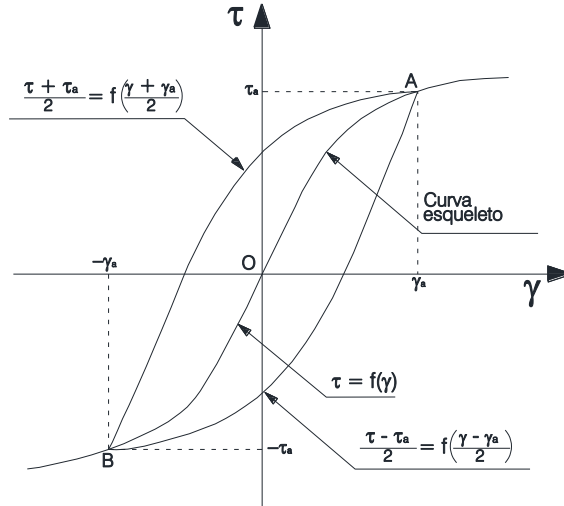


Figura 5.2 Regla de Masing (Ishihara, 1996)

Ahora si la descarga se produce en el punto A de la Figura 5.2, la ecuación de la curva esfuerzo-deformación para la descarga posterior está dada por:

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right) \quad 5.2$$

Si se inicia la recarga en el punto B, la curva-esfuerzo deformación para el tramo de recarga se obtiene como:

$$\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma + \gamma_a}{2}\right) \quad 5.3$$

Las curvas definidas por las ecuaciones (5.2 y 5.3) representan la curva de histéresis de la carga cíclica no lineal. La regla para construir tramos de descarga y recarga utilizando la curva esqueleto se conoce como la *regla de Masing*.

Una vez establecido el marco básico de la relación esfuerzo-deformación, se pueden definir las ecuaciones para calcular el módulo de rigidez y el coeficiente de amortiguamiento. El módulo de rigidez secante normalmente define las características de deformación no lineales, se determina por medio de:

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} = \frac{f(\gamma_a)}{\gamma_a} \quad 5.4$$

donde:

τ_a = amplitud del esfuerzo cortante

γ_a = deformación angular

El coeficiente de amortiguamiento se define como:

$$\lambda = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{W}{\Delta W} \quad 5.5$$

donde:

W = máxima energía almacenada

ΔW = área dentro del ciclo de histéresis

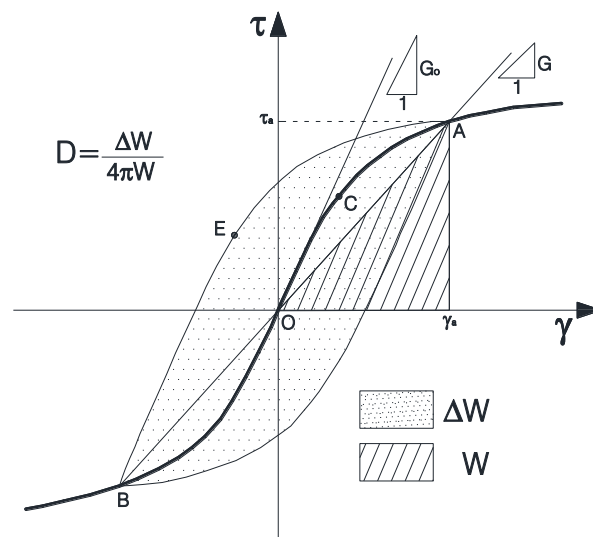


Figura 5.3 Definición de los parámetros dinámicos (Ishihara, 1996)

Para modelar las propiedades dinámicas de los suelos de Texcoco se emplearon cuatro diferentes técnicas que aceptan como válida la regla de Masing, cuyas hipótesis son (Romo, 1990, Romo y Ovando, 1995, Flores, 1996):

- El amortiguamiento es independiente de la tasa de deformación (o desplazamiento) y es, por consiguiente, puramente histerético.
- La no linealidad del material es de naturaleza plástica, es decir, que la rigidez del suelo regresa a su valor máximo cada vez que la carga cambia de sentido.
- 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.

5.2. Modelo de Davidenkov

Para reproducir el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo bajo carga dinámica se han propuesto diversos modelos analíticos, uno de ellos es el modelo de Davidenkov, el define que la curva esqueleto esfuerzo-deformación está representada por la ecuación:

$$\tau = G\gamma \quad 5.6$$

donde

$$G = G_{m\acute{a}x} \left[1 - \frac{1}{\gamma} \int_0^\gamma F(2\eta) d\eta \right] \quad 5.7$$

Se define una función $H(\gamma)$ como:

$$H(\gamma) = \frac{1}{\gamma} \int_0^\gamma F(2\eta) d\eta \quad 5.8$$

Sustituyendo la ecuación (5.26) en (5.25), se obtiene:

$$G = G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] \quad 5.9$$

La función $H(\gamma)$ se determina a partir de pruebas dinámicas de laboratorio y se puede precisar ajustando una expresión a la curva de atenuación $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ del tipo:

$$\tanh x = \frac{e^{2x} - 1}{e^{2x} + 1} \quad 5.10$$

$$e^{2b \log(\frac{\gamma}{\gamma_r})} = \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2b \log e} \quad 5.11$$

entonces:

$$H(\gamma) = \left[\frac{1 + \left(\frac{e^{2b \log_{10}(\gamma/\gamma_r)} - 1}{e^{2b \log_{10}(\gamma/\gamma_r)} + 1} \right)}{2} \right]^B \quad 5.12$$

Si se tiene que $A = 2b \log e$:

$$H(\gamma) = \left[\frac{1 + \left(\frac{(\gamma/\gamma_r)^A - 1}{(\gamma/\gamma_r)^A + 1} \right)}{2} \right]^B \quad 5.13$$

Finalmente la función $H(\gamma)$ se expresa como:

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^A}{1 + (\gamma/\gamma_r)^A} \right]^B \quad 5.14$$

donde γ_r es una deformación de referencia, A y B son parámetros de forma que afectan la simetría de la curva G vs γ .

Hardin y Drnevich (1972) propusieron una relación entre el amortiguamiento y el módulo de rigidez del suelo donde (Flores, 1996):

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} \left(1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right) \quad 5.15$$

Si se sustituye (5.9) en (5.15) se obtiene:

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} H(\gamma) \quad 5.16$$

Definiendo condiciones de frontera para $H(\gamma)$, es decir, si $H(\gamma)$ tiende a cero $\lambda = \lambda_{m\acute{i}n}$ y para cuando $H(\gamma)$ es cercano a uno $\lambda = \lambda_{m\acute{a}x}$, por lo tanto, la ecuación para determinar la relación de amortiguamiento se expresa como:

$$\lambda = (\lambda_{m\acute{a}x} - \lambda_{m\acute{i}n})H(\gamma) + \lambda_{m\acute{i}n} \quad 5.17$$

donde

$\lambda_{m\acute{a}x}$ = valor máximo de amortiguamiento del suelo antes de llegar a la falla

$\lambda_{m\acute{i}n}$ = valor del amortiguamiento para pequeñas deformaciones angulares

5.3. Modelo de Darendeli

Este modelo se utiliza para desarrollar curvas empíricas de reducción del módulo de rigidez cortante y del aumento de relación de amortiguamiento, se basa en el modelo de suelo hiperbólico desarrollado originalmente por Hardin y Drnevich (1972 b). Toma en cuenta factores clave que de acuerdo con diversas investigaciones afectan el comportamiento dinámico del suelo, dichos factores son la presión de confinamiento, frecuencia de carga, número de ciclos y los efectos del tipo de suelo (índice de plasticidad, IP, y la relación de sobreconsolidación, OCR).

El módulo de rigidez normalizado y la relación de amortiguamiento se estiman como:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^a} \quad 5.18$$

$$\lambda = b \left(\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right)^{0.1} \lambda_{Masing} + \lambda_{m\acute{i}n} \quad 5.19$$

donde

$G/G_{m\acute{a}x}$ = m3dulo cortante normalizado

a = coeficiente de curvatura, 0.919

b = coeficiente de escala, 0.620

γ = deformaci3n angular, %

γ_r = deformaci3n angular de referencia, %

$$\gamma_r = [\phi_1 + \phi_2 * IP * OCR^{\phi_3}] \sigma'^{\phi_4} \quad 5.20$$

$\lambda_{m\acute{i}n}$ = relaci3n de amortiguamiento a peque1as deformaciones, %

$$\lambda_{m\acute{i}n} = (\phi_6 + \phi_7 * IP * OCR^{\phi_8}) \sigma'^{\phi_9} \quad 5.21$$

λ_{Masing} = amortiguamiento Masing, %

$$\lambda_{Masing} = c_1 + \lambda_{Masing,a=1} + c_2 \lambda_{Masing,a=1}^2 + c_3 \lambda_{Masing,a=1}^3 \quad 5.22$$

$\lambda_{Masing,a=1}$ = amortiguamiento para $a=1$, %

$$\lambda_{Masing,a=1} = \frac{100}{\pi} \left[4 \frac{\gamma - \gamma_r \ln \left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r} \right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r}} - 2 \right] \quad 5.23$$

σ' = presi3n media efectiva de confinamiento, atm

Coeficientes del modelo:

$$c_1 = -1.1143a^2 + 1.8618a + 0.2523$$

$$c_2 = 0.0805a^2 - 0.0710a - 0.0095$$

$$c_3 = -0.0005a^2 + 0.0002a + 0.0003$$

$$\phi_1 = 0.0352$$

$$\phi_2 = 0.0010$$

$$\phi_3 = 0.3246$$

$$\phi_4 = 0.3483$$

$$\phi_6 = 0.8010$$

$$\phi_7 = 0.0129$$

$$\phi_8 = -0.107$$

$$\phi_9 = -0.289$$

Los coeficientes c_1 , c_2 y c_3 son función del coeficiente de curvatura, ϕ_1 , ϕ_2 , ϕ_3 , ϕ_4 , ϕ_6 , ϕ_7 , ϕ_8 , ϕ_9 determinados a partir de un análisis estadístico usando el método Bayesiano de primer orden y segundo momento.

5.4. Modelo modificado de González y Romo

Este modelo fue desarrollado a partir de un análisis paramétrico del Modelo tipo Masing y de resultados experimentales, el modelo está formulado para estimar propiedades dinámicas de arcillas normalmente consolidadas.

El modelo modificado conserva intacto el proceso de modelación de la relación no lineal $G - \gamma$. Adicionalmente, plantea un procedimiento nuevo para obtener la función $\lambda=f(\gamma)$. Por lo anterior, los procesos de modelación de las propiedades dinámicas son totalmente independientes (González y Romo, 2011).

Las ecuaciones del modelo modificado son:

$$G = (G_{\min} - G_{\max})H_G + G_{\max} \quad 5.24$$

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min})H_\lambda + \lambda_{\min} \quad 5.25$$

$$H_G = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_{rG}}\right)^{2B_G}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{rG}}\right)^{2B_G}} \quad 5.26$$

$$H_\lambda = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_{r\lambda}}\right)^{2B_\lambda}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{r\lambda}}\right)^{2B_\lambda}} \quad 5.27$$

donde

$G_{m\acute{a}x}$ y $\lambda_{m\acute{i}n}$ = valores de G y λ para el rango de deformaciones, en el cual el comportamiento del suelo es elástico.

Para obtener $G_{m\acute{a}x}$, el modelo propone una relación entre dicho valor, el índice de plasticidad, IP , y el esfuerzo de confinamiento, σ'_c . (Figura 5.4)

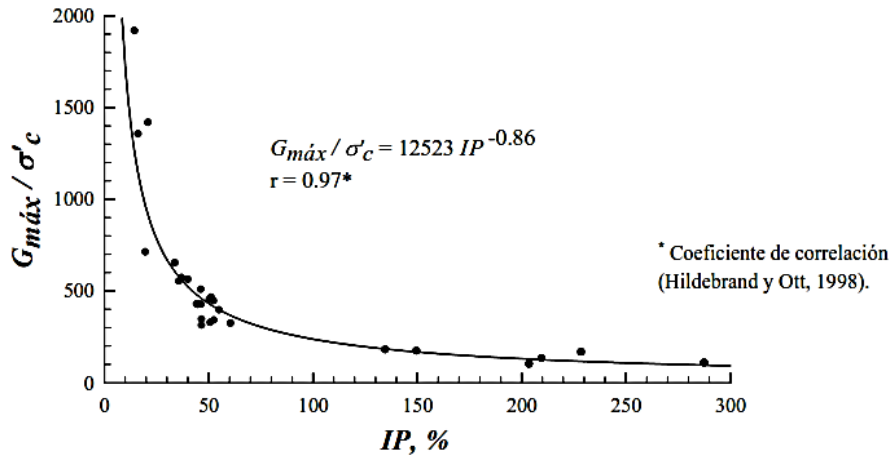


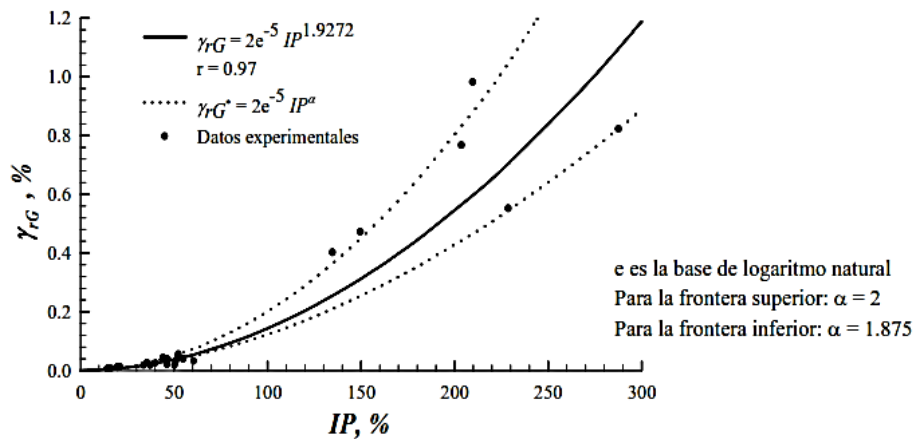
Figura 5.4 Variación de la relación $G_{m\acute{a}x}/\sigma'_c$ respecto al IP (González y Romo, 2011)

$G_{m\acute{i}n}$ y $\lambda_{m\acute{a}x}$ = valores de G y λ alcanzados por el suelo antes de llegar a la falla bajo carga dinámica.

γ_{rG} y $\gamma_{r\lambda}$ = deformaciones de referencia correspondientes al punto de inflexión de las relaciones experimentales $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$.

B_G y B_λ = constantes que definen la geometría característica de las curvas $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$.

El cálculo de las deformaciones de referencia γ_{rG} y $\gamma_{r\lambda}$, así como de las constantes B_G y B_λ , se obtienen empleando la Figura 5.5 y Figura 5.6 o bien las ecuaciones que se presentan en ellas.



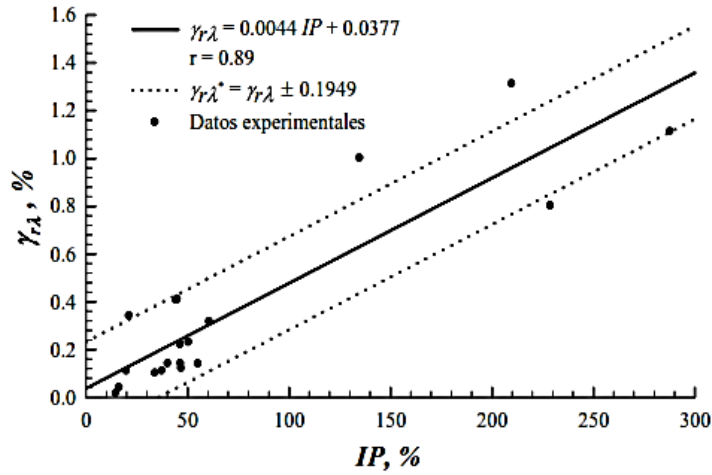
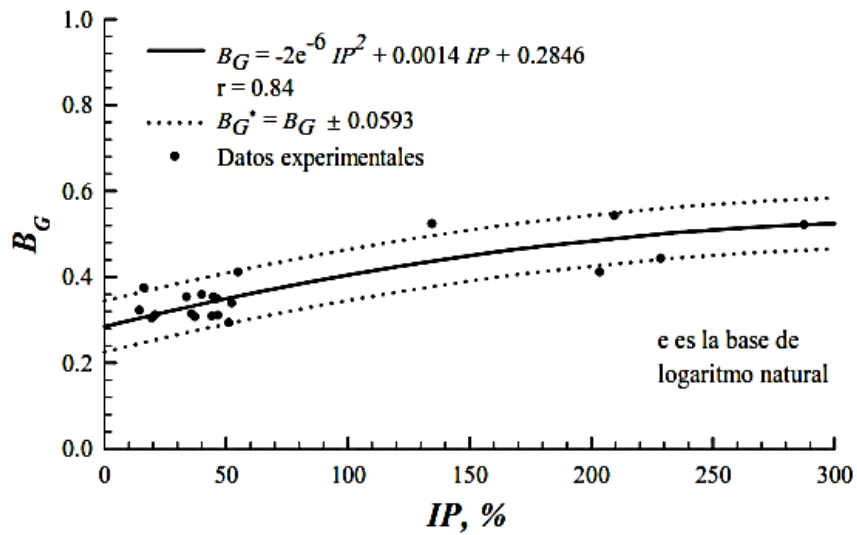


Figura 5.5 Variación de γ_{rG} y $\gamma_{r\lambda}$ respecto al IP (González y Romo, 2011)



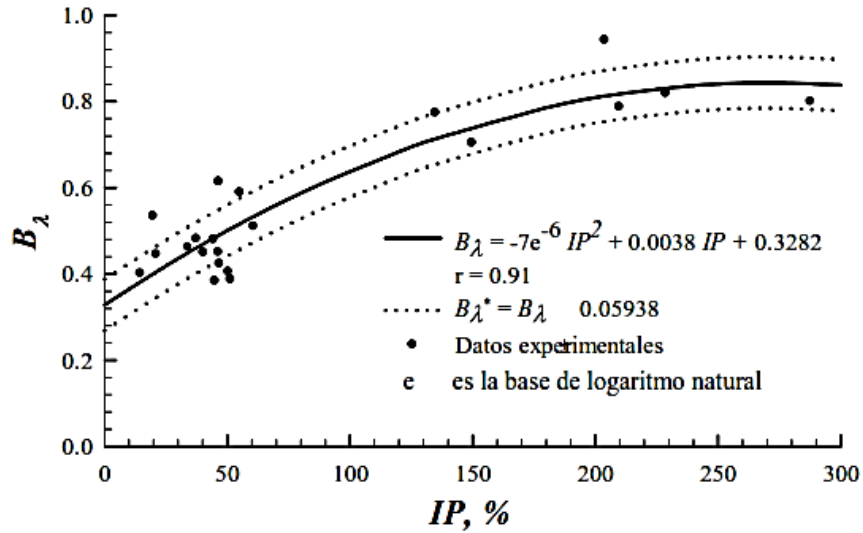


Figura 5.6 Variación de B_G y B_λ respecto al IP (González y Romo, 2011)

5.5. Modelo modificado de Puzrin

Puzrin y Burland (1996) propusieron una función logarítmica de ajuste basada en el análisis de pequeñas deformaciones obtenidas de datos experimentales de pruebas estáticas realizadas en varios suelos, la cual es representada por:

$$y = x - \alpha x [\ln(1 + x)]^R, \text{ o } \frac{G_{eq}}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{y}{x} = 1 - \alpha [\ln(1 + x)]^R \quad 5.28$$

donde

y = esfuerzo cortante normalizado

$$y = \frac{\tau}{\tau_L} \quad 5.29$$

x = deformación cortante normalizada

$$x = \frac{\gamma}{\tau_L} G_{m\acute{a}x} \quad 5.30$$

τ_L = esfuerzo cortante límite (límite superior del intervalo de esfuerzos).

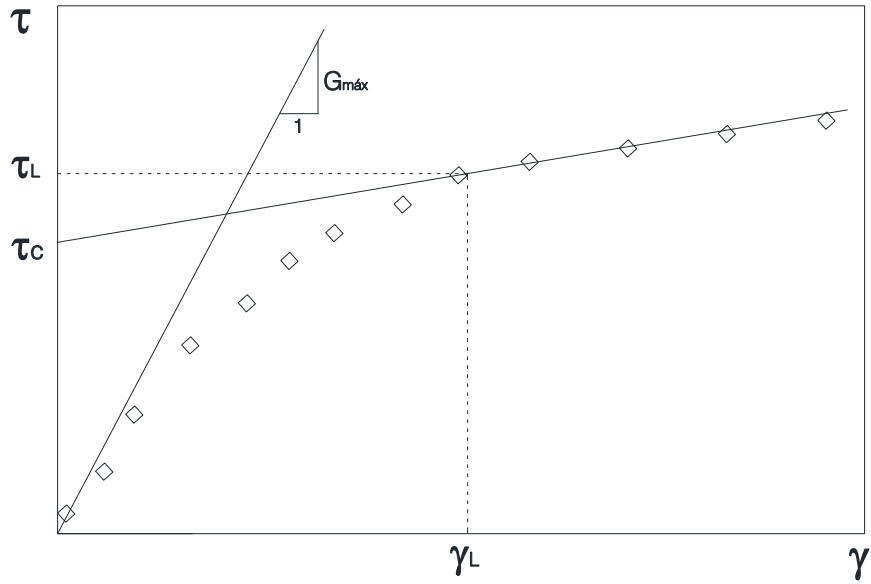


Figura 5.7 Derivación de los parámetros a partir de la curva experimental esfuerzo-deformación

Los coeficientes α y R están dados por:

$$R = \frac{c(1 + x_L)\ln(x_L)}{x_L(x_L - 1)} \quad 5.31$$

$$\alpha = \frac{x_L - 1}{x_L[\ln(1 + x_L)]^R} \quad 5.32$$

donde x_L es la deformación límite normalizada, c es la intersección entre la recta tangente y la función en la deformación x_L (Figura 5.8).

$$x_L = \frac{\gamma_L}{\tau_L} G_{máx} = \frac{G_{máx}}{(G_{eq})_L} \quad 5.33$$

donde

γ_L = deformación para el esfuerzo cortante límite

$(G_{eq})_L$ = módulo de rigidez equivalente a la deformación límite

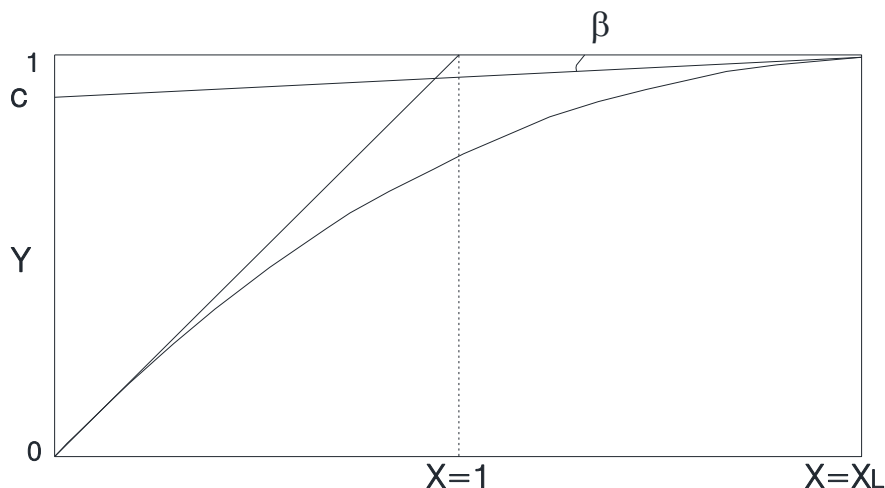


Figura 5.8 Curva normalizada esfuerzo deformación

Siguiendo la nomenclatura utilizada en este documento, la función logarítmica se calcula como:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = 1 - \alpha \left[\ln \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \right]^R \quad 5.34$$

El factor de amortiguamiento se determina utilizando la regla de Masing.

$$\lambda = \frac{2 \int_0^x (1 - \alpha [\ln(1+x)]^R) x dx}{(1 - \alpha [\ln(1+x)]^R) x^2} - 1 \quad 5.35$$

5.6. Ajuste de los datos experimentales con los modelos analíticos

Los modelos teóricos estudiados se compararon con los resultados experimentales obtenidos de los ensayos de columna resonante y triaxial cíclica realizados a muestras de suelo provenientes del ex Lago de Texcoco. En la Tabla 5.1 se presenta un resumen de los especímenes utilizados para la revisión de modelos.

Tabla 5.1 Especímenes utilizados en la revisión de modelos teóricos

Sondeo	Muestra	Prof. Media m	IP %	σ'_c MPa	$G_{m\acute{a}x}$ MPa
SS1	2	4.85	156.33	0.15	9.10
SS1	4	15.85	211.81	0.10	5.02
SS1	7	39.95	133.41	0.40	24.18
SS6	1	4.45	178.63	0.10	6.03
SS4	1A	3.80	60.09	0.25	26.43
SS4	2A	13.30	161.87	0.10	7.06
SS4	4A	26.30	195.27	0.15	6.72
SS4	6A	56.70	88.03	0.35	26.42
SS5	1A	3.95	96.81	0.07	11.87
SMS-2B	2	13.40	153.22	0.10	5.67
SS03	6	25.70	198.19	0.15	7.44

En la Figura 5.9 se muestran las curvas experimentales, G vs γ , en ella se aprecian tres comportamientos diferentes de acuerdo con lo siguiente:

- Las muestras SS1-M2, SS1-M4, SS6-M1, SS4-M2A, SS4-M4A, SS5-M1A, SMS-2B-M2, SS03-M6; forman una franja en la parte inferior de la gráfica con valores de $G_{m\acute{a}x}$ de entre 5 y 12 MPa, sus IP varían de 96% a 211% y los σ'_c aplicados van de 0.07 a 0.15 MPa. Las curvas se ordenan de acuerdo con los valores de IP y σ'_c , en la parte superior de la franja se localiza la muestra con el menor IP (SS5-M1A) y en la inferior la muestra con mayor IP (SS1-M4).
- Las muestras más profundas identificadas como SS1-M7 y SS4-M6A se ubican en la parte superior de la gráfica con los mayores valores de $G_{m\acute{a}x}$. Se observa la influencia que tiene el índice de plasticidad y la historia de esfuerzos, ya que la curva experimental de la muestra SS-1M-7 con IP de 133.41 % y profundidad de 39.95 m, se ubica por debajo de la curva de la muestra SS-4M-6A, la cual reporta IP de 88.03 % y una profundidad de 56.70 m. Lo descrito con anterioridad cumple con lo expuesto en diversas investigaciones, pues para un valor menor de IP se obtendrá un valor mayor de $G_{m\acute{a}x}$.
- El espécimen SS4-M1A reporta un $G_{m\acute{a}x}$ de 26 Mpa, sin embargo, la muestra fue extraída a la menor profundidad (3.80 m), por lo que no cumple con el supuesto de que el módulo de rigidez se incrementa con la profundidad. Si se compara con muestras extraídas a profundidades similares (SS-5M1A, SS-6M-1, SS-1M-2) ésta posee características que la distinguen y que pudieron haber repercutido en su comportamiento. Reporta el menor índice de plasticidad en relación con todas las muestras estudiadas, así como un contenido de agua y una relación de vacíos inferior a las muestras extraídas a profundidades semejantes.

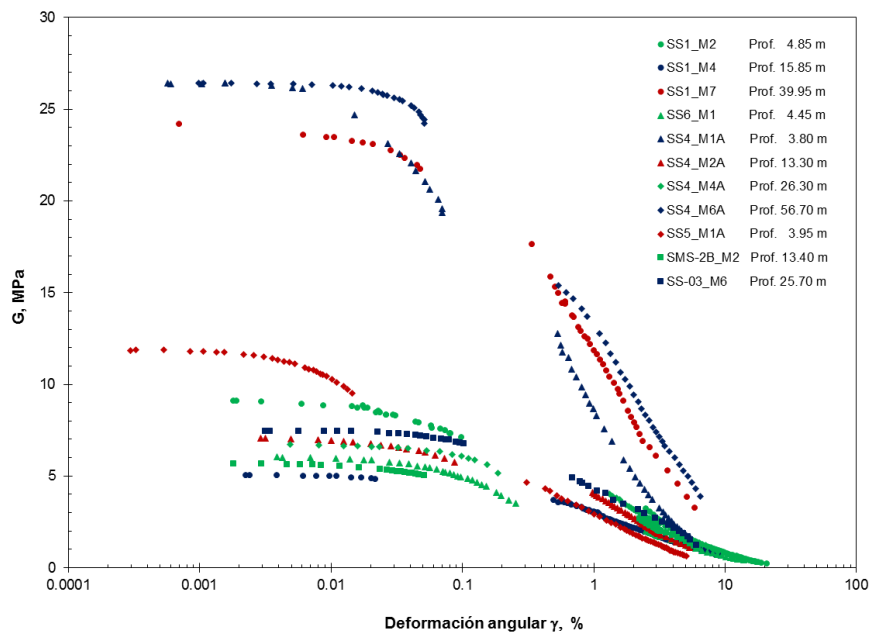


Figura 5.9 Curvas experimentales G vs γ para la revisión de modelos

En la Figura 5.10 se presenta el módulo de rigidez normalizado. Vega (2003) observó que la influencia del índice de plasticidad no era tan evidente, en cambio, si es notable el efecto de la historia de esfuerzos ya que no todas las muestras provienen de la misma profundidad; lo cual concuerda con los resultados obtenidos, pues las curvas tienden a ordenarse en función de la profundidad de extracción.

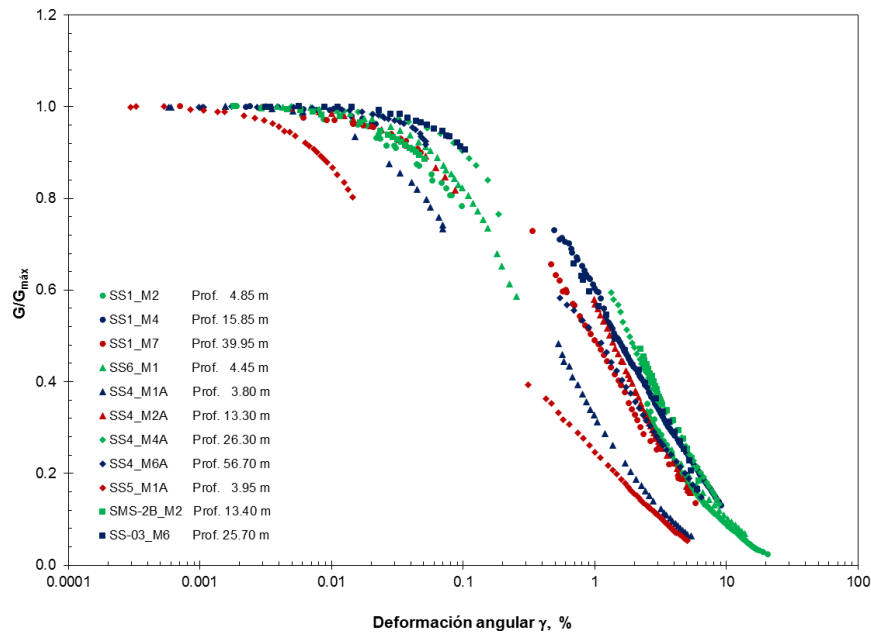


Figura 5.10 Curvas del módulo de rigidez normalizada para la revisión de modelos

La Figura 5.11 muestra las curvas de amortiguamiento obtenidas de los ensayos de laboratorio. Se aprecia que los factores que afectan principalmente el comportamiento de λ son el IP y el σ'_c , a medida que se incrementa IP el valor de λ disminuye.

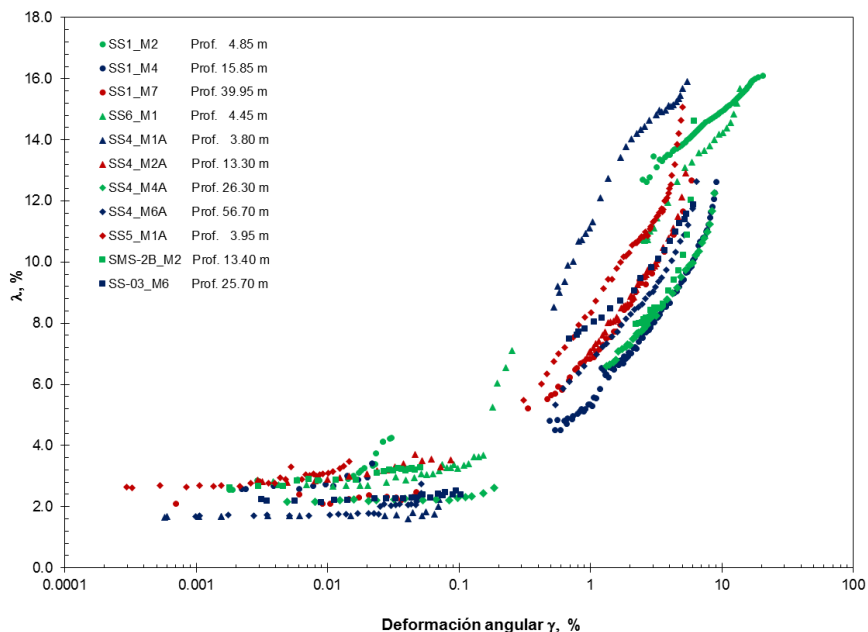


Figura 5.11 Curvas experimentales λ vs γ para la revisión de modelos

En seguida se presentan los resultados obtenidos del ajuste de los datos experimentales con los modelos teóricos analizados.

5.6.1. Modelo de Davidenkov

El modelo de Davidenkov se ajustó a datos experimentales obtenidos de ensayos dinámicos realizados a muestras de suelo del ex Lago de Texcoco. Para aplicar este modelo, se definió el valor de $G_{m\acute{a}x}$ a través de ensayos de columna resonante; así como valores de $\lambda_{m\acute{a}x}$ y $\lambda_{m\acute{i}n}$ obtenidos también de ensayos de laboratorio, triaxial cíclica y columna resonante, respectivamente. La deformación angular de referencia, γ_r , se definió a partir de la curva experimental $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ para una deformación angular correspondiente al 50% de degradación de G , además la determinación de los parámetros A y B se hizo por aproximación, hasta encontrar los valores que se ajustaran mejor a las curvas experimentales. El valor medio de A fue de 0.93, mientras que para B es de 0.98.

En la Tabla 5.2 se enlistan los parámetros necesarios para aplicar esta técnica numérica, cabe hacer mención que con este modelo se obtuvieron los mejores ajustes, dado que los resultados teóricos exhiben mucha semejanza con las curvas de rigidez y amortiguamiento determinadas en laboratorio.

Tabla 5.2 Parámetros del modelo de Davidenkov

Sondeo	Muestra	Prof. Media m	γ_r %	A	B
SS1	2	4.85	1.20	0.92	0.98
SS1	4	15.85	1.40	0.97	0.99
SS1	7	39.95	0.94	0.89	0.98
SS6	1	4.45	1.10	0.92	0.97
SS4	1A	3.80	0.50	0.95	0.97
SS4	2A	13.30	1.30	0.96	0.97
SS4	4A	26.30	1.85	0.96	0.98
SS4	6A	56.70	1.00	0.95	0.99
SS5	1A	3.95	0.30	0.90	0.98
SMS-2B	2	13.40	1.25	0.92	0.98
SS03	6	25.70	1.40	0.96	0.99

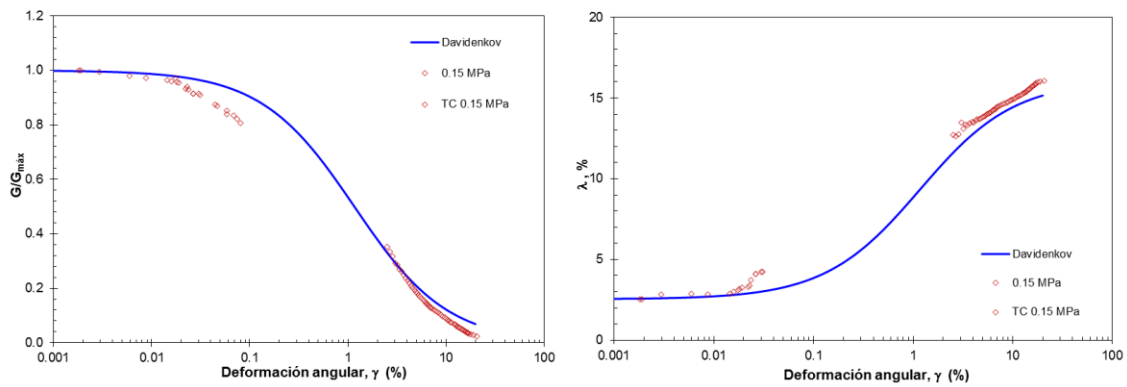


Figura 5.12 Modelo de Davidenkov muestra SS1-M2

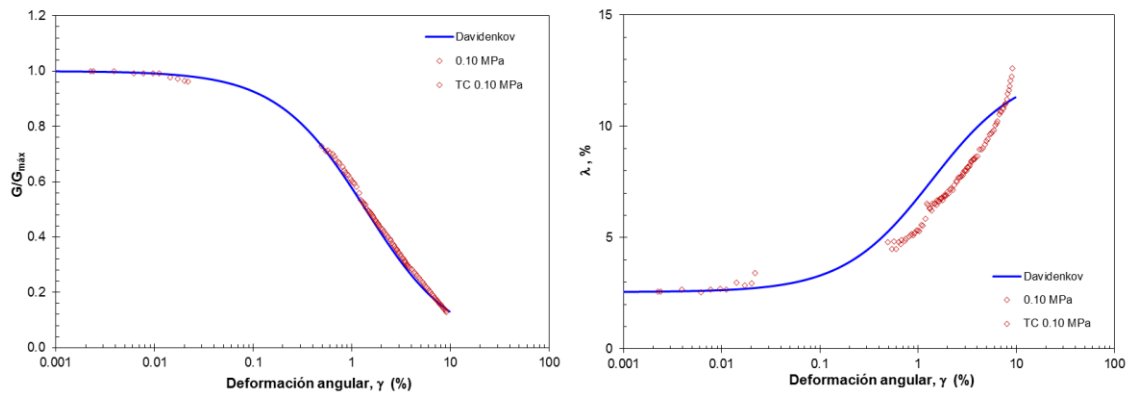


Figura 5.13 Modelo de Davidenkov muestra SS1-M4

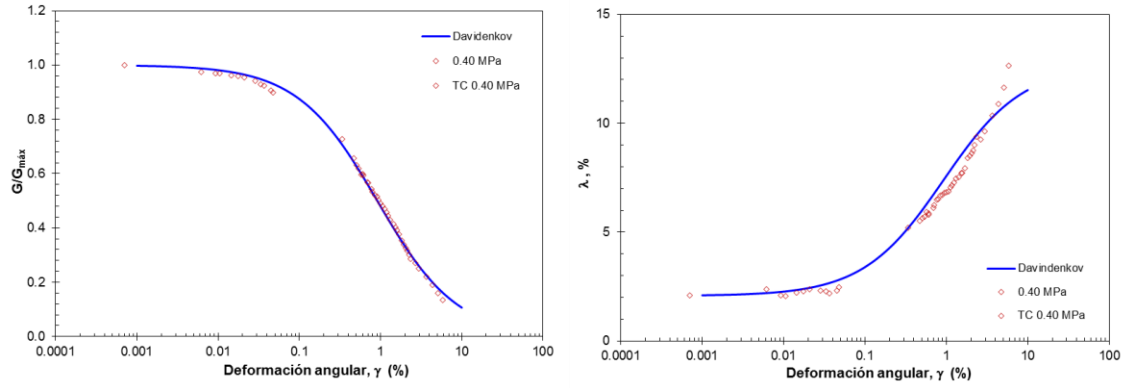


Figura 5.14 Modelo de Davidenkov muestra SS1-M7

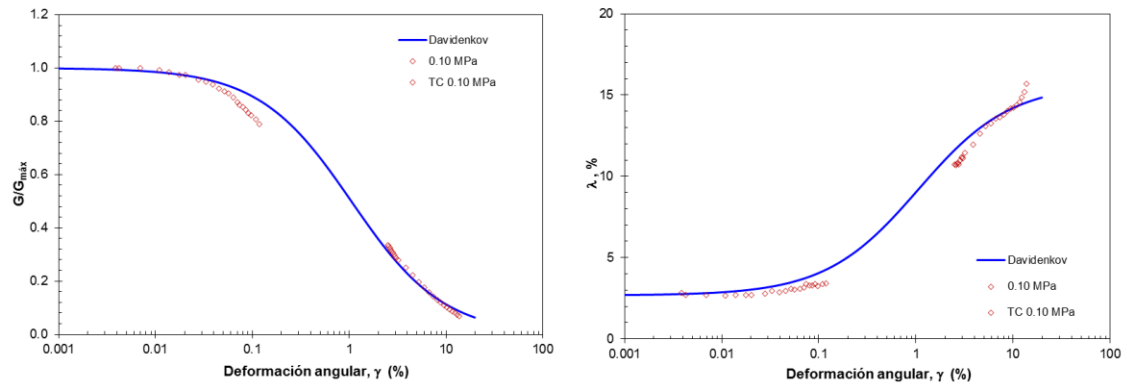


Figura 5.15 Modelo de Davidenkov muestra SS6-M1

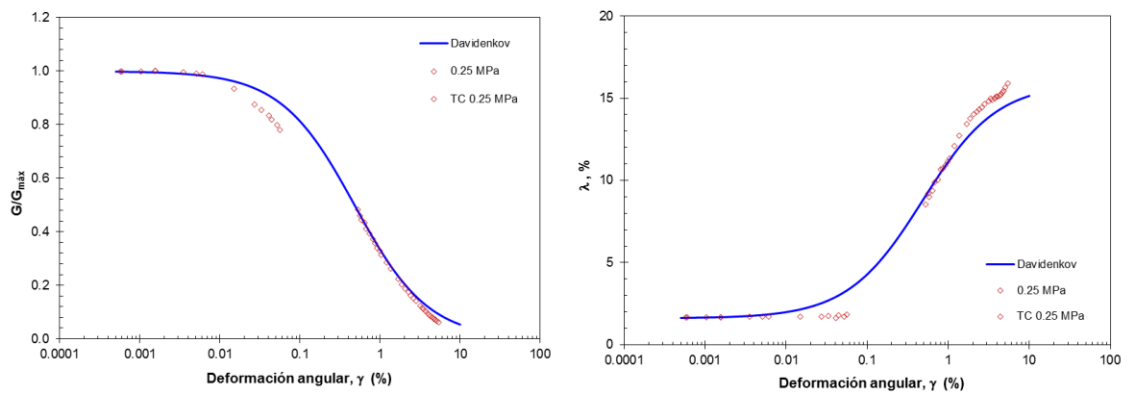


Figura 5.0.16 Modelo de Davidenkov muestra SS4-M1A

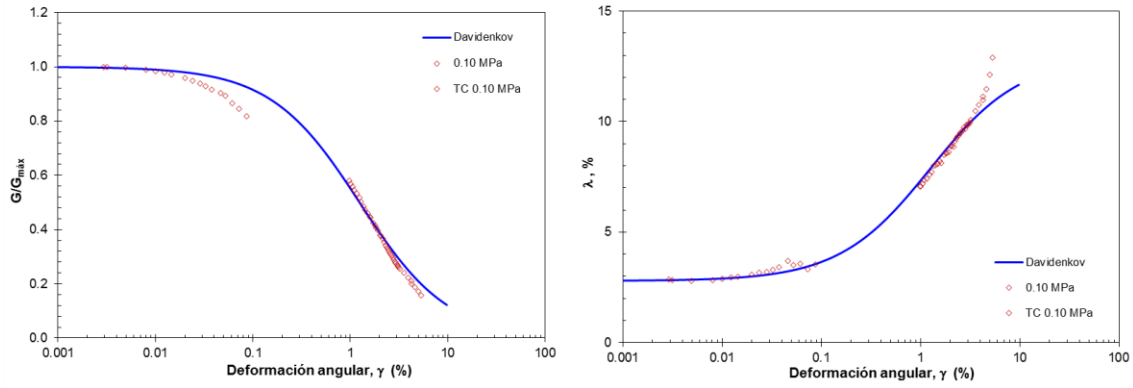


Figura 5.17 Modelo de Davidenkov muestra SS4-M2A

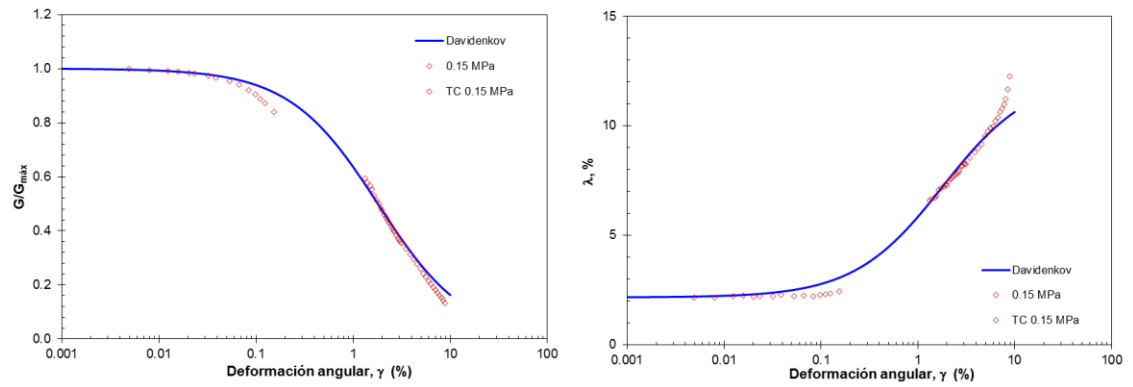


Figura 5.18 Modelo de Davidenkov muestra SS4-M4A

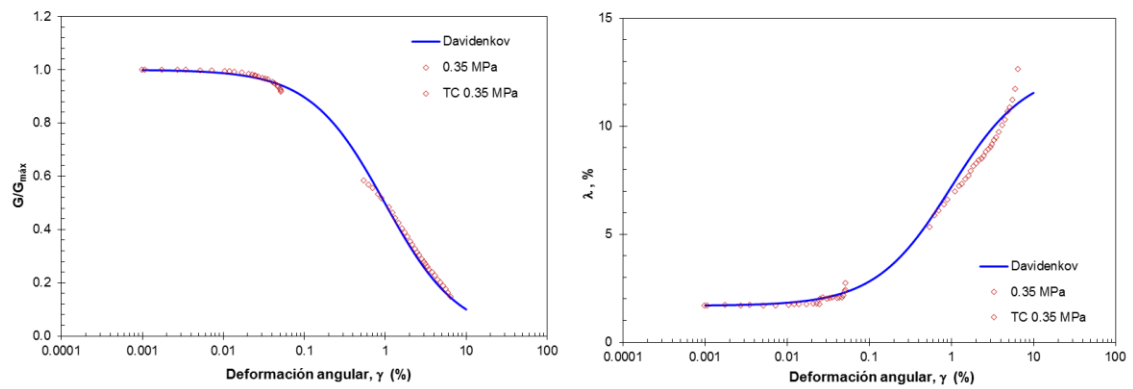


Figura 5.19 Modelo de Davidenkov muestra SS4-M6A

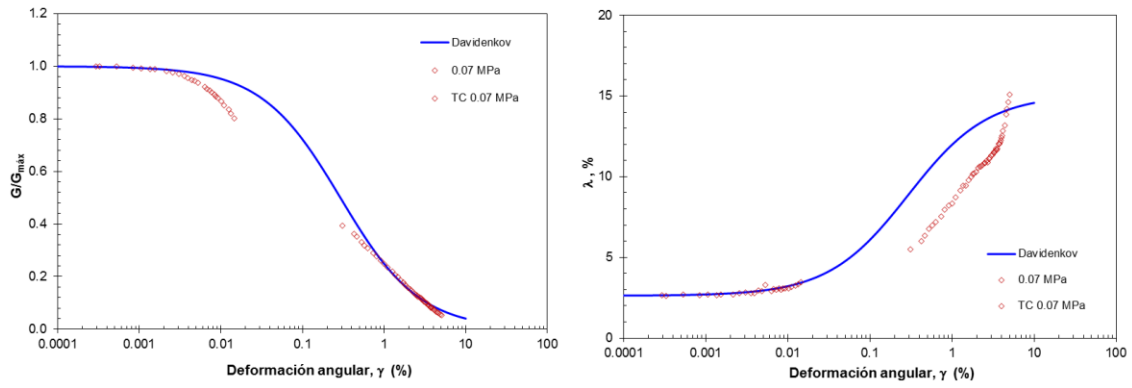


Figura 5.20 Modelo de Davidenkov muestra SS5-M1A

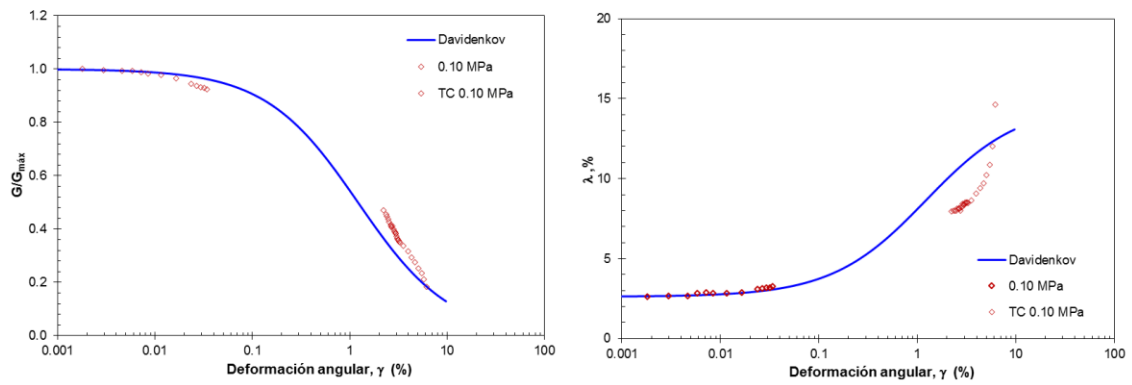


Figura 5.21 Modelo de Davidenkov muestra SMS-2B-M2

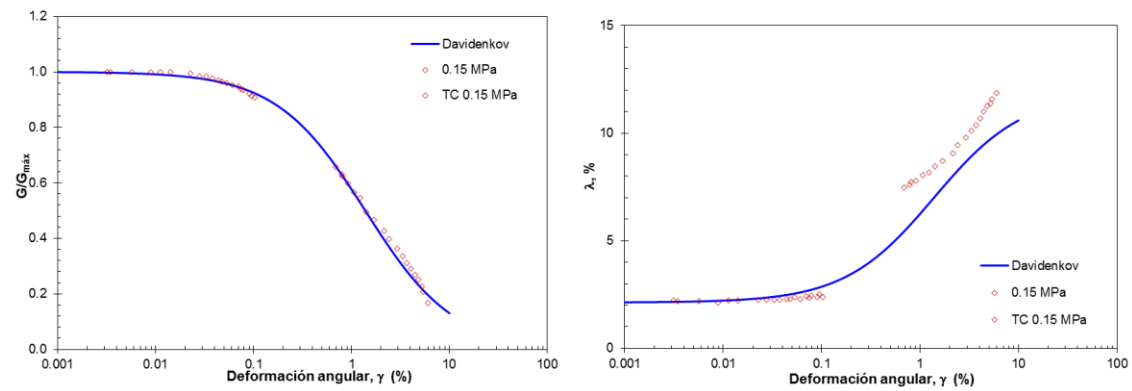


Figura 5.22 Modelo de Davidenkov muestra SS03-M6

5.6.2. Modelo de Darendeli

En las figuras 5.23 a 5.33 se presentan las curvas del modelo de Darendeli ajustadas a los datos experimentales. Haciendo uso de las ecuaciones expuestas en el inciso 5.3, se realizó la modelación de G y I, observándose que los datos teóricos no concuerdan con los obtenidos en laboratorio, por lo tanto, para mejorar el ajuste se modificó el valor de la deformación de referencia, γ_r , por un valor γ_r^* . El parámetro γ_r^* corresponde al 50% de la degradación del módulo de rigidez, determinado gráficamente de las curvas experimentales.

Al aplicar el modelo utilizando γ_r^* , las curvas teóricas que representan el comportamiento del módulo de rigidez se ajustaron mejor a los datos experimentales; lo que no ocurrió en el caso del amortiguamiento, observándose que los resultados experimentales antes y después de la modificación de γ_r no pueden estimar la relación de amortiguamiento adecuadamente.

Tabla 5.3 Parámetros modelo de Darendeli

Sondeo	Muestra	Prof. Media m	γ_r %	γ_r^* %	σ'_c atm
SS1	2	4.85	0.22	1.20	1.45
SS1	4	15.85	0.24	1.40	0.97
SS1	7	39.95	0.27	0.94	3.87
SS6	1	4.45	0.21	1.10	0.97
SS4	1A	3.80	0.13	0.50	2.42
SS4	2A	13.30	0.19	1.30	0.97
SS4	4A	26.30	0.26	1.85	1.45
SS4	6A	56.70	0.19	1.00	3.39
SS5	1A	3.95	0.12	0.30	0.68
SMS-2B	2	13.40	0.19	1.25	0.97
SS03	6	25.70	0.27	1.40	1.45

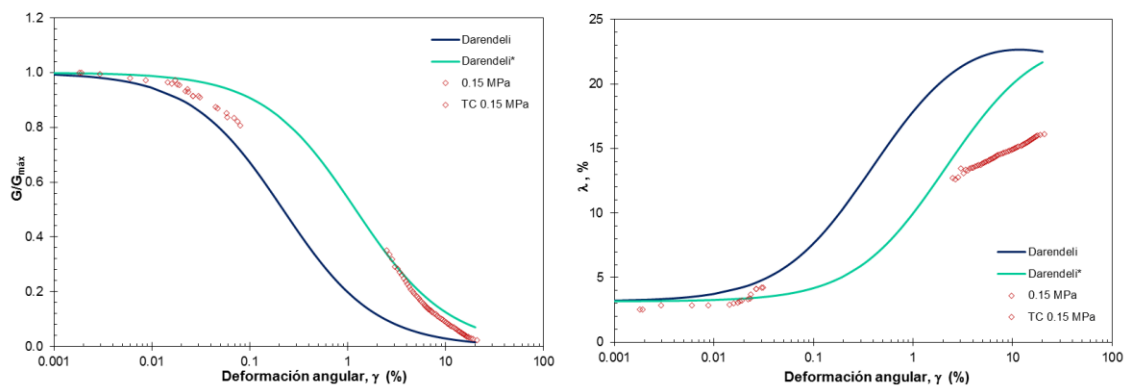


Figura 5.23 Modelo de Darendeli muestra SS1-M2

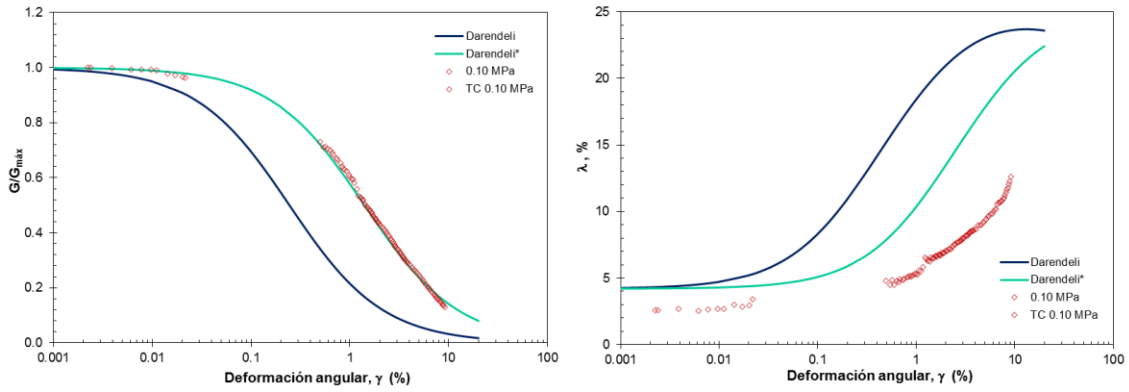


Figura 5.24 Modelo de Darendeli muestra SS1-M4

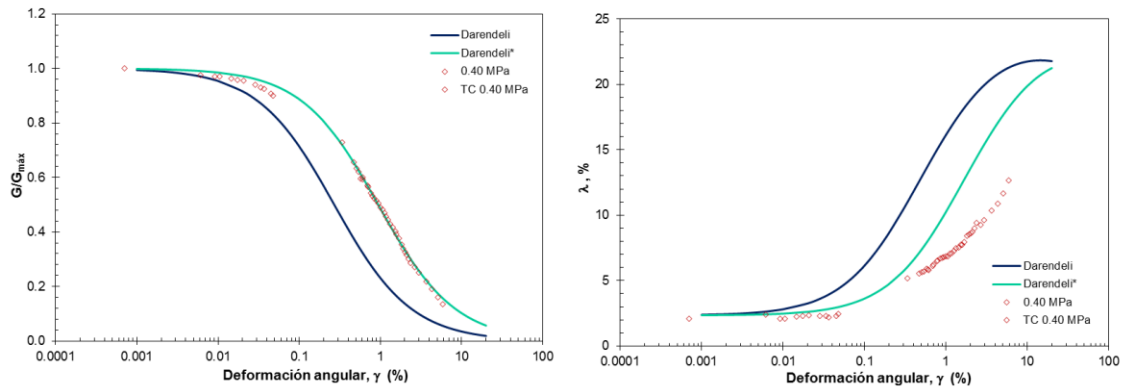


Figura 5.25 Modelo de Darendeli muestra SS1-M7

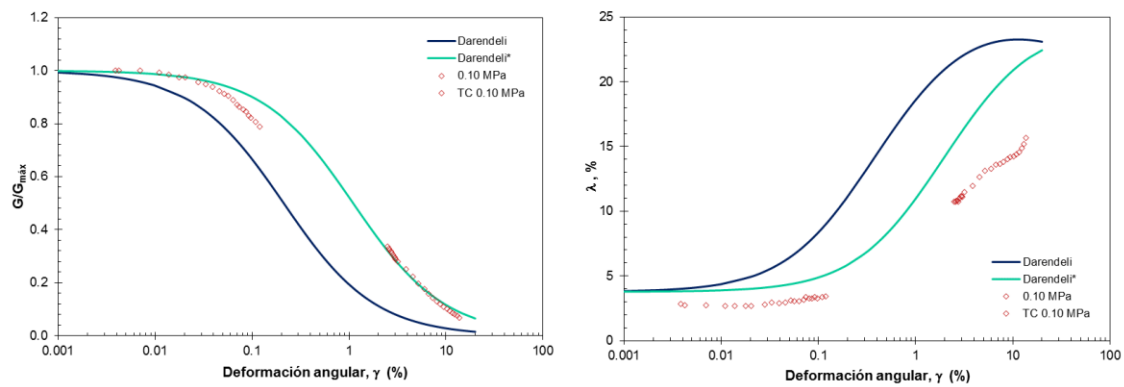


Figura 5.26 Modelo de Darendeli muestra SS6-M1

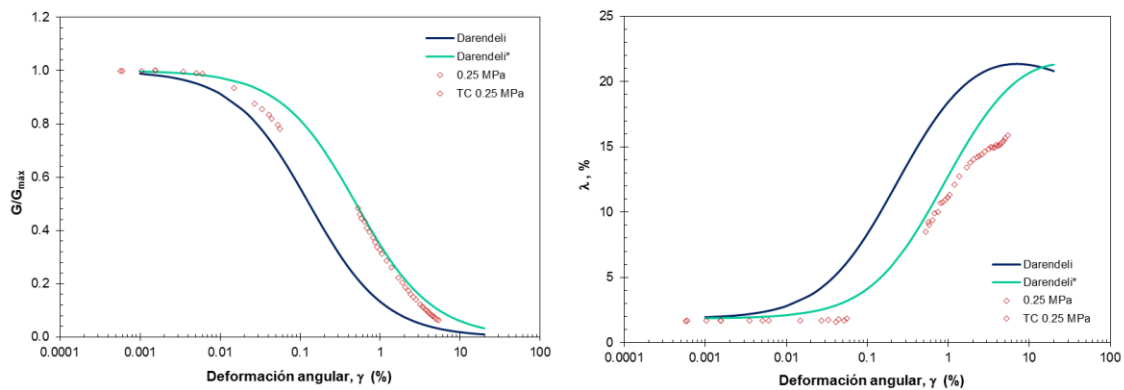


Figura 5.27 Modelo de Darendeli muestra SS4-M1A

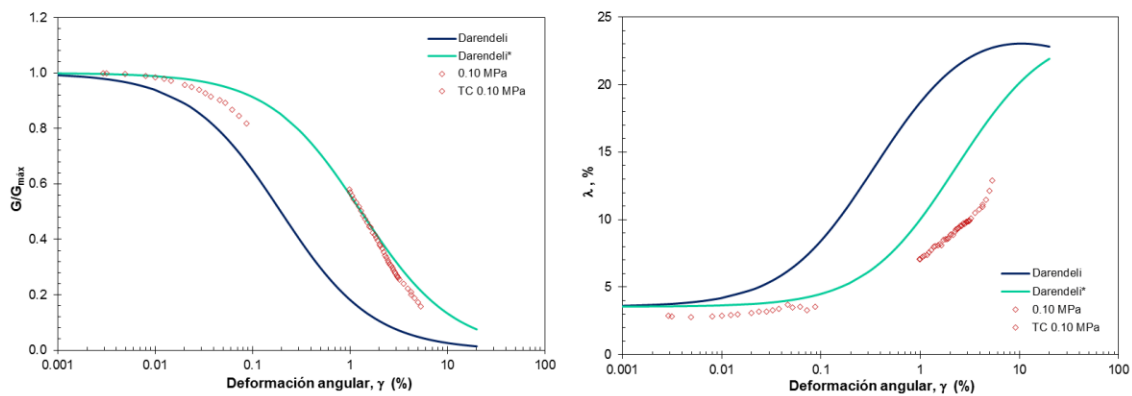


Figura 5.28 Modelo de Darendeli muestra SS4-M2A

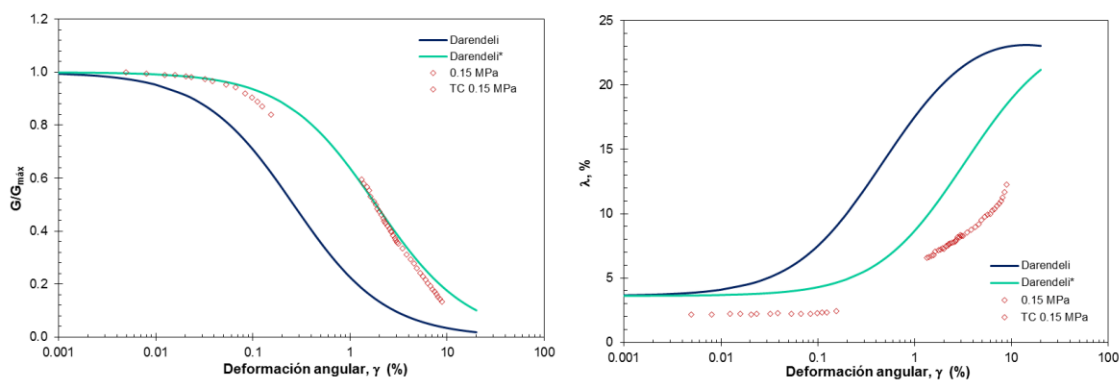


Figura 5.29 Modelo de Darendeli muestra SS4-M4A

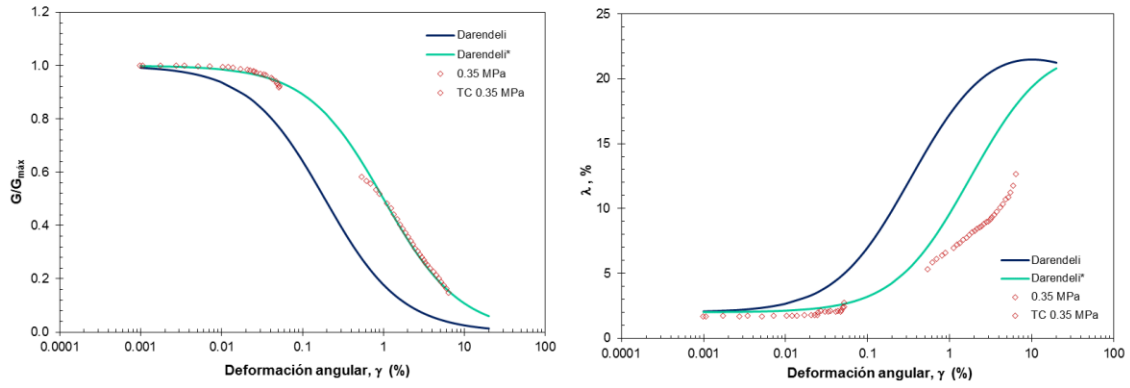


Figura 5.30 Modelo de Darendeli muestra SS4-M6A

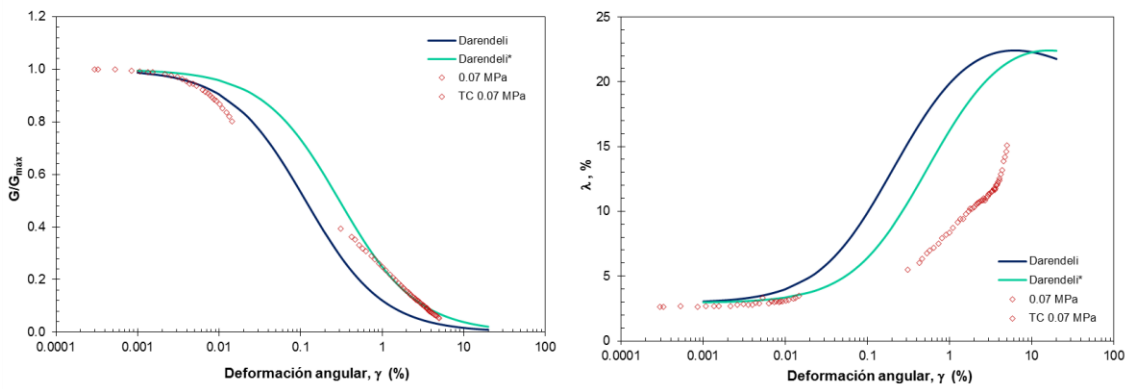


Figura 5.31 Modelo de Darendeli muestra SS5-M1A

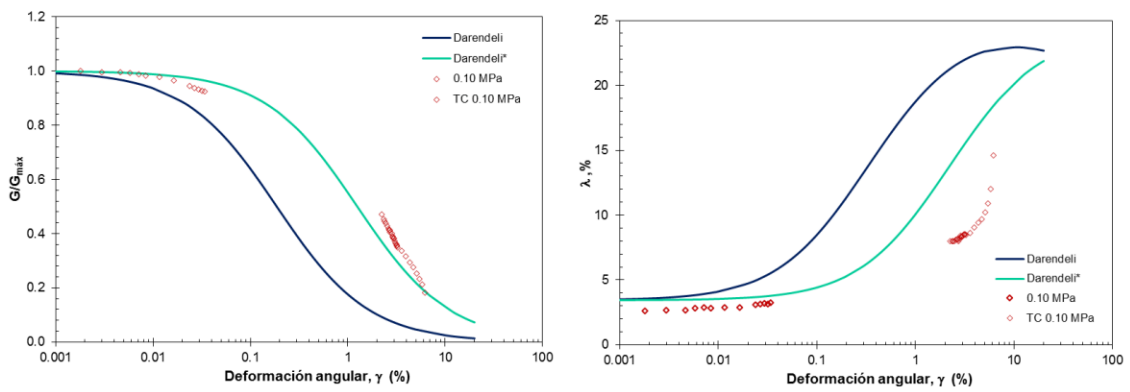


Figura 5.32 Modelo de Darendeli muestra SMS-2B-M2

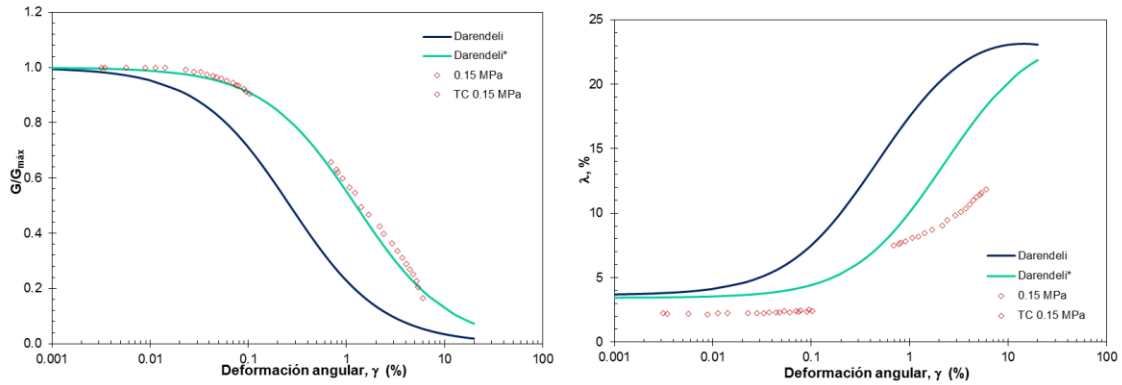


Figura 5.33 Modelo de Darendeli muestra SS03-M6

5.6.3. Modelo modificado de González y Romo

Los resultados derivados de esta investigación se sumaron a los datos experimentales expuestos en el modelo modificado (Figs. 5.4, 5.5 y 5.6), obteniendo así nuevas ecuaciones de correlación que simulan el comportamiento del módulo de rigidez y del amortiguamiento.

Por lo tanto, $G_{m\acute{a}x}$ se define como:

$$\frac{G_{m\acute{a}x}}{\sigma'_c} = 30905 IP^{-1.138} \quad 5.36$$

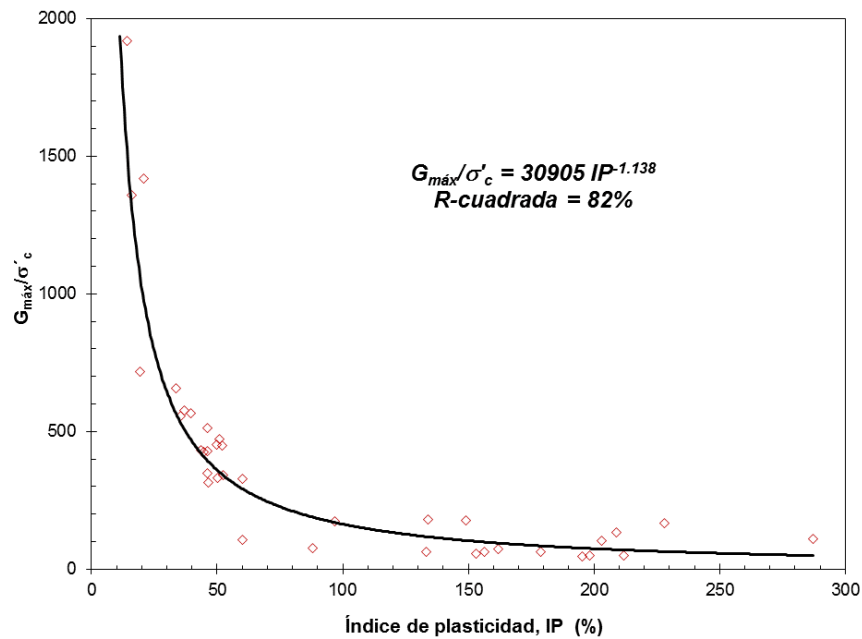


Figura 5.34 Variación de la relación de $G_{m\acute{a}x}/\sigma'_c$ respecto a IP

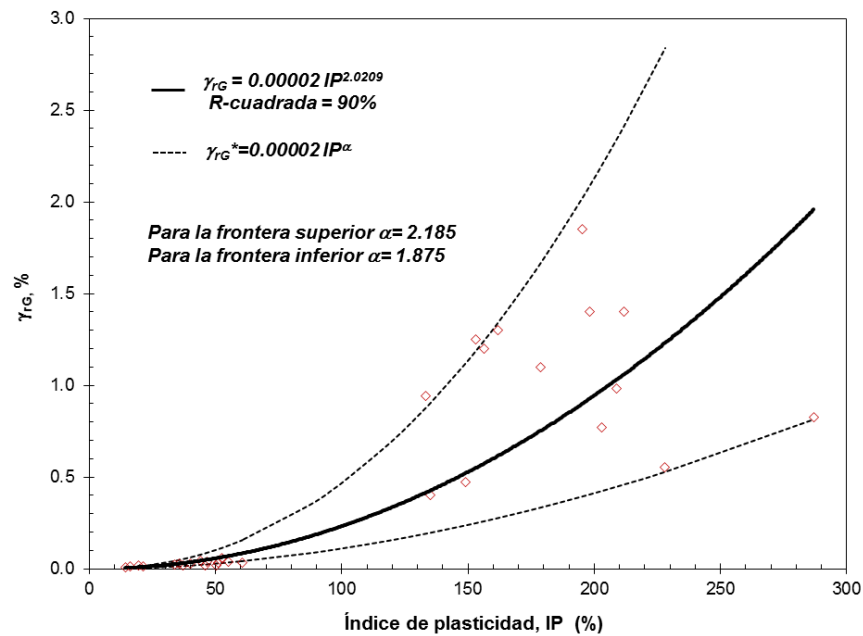
El cálculo de las deformaciones de referencia γ_{rG} y $\gamma_{r\lambda}$, así como de las constantes B_G y B_λ , se obtienen empleando las siguientes expresiones:

$$\gamma_{rG} = 2e^{-5} IP^{2.0209} \quad 5.37$$

$$\gamma_{r\lambda} = 0.0048 IP + 0.0583 \quad 5.38$$

$$B_G = -8e^{-6} IP^2 + 0.0034 IP + 0.2293 \quad 5.39$$

$$B_\lambda = -7e^{-6} IP^2 + 0.0037 IP + 0.3349 \quad 5.40$$



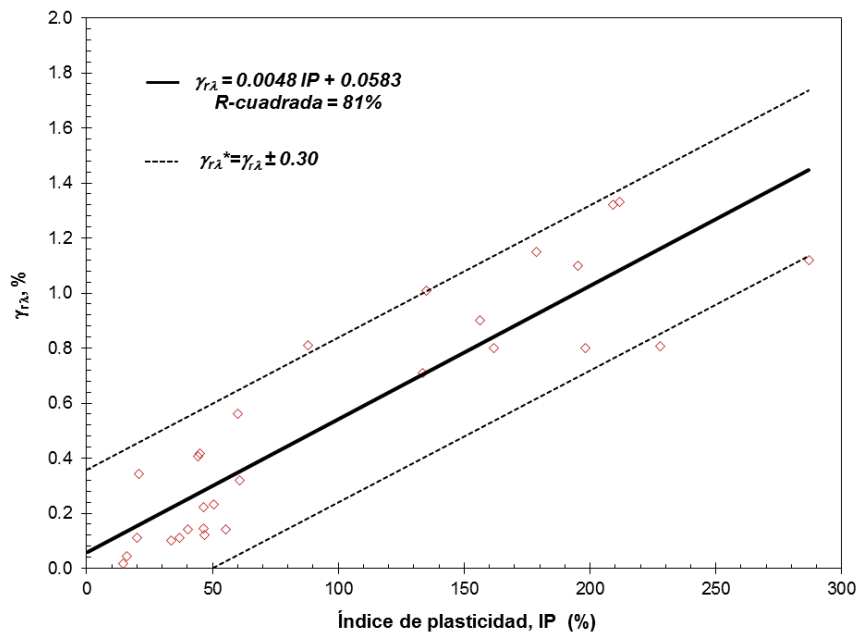
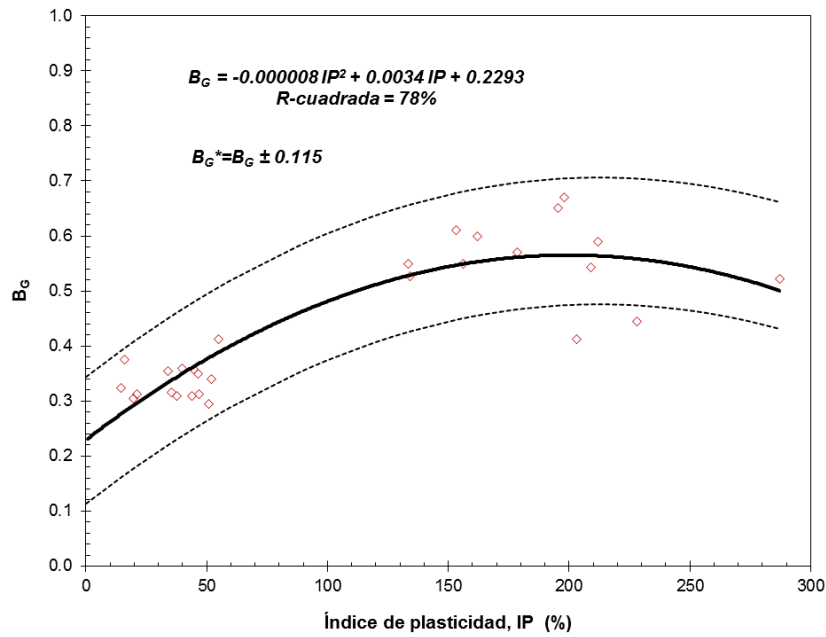


Figura 5.35 Variación de γ_{rG} y γ_{rs} respecto al IP



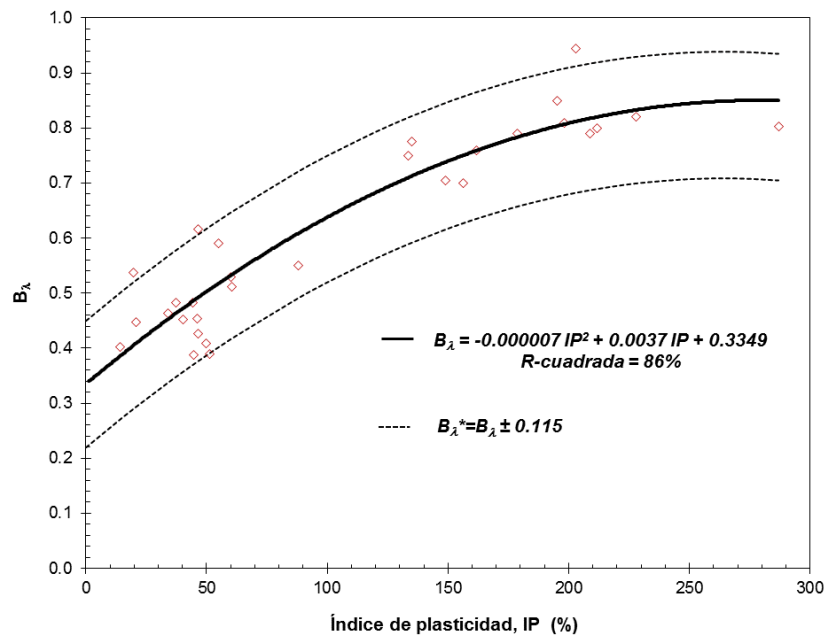


Figura 5.36 Variación de B_G y B_λ respecto al IP

Para aplicar el modelo modificado fue necesario establecer para cada muestra de suelo ensayada en el laboratorio, el valor máximo y mínimo de G y λ . Posteriormente, con las ecuaciones propuestas se determinaron las deformaciones de referencia γ_{rG} y $\gamma_{r\lambda}$ (Figura 5.35), así como las constantes B_G y B_λ (Figura 5.36). A continuación, se definió el rango de deformaciones angulares a considerar para calcular las funciones H_G y H_λ (ecuaciones 5.26 y 5.27) además de los parámetros G y λ (ecuaciones 5.24 y 5.25). Finalmente se grafican los resultados y se obtienen las curvas teóricas que representan el comportamiento de las propiedades dinámicas del suelo.

La Tabla 5.4 presenta los valores de los parámetros calculados en el modelo Modificado. De las figuras 37 a la 47 se exhibe la aplicación del modelo, en la mayoría de las curvas se observa un ajuste aceptable a pequeñas deformaciones tanto para el módulo de rigidez como para el amortiguamiento. Para las muestras SS4-M1A y SS4-M6A la modelación del comportamiento dinámico de G no fue posible, un caso contrario se obtuvo para los especímenes SS1-M4, SS5-M1 y SS03-M6 dado que se logró un ajuste adecuado entre los datos teóricos y experimentales.

Tabla 5.4 Valores de los parámetros del modelo Modificado

Sondeo	Muestra	Prof. Media m	γ_{rG} %	$\gamma_{r\lambda}$ %	B_G	B_λ
SS1	2	4.85	0.90	1.11	0.49	0.74
SS1	4	15.85	1.17	1.37	0.59	0.80
SS1	7	39.95	0.71	1.00	0.54	0.70
SS6	1	4.45	1.07	1.22	0.58	0.77
SS4	1A	3.80	0.15	0.52	0.40	0.53
SS4	2A	13.30	0.79	1.14	0.57	0.75
SS4	4A	26.30	1.23	1.30	0.59	0.79
SS4	6A	56.70	0.35	0.78	0.47	0.61
SS5	1A	3.95	0.19	0.82	0.48	0.63
SMS-2B	2	13.40	1.16	0.89	0.56	0.74
SS03	6	25.70	0.97	1.01	0.59	0.79

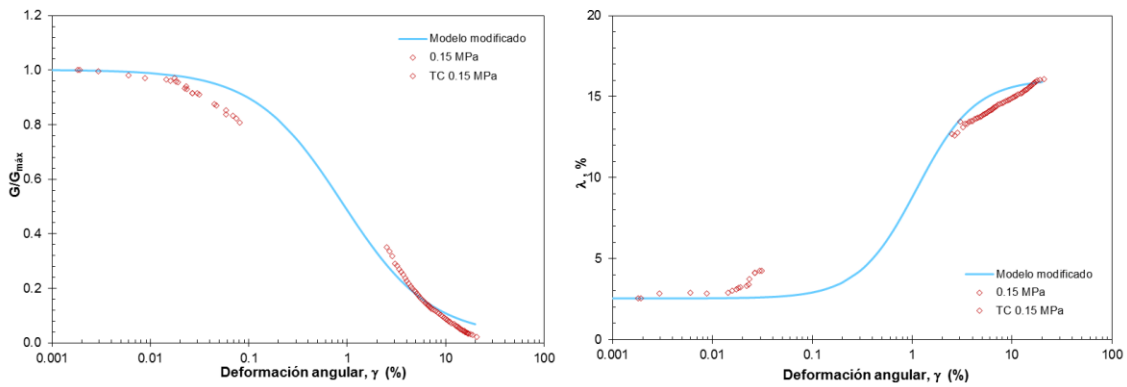


Figura 5.37 Modelo modificado muestra SS1-M2

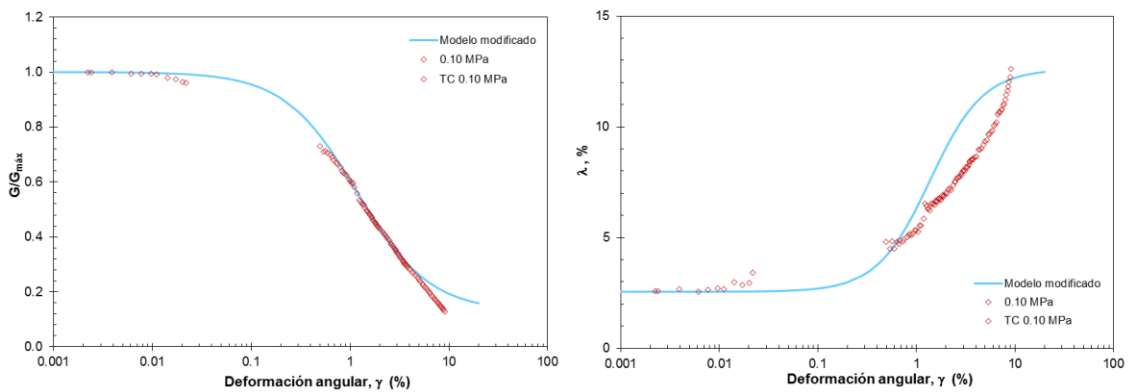


Figura 5.38 Modelo modificado muestra SS1-M4

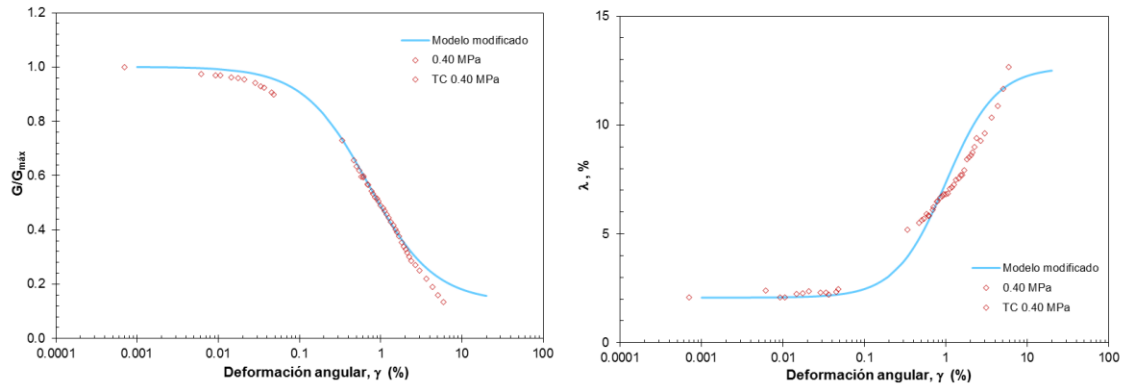


Figura 5.39 Modelo modificado muestra SS1-M7

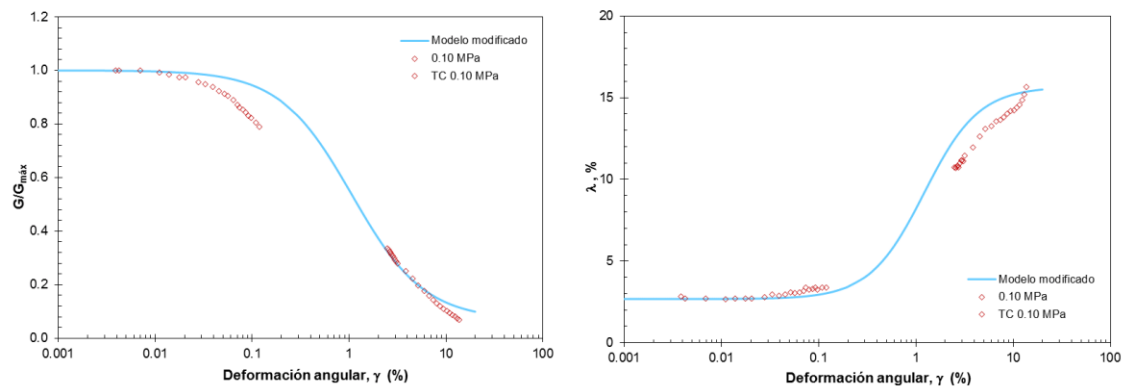


Figura 5.40 Modelo modificado muestra SS6-M1

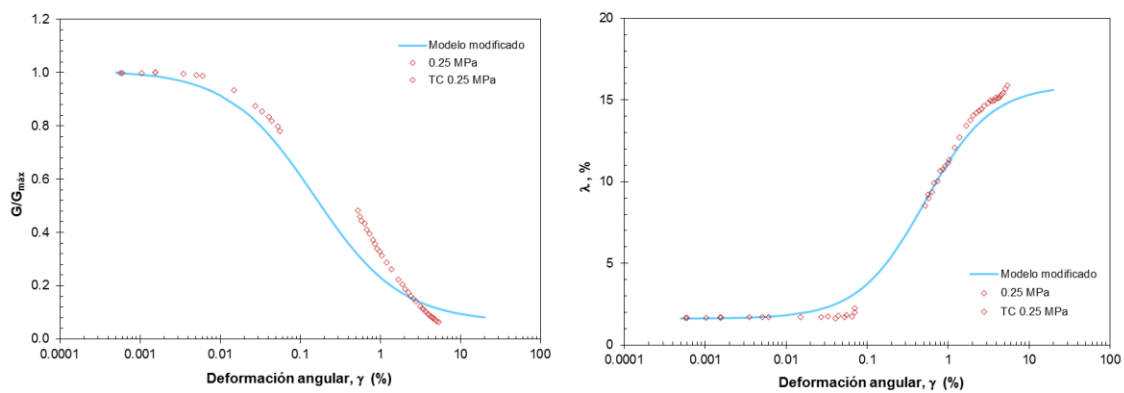


Figura 5.41 Modelo modificado muestra SS4-M1A

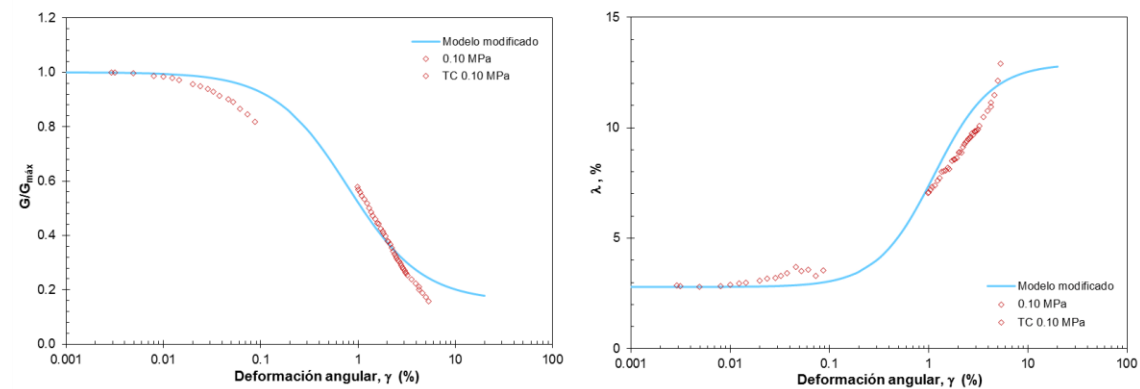


Figura 5.42 Modelo modificado muestra SS4-M2A

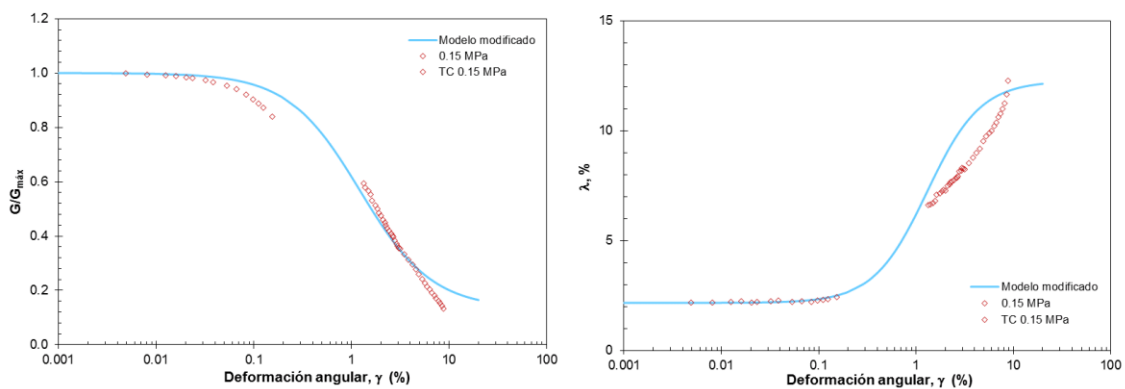


Figura 5.43 Modelo modificado muestra SS4-M4A

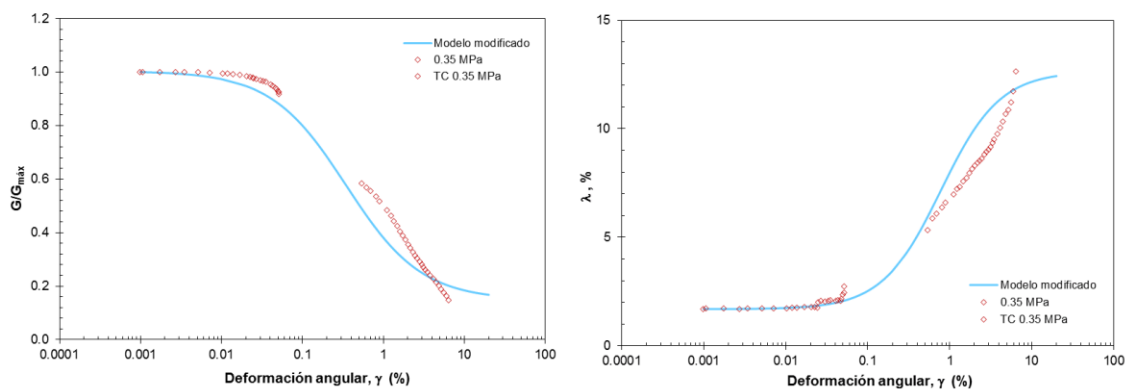


Figura 5.44 Modelo modificado muestra SS4-M6A

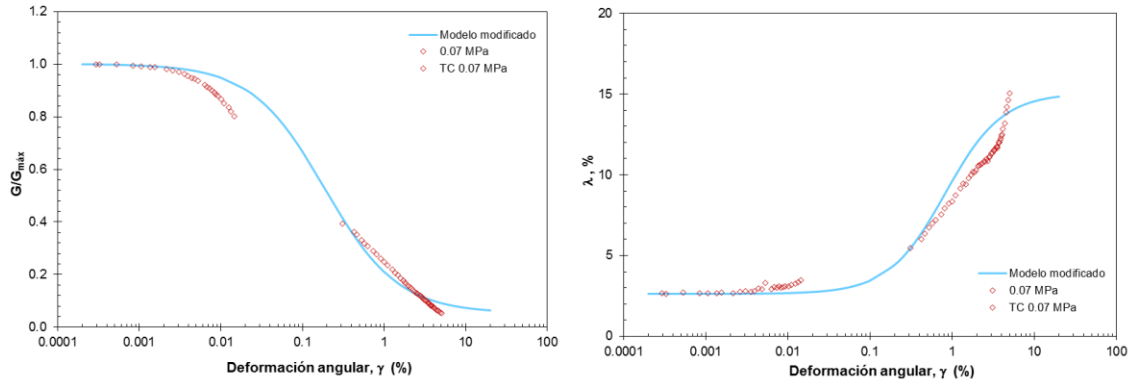


Figura 5.45 Modelo modificado muestra SS5-M1A

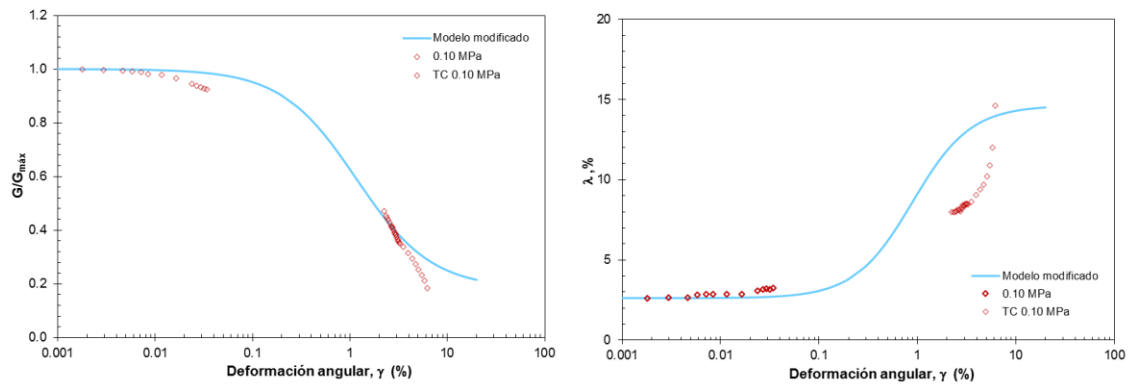


Figura 5.46 Modelo modificado muestra SMS-2B-M2

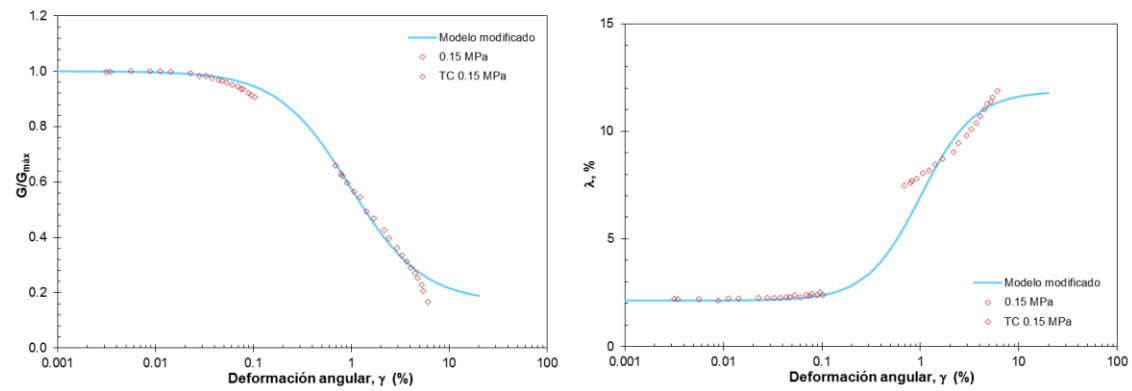


Figura 5.47 Modelo modificado muestra SS03-M6

5.6.4. Modelo de Puzrin

El modelo de Puzrin se aplicó a los datos experimentales obtenidos de muestra de suelo del ex lago de Texcoco. Con respecto a la modelación del módulo de rigidez, se presenta un buen ajuste para las muestras SS1-M2, SS1-M4, SS1-M7, SS4-M2A, SS4-M4A, SS4-M6A, SMS-2B-M2 y SS03-M6. Para los especímenes SS6-M1 y SS4-M1A las curvas calculadas utilizando la función logarítmica se alejan de las experimentales para deformaciones angulares mayores a 0.02%; mientras que para la muestra SS5-M1A no se consiguió un ajuste adecuado a pequeñas deformaciones. Por otro lado, las curvas que representan el comportamiento del amortiguamiento en ningún caso se acercan a los datos obtenidos en el laboratorio (Figs. 48-58).

En la Tabla 5.5 se resumen los valores de los coeficientes α y R, debido que no se contaba con la información experimental necesaria para su determinación estos se obtuvieron por tanteos hasta encontrar los valores que proporcionaran el mejor ajuste entre curvas teóricas y experimentales.

Tabla 5.5 Resumen de los parámetros del modelo de Puzrin

Sondeo	Muestra	Prof. Media m	γ_r %	α	R
SS1	2	4.85	1.20	0.63	0.46
SS1	4	15.85	1.40	0.59	0.58
SS1	7	39.95	0.94	0.61	0.58
SS6	1	4.45	1.10	0.50	0.68
SS4	1A	3.80	0.50	0.50	0.68
SS4	2A	13.30	1.30	0.64	0.61
SS4	4A	26.30	1.85	0.63	0.60
SS4	6A	56.70	1.00	0.58	0.60
SS5	1A	3.95	0.30	0.62	0.43
SMS-2B	2	13.40	1.25	0.54	0.60
SS03	6	25.70	1.40	0.59	0.67

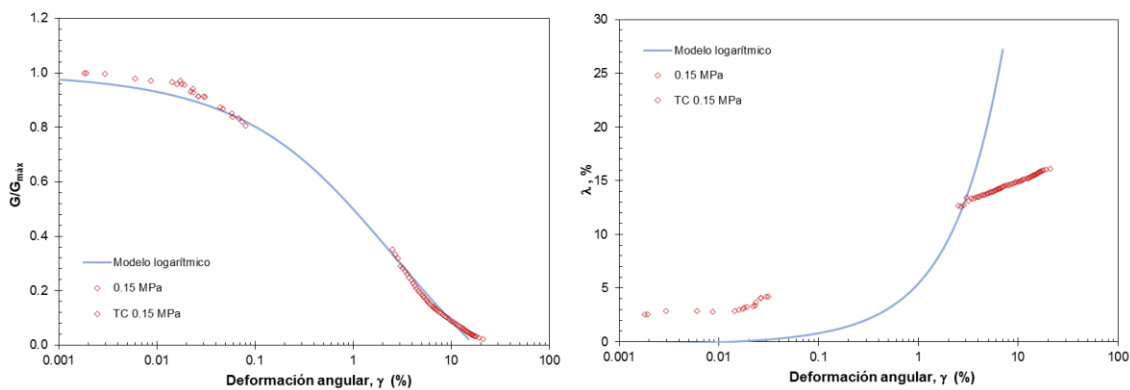


Figura 5.48 Modelo logarítmico muestra SS1-M2

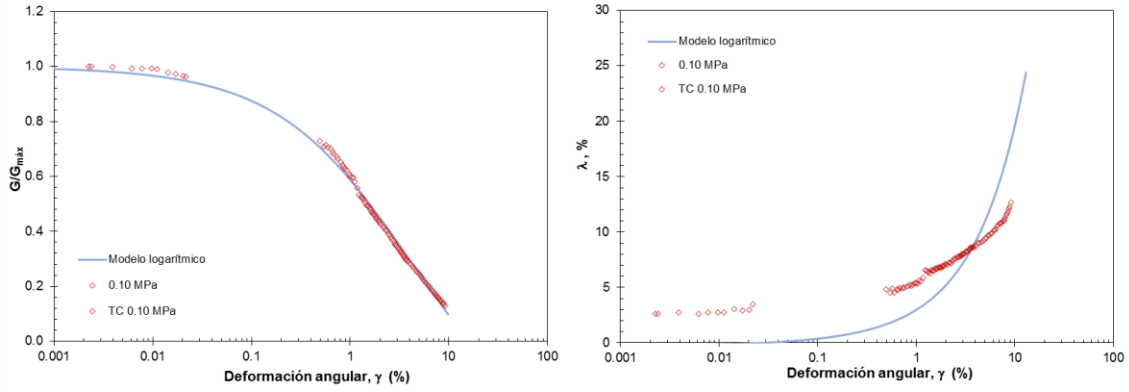


Figura 5.49 Modelo logarítmico muestra SS1-M4

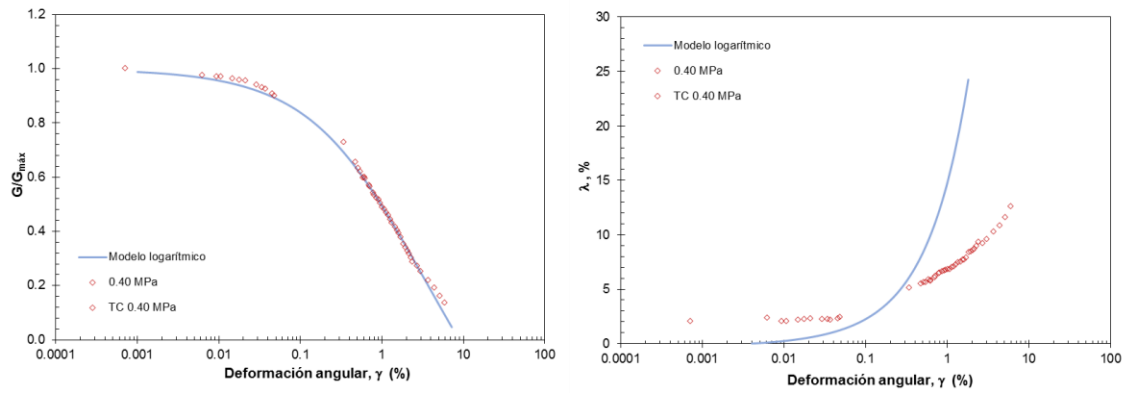


Figura 5.50 Modelo logarítmico muestra SS1-M7

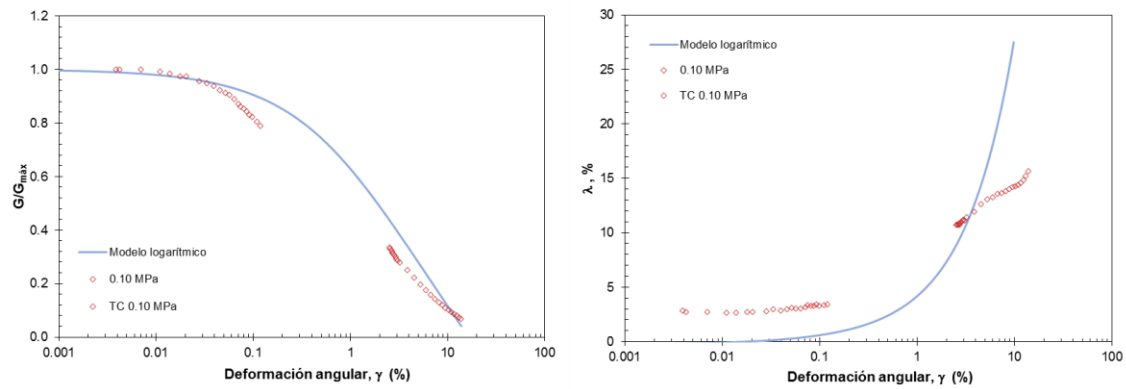


Figura 5.51 Modelo logarítmico muestra SS6-M1

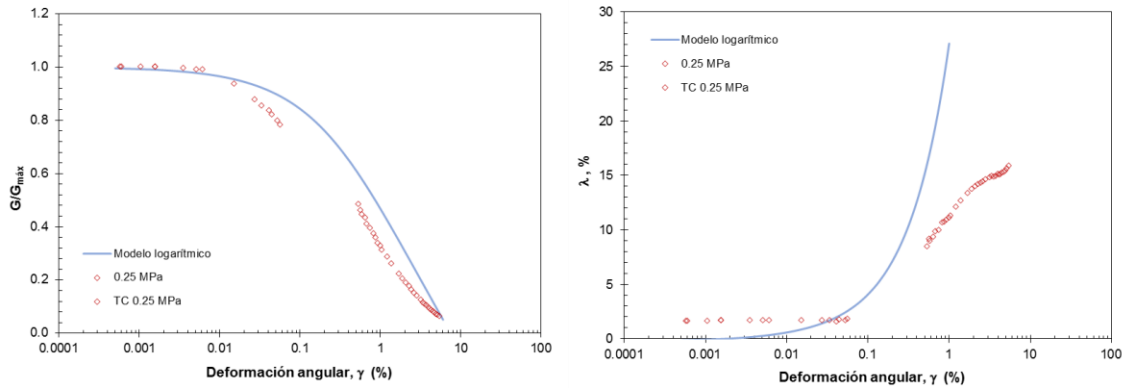


Figura 5.52 Modelo logarítmico muestra SS4-M1A

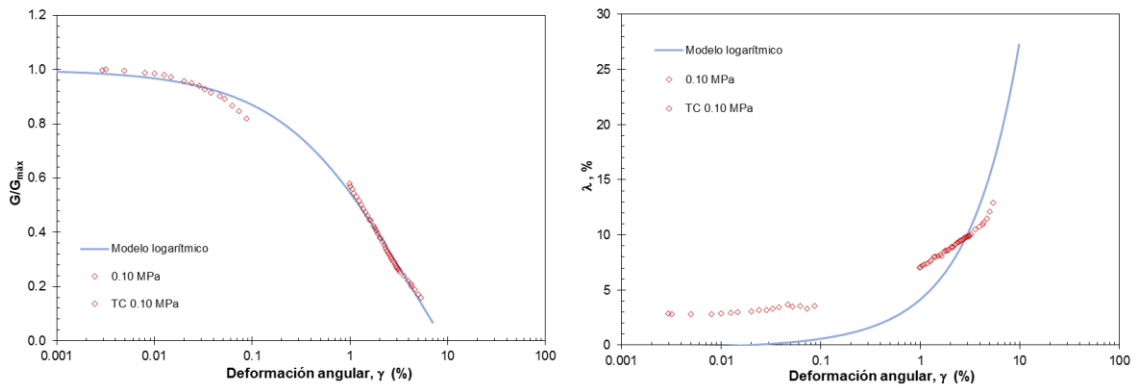


Figura 5.53 Modelo logarítmico muestra SS4-M2A

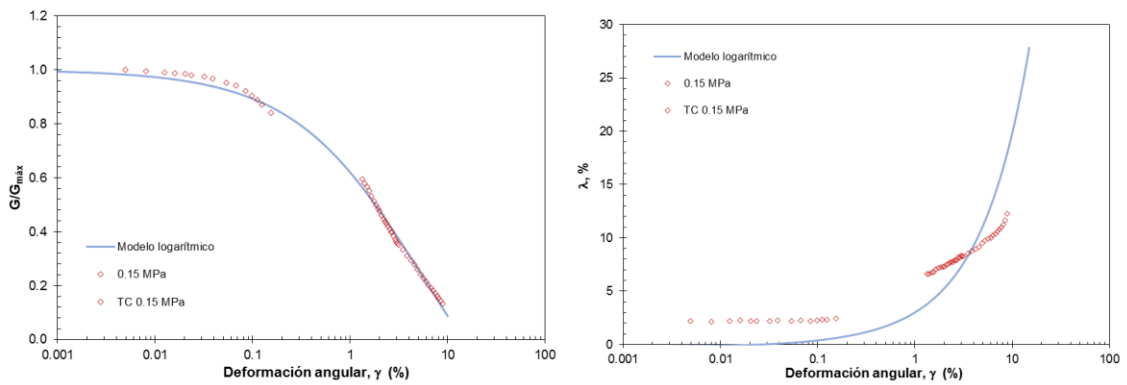


Figura 5.54 Modelo logarítmico muestra SS4-M4A

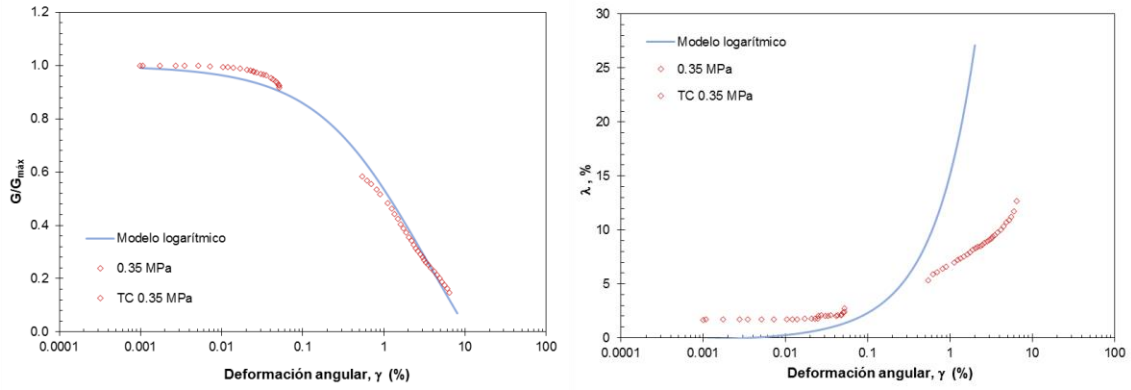


Figura 5.55 Modelo logarítmico muestra SS4-M6A

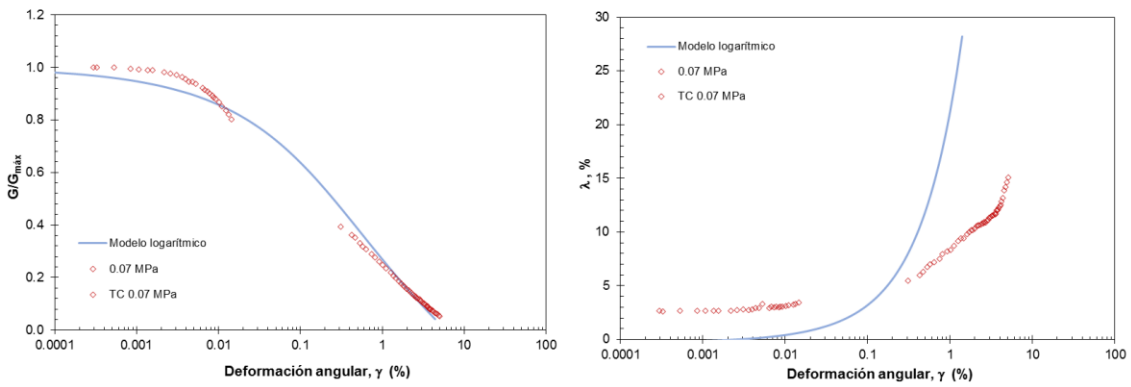


Figura 5.56 Modelo logarítmico muestra SS5-M1A

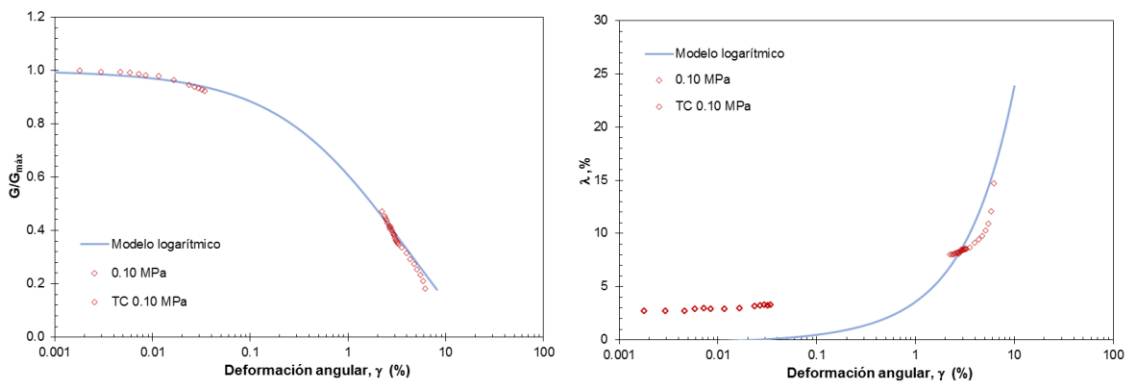


Figura 5.57 Modelo logarítmico muestra SMS-2B-M2

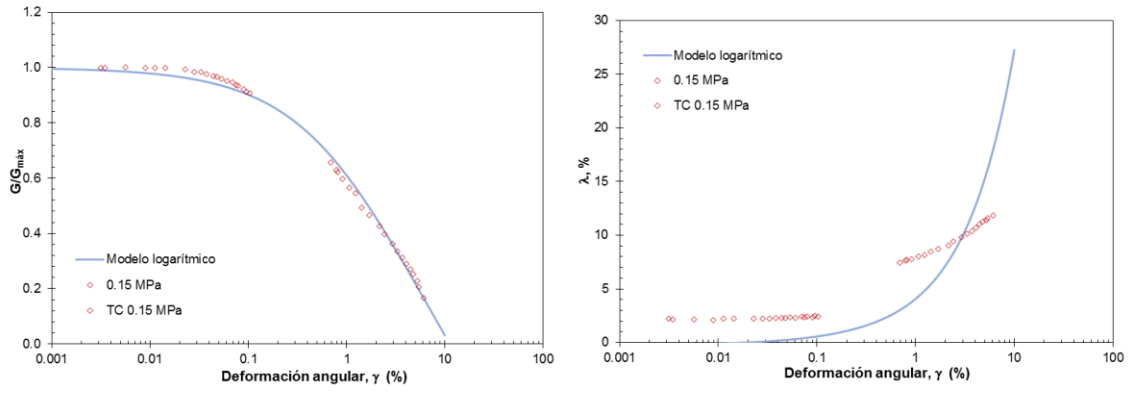


Figura 5.58 Modelo logaritmico muestra SS03-M6

Conclusiones

Este documento se ha centrado en el estudio las propiedades dinámicas del subsuelo del ex Lago de Texcoco, representadas por la variación del módulo de rigidez al corte, G , y la relación de amortiguamiento, λ , con respecto a la deformación angular, γ . Como resultado de ensayos de laboratorio y campo se establecen las siguientes conclusiones:

- De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), los suelos en estudio se clasifican como arcillas y limos de alta compresibilidad, con contenidos de agua de hasta 255%, un índice de plasticidad que varía de 60% a 212% y una relación de vacíos que comprende un intervalo de 2.57 a 7.67.
- En las pruebas de dinámicas de columna resonante se observó la influencia que tiene el esfuerzo efectivo de consolidación, σ'_c , y la deformación angular, γ , en el comportamiento del módulo de rigidez y el amortiguamiento. La rigidez del suelo aumenta a medida que se incrementa σ'_c y disminuye al aumentar γ . A mayor σ'_c el amortiguamiento decrece y al incrementarse γ , el amortiguamiento también se incrementa.
- Las pruebas triaxiales cíclicas expusieron la influencia que tiene la amplitud de deformación angular en el módulo de rigidez y el amortiguamiento. Al aumentar γ , G disminuye y λ se incrementa.
- Se establecen una serie de correlaciones para determinar el módulo de rigidez máximo, $G_{m\acute{a}x}$, a partir de propiedades índice como la relación de vacíos, el índice de vacíos, el contenido de agua y el índice de liquidez. El mejor resultado se obtuvo al relacionar $G_{m\acute{a}x}$ con el contenido de agua, exponiendo una relación exponencial con un coeficiente de correlación, R^2 , de 89%.
- Se expone una correlación empírica que permite estimar las velocidades de onda de corte, V_s , a partir de la raíz cuadrada de la resistencia de punta, q_c , medida con el cono eléctrico. Ésta expone una relación lineal con un coeficiente de correlación, R^2 , de 87%.

Los resultados experimentales, obtenidos de ensayos de columna resonante y equipo triaxial cíclico, se compararon con modelos analíticos que simulan el comportamiento dinámico del suelo. Derivado de estos análisis se concluye que:

- El modelo de Darendeli no simula adecuadamente las propiedades dinámicas de las arcillas en estudio, ya que las curvas obtenidas al aplicar este modelo no se ajustan a las curvas experimentales de $G/G_{m\acute{a}x}$ - γ y λ - γ . Sin embargo, al modificar uno de los parámetros del modelo (deformación angular de referencia, γ_r) se obtuvo un buen ajuste entre las curvas teóricas y experimentales que representan el comportamiento del módulo de rigidez; no obstante, para el amortiguamiento no se consiguió un buen resultado.

-
-
- Las ecuaciones obtenidas a partir del modelo de González y Romo proporcionaron una mejor aproximación a los datos experimentales a pequeñas deformaciones (comportamiento elástico del suelo) para la relación de amortiguamiento. En tres de las once muestras ensayadas, se lograron los mejores ajustes para representar el comportamiento dinámico de G , mientras que en dos casos no fue posible realizar el ajuste.
 - El modelo logarítmico mostró un buen ajuste entre los datos experimentales y teóricos que exhiben el comportamiento del módulo de rigidez para ocho de las once muestras, en tres casos no se logró un buen ajuste. En ningún caso consiguió un ajuste adecuado para representar el comportamiento del amortiguamiento.
 - El modelo de Davidenkov demostró ser la mejor técnica para representar el comportamiento dinámico de las arcillas del ex Lago de Texcoco.
 - Los modelos de Davidenkov y Darendeli, así como el modelo modificado, exhiben variaciones al simular el comportamiento del amortiguamiento con respecto a la deformación angular. A pequeñas deformaciones las curvas teóricas se ajustan a las experimentales, no obstante, al aumentar el nivel de deformación las curvas teóricas se alejan de los datos experimentales.

Es importante continuar con los ensayos de laboratorio en un amplio intervalo de deformación, en busca de complementar la información presentada y así establecer variables que simulen mejor el comportamiento de las arcillas estudiadas.

Referencias

- Bao, C. y Ma, S. (2000). The study on dynamic properties of deposited sand layer and the related engineering problems for TGP cofferdam. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, Vol.22 N°4 402-407.
- Braja, M. D. (2011). Principles of soil dynamics. United States of America: Cengage Learning.
- Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. Geotechnique 40, N.3, 329-378.
- CONAGUA. (2003). Actualización del funcionamiento hidráulico del sistema del área metropolitana del Valle de México. México D.F.
- Darendeli, M. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin.
- Darendeli, M. y Stokoe, K. H. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Geotechnical Engineering Report GD01-1.
- DUMAC. (2005). Programa de conservación y manejo para las aves playeras en el lago de Texcoco, Estado de México. Ducks Unlimited de México, A.C.
- Farouk, A. (August 2005). Evaluation of shallow foundation displacements using soil small-strain stiffness. Doctor of Philosophy in Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology.
- Flores, O. (1996). Propiedades dinámicas de jales. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Flores, O. (2008). Módulo de rigidez y relación de Poisson dinámicos obtenidos de mediciones en la franja del tercio medio en probetas de suelo granular. Tesis para obtener el grado de Doctor en Ingeniería. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Flores, et al. (2014). Técnica experimental de campo para determinar las velocidades de compresión y de corte. XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica.
- González, C. y Romo, M. (2011). Estimación de propiedades dinámicas de arcillas. Revista de Ingeniería Sísmica, N°84 1-23.
- Hardin, B. y Black, W. (1968). Vibration modulus of normally consolidated clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM2 353-369.
- Hardin, B. y Drnevich, V. (1972). Shear modulus and damping in soils: desing equations and curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundations División, ASCE, Vol. 98, N°SM7 667-692.
- Hardin, B. y Drnevich, V. (1972). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisións, ASCE, Vol. 98 N°SM7 603-624.

-
- Hernández, M. (2013). Hidrología de los ríos del oriente del Valle de México y funcionamiento hidráulico en conjunto con el Lago de Texcoco. Tesina para obtener el grado de Especialista en Hidráulica. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hiriart, F. y Graue, R. (1969). Proyecto Texcoco. Volumen Nabor Carrillo, SHCP, México.
- II-UNAM. (2016). Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del ex Lago de Texcoco, Zona Federal . Tercer informe parcial del Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ishibashi, I. y Zhang, X. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol.33 N°1 182-191.
- Ishihara, K. (1996). Soil behaviour in Earthquake Geotechnics. USA: Clarendon Press Oxford.
- Jaime, A. (1987). Características dinámicas de la arcilla del valle de México. Tesis para obtener el grado de Doctor en Ingeniería. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Juárez, O. (2014). Procedimiento para obtener velocidades de onda (V_p y V_s) en campo con sonda suspendida. Tesina para obtener el grado de Especialista en Geotecnia. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Kagawa, T. (1992). Moduli and damping factors of soft marine clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions, ASCE, Vol. 118 N.9, 1360-1375.
- Kim, T. y Novak, M. (1981). Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. Canadian Geotech Journal, Vol. 18 371-389.
- Kitsunezaki, C. (1982). Some basic problems of shear wave logging by means of the suspension-type sonde. Journal of Mining College, Akita University, Series A 6(2) 93-108.
- Kokusho, T. e. (1982). Dynamic properties of soft clay for wide strain range. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol.22 N°4 1-18.
- Kramer, S. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. USA: Presentice-Hall Inc.
- Lanzo, G., Vucetic, M., & Doroudian, M. (1997). Reduction of shear modulus at small strains in simple shear. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.123 N°11 1035-1042.
- León, J. et al. (1974). Propiedades dinámicas de los suelos, estudio preliminar. Informe interno II-UNAM.
- Marsal, R. y Mazari, M. (1959). El subsuelo de la Ciudad de México. Publicado por la UNAM .
- Martin, P. y Seed, H. (1982). One dimensional dynamic ground response analyses. Journal of the Soil Mechanics and Foundations División, ASCE, Vol. 7, 935-952.
-

- Morales, R. et al. (1989). Resistividades en el ex Lago de Texcoco. Simposio sobre tópicos geológicos de la Cuenca del Valle de México, Sociedad Mexicana de Ingeniería de Suelos.
- Ogura, K. (1979). Development of the suspension type S-wave log system. Oyo technical report, N°1 43-59.
- Ogura, K. (1988). Expansion of applicability for suspension P-S logging . Oyo technical report, N°10 69-68.
- Ovando, E. y Romo, M. (1991). Estimación de las velocidad de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono. Sismodinámica, 107-123.
- Patiño, C. (2009). Influencia de la combinación de tensiones tangenciales estáticas y cíclicas en la evaluación de parámetros dinámicos de un suelo cohesivo. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.
- Puzrin, A. y Burland, J. (1996). A logarithmic stress-strain function for rocks and soils. Geotechnique, 46 No. 1, 157-167.
- Puzrin, A. y Shiran, A. (2000). Effects of the relationship on seismic response of soils. Part I. Constitutive modeling of cyclic behavior of soils. Soil Dynamics Earthquake Engineering , 305-318.
- Puzrin, A. y Shiran, A. (2000). Effects of the constitutive relationship on seismic response of soils. Part II. The site amplification study. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 319-331.
- Rodriguez, M. (2005). Caracterización de la respuesta sísmica de los suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona. Universidad Politecnica de Cataluña.
- Romo, M. (1990). Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión a la Ingeniería de Cimentaciones. Memorias del congreso: El subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo, SMMS.
- Romo, M. (1995). Clay Behavior, Ground Response and Soil-Structure Interaction Studies in Mexico City . St. Louis Missouri : Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- Romo, M. y Ovando, E. (1995). Comportamiento dinámico de las arcillas de la sonda de Campeche. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 567.
- Romo, M. y Ovando, E. (1996). Modelling the dynamic behaviour of Mexican clays. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering.
- Rosenblueth, E. y Ovando, E. (1990). Riesgo Sísmico en el valle de México: una perspectiva geotécnica. Memorias del congreso: El subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo, SMMS.

- Suárez, G. y Jiménez, Z. (1987). Sismos en la Ciudad de México y el terremoto del 19 de Septiembre de 1985. Cuadernos del Instituto de Geofísica, UNAM, N°2.
- Tarback, E. y Lutgens, F. (2005). Ciencias de la Tierra. Una introducción a la geología física. Person Prentice Hall.
- Theirs, G. y Seed, H. (1968). Cyclic stress-strain characteristics of clay . Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol.94 N°2 555-569.
- Vega, L. (2003). Análisis y modelación de algunas propiedades dinámicas de las arcillas del ex Lago de Texcoco. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Vucetic, M. y Dobry , R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotech Engineering, ASCE, Vol. 117 N°1 89-107.
- Vucetic, M. y Dobry, R. (1988). Degradation of marine clays under cyclic loading. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.114 N°2 133-149.
- Xin, H. y Wang, Y. (1995). Cyclic deformation and strength of Dashihe mine slimes. Journal of Hydraulic Engineering, Vol.11 56-62.
- Zeevaert, L. (1973). Foundation engineering for difficult subsoil conditions. Ed. Van Nostrand Reinhold, Nueva York, Caps 5 y 12.
- Zuñiga, F. (2011). Notas introductorias: Sismología. Posgrado en ciencias de la tierra. Centro de Geociencias, UNAM-Campus Juriquilla.
- Zuñiga, F. e. (1997). Peligro Sísmico en Latinoamerica y el Caribe. Instituto Panamericano de Geografía e Historia.