



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS
SUELOS DE ALTA PLASTICIDAD
ENCONTRADOS EN EL LAGO DE TEXCOCO**

TESIS

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Simón Tepalcapa San Miguel

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Juan Manuel Mayoral Villa



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2017



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/045/17

Señor
SIMÓN TEPALCAPA SAN MIGUEL
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS DE ALTA PLASTICIDAD ENCONTRADOS EN EL LAGO DE TEXCOCO"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS
- III. DATOS EXPERIMENTALES
- IV. MODELACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS DE ALTA PLASTICIDAD ENCONTRADOS EN EL LAGO DE TEXCOCO
- V. VALIDACIÓN DE LA PROPUESTA
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 24 de mayo del 2017.
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LOPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

“La libertad, Sancho, es uno de los más preciosos dones que a los hombres dieron los cielos; con ella no pueden igualarse los tesoros que encierra la tierra ni el mar encubre; por la libertad así como por la honra se puede y debe aventurar la vida”

Miguel de Cervantes Saavedra

Dedicatoria

A mis padres, Luz María San Miguel y Leobardo Tepalcapa que les debo todo, por su apoyo constante e incondicional, por su esfuerzo y sacrificio, este trabajo está dedicado especialmente a ustedes. A mi hermano Leobardo por predicar todo valor y virtud con el ejemplo, y por el amor y apoyo que siempre me ha dado. A mis abuelos, tíos y primos, Teodora, Simón, Silvia, Mónica, Beatriz, Santiago, Tonatiuh, Carolina, Daniel y Bruno, por estar a mi lado para superarnos juntos como familia. A mi mejor amigo Oscar Moreno por compartirlo todo y estar presente en mi vida desde que nos conocimos.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería por darme la oportunidad de formarme como persona e ingeniero.

Al Instituto de Ingeniería, UNAM, por darme la oportunidad y apoyo para la elaboración de este trabajo.

Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa por la dirección, asesoramiento y tiempo dedicado a la realización de este trabajo.

A cada uno de mis profesores de Licenciatura por su dedicación y motivación para formar buenos ingenieros y sobretodo buenos seres humanos.

A mis amigos y compañeros de la Facultad de Ingeniería y del Instituto de Ingeniería por haberme dado ánimos para culminar esta etapa y por aquellos momentos inolvidables.



ÍNDICE

RESUMEN	i
OBJETIVO	iii
ALCANCES	iii
INTRODUCCIÓN	1
1 ANTECEDENTES	5
1.1 Desarrollo histórico	5
1.2 Características geotécnicas del subsuelo de la cuenca del valle de México	8
1.3 Comportamiento dinámico de las arcillas	9
1.3.1 <i>Módulo de rigidez al esfuerzo cortante</i>	10
1.3.2 <i>Relación de amortiguamiento</i>	11
1.3.3 <i>Comportamiento general de las propiedades dinámicas</i>	12
1.4 Principales modelos para la predicción de las propiedades dinámicas	14
1.4.1 <i>Hardin-Drnevich</i>	14
1.4.2 <i>Ramberg-Osgood</i>	16
1.4.3 <i>Romo-Jaime-Reséndiz</i>	17
1.4.4 <i>Vucetic-Dobry</i>	20
1.4.5 <i>Romo-Ovando</i>	22
1.4.6 <i>Darendeli-Stokoe</i>	24
1.4.7 <i>Romo-González</i>	25
1.5 Enfoques para determinar el ambiente sísmico	27
1.5.1 <i>Enfoque determinista</i>	27
1.5.2 <i>Enfoque probabilista</i>	28
2 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS	31
2.1 Pruebas de campo	31
2.2 Pruebas de laboratorio	36
2.3 Columna resonante	41
2.3.1 <i>Descripción del equipo</i>	42
2.3.2 <i>Descripción de la prueba</i>	43
2.3.3 <i>Cálculo de los parámetros</i>	48
2.4 Triaxial cíclica	51
2.4.1 <i>Descripción del equipo</i>	51

2.4.2 Descripción de la prueba	54
2.4.3 Cálculo de los parámetros	57
3 DATOS EXPERIMENTALES	63
3.1 Introducción	63
3.2 Pruebas índice	65
3.2.1 Contenido de agua	66
3.2.2 Índice de plasticidad	67
3.2.3 Densidad de sólidos	70
3.2.4 Índice de liquidez e índice de rigidez	71
3.2.5 Clasificación SUCS	73
3.3 Propiedades dinámicas	74
3.3.1 Degradación del módulo de rigidez	79
3.3.2 Relación de amortiguamiento	83
3.3.3 Influencia del índice de plasticidad en las propiedades dinámicas	88
3.3.4 Influencia del esfuerzo confinante efectivo en las propiedades dinámicas	90
4 MODELACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS DE ALTA PLASTICIDAD ENCONTRADOS EN EL LAGO DE TEXCOCO	93
4.1 Modelado con las curvas empíricas propuestas por Romo, Jaime y Reséndiz (1988)	93
4.2 Modelado con las cartas desarrolladas por Vucetic yDobry (1991)	95
4.3 Modelado con las propuestas de Darendeli-Stokoe (2001) y de Romo & González (2011)	97
4.4 Propuesta de ajuste de la deformación angular de referencia	101
5 VALIDACIÓN DE LA PROPUESTA	109
5.1 Caracterización del subsuelo	110
5.3 Ambiente sísmico	115
5.2 Mediciones y estimaciones de la respuesta de sitio	117
6 CONCLUSIONES	125
REFERENCIAS	127
ANEXO A	137





RESUMEN

La caracterización de las propiedades dinámicas del suelo es esencial cuando se usan modelos matemáticos para la predicción de la respuesta sísmica de los depósitos del suelo, así como también para los estudios sísmicos de la interacción suelo-estructura. Las características particulares presentadas por los depósitos de suelo de la zona del Lago de Texcoco, en su mayoría arcillas altamente compresibles intercaladas por lentes de limo arenoso y arena limosa, han conducido recientes investigaciones orientadas a definir las propiedades dinámicas de los geo materiales encontrados en esta área.

Este trabajo presenta los resultados de las pruebas columna resonante y triaxial cíclica realizados para determinar el comportamiento de los suelos blandos encontrados en la región del Lago de Texcoco, en términos de las curvas de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y de relación de amortiguamiento. Dieciséis pruebas de columna resonante, y treinta y tres pruebas de triaxial cíclica fueron realizadas en pruebas gemelas inalteradas, ambas pruebas se efectuaron en condiciones CU (consolidadas no drenadas). Con los resultados experimentales se evaluó la capacidad de predicción de dos modelos matemáticos (Darendeli & Stokoe 2001 y Romo & Gonzales 2011). De los resultados obtenidos, podemos concluir que en suelos de alta plasticidad es necesario caracterizar tanto a la deformación de referencia γ_r , como al índice de plasticidad, IP , para establecer adecuadamente las curvas de degradación del módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento, y con ello aumentar la exactitud de los modelos de predicción. Los valores adecuados de γ_r para los suelos de alta plasticidad encontrados en el Lago de Texcoco fueron obtenidos directamente de los datos experimentales. La propuesta fue validada a través del análisis de cuatro casos estudio, en los que se compararon las predicciones de los análisis de respuesta de sitio con las mediciones reales de cuatro estaciones sismológicas, una de ellas con un arreglo vertical de acelerómetros, considerando los registros de varios eventos sísmicos que van de moderados a grandes. Finalmente se pudo observar que las respuestas de sitio calculadas son concordantes con las respuestas medidas.



OBJETIVO

Evaluar y ajustar los modelos matemáticos existentes, que permitan predecir las propiedades dinámicas de los suelos de manera adecuada, para definir la respuesta sísmica de la zona del Lago de Texcoco.

ALCANCES

Se llevó a cabo una investigación bibliográfica sobre los métodos enfocados a la predicción del comportamiento dinámico de los suelos, se estudiaron las ventajas, limitaciones y actualizaciones de cada uno, una vez seleccionados aquellos que ofrecen las mejores predicciones, estos fueron utilizados para comparar sus estimaciones con los datos experimentales.

Dadas las discrepancias entre los datos modelados y los experimentales, se realizó un estudio paramétrico de las variables que intervienen en estos modelos, concluyendo que en suelos de alta plasticidad es necesario caracterizar tanto a la deformación de referencia γ_r , como al índice de plasticidad, IP . Debido a que la deformación angular fue identificada con el parámetro más preponderante y que los modelos de predicción fueron fuertemente afectados por la alta dispersión observada entre γ_r y IP , se propuso un enfoque basado directamente en los datos de laboratorio, el cual mejora sustancialmente las capacidades predictivas de los modelos estudiados.

Con los datos obtenidos a partir de los modelos ajustados se llevaron a cabo análisis sísmicos en cuatro casos estudio con el fin de obtener la respuesta de sitio y compararla con la respuesta medida, con ello se comprobó la utilidad de una correcta predicción en las propiedades dinámicas.



INTRODUCCIÓN

Uno de los principales problemas a resolver en la ingeniería sísmica es la caracterización del ambiente sísmico a utilizar en el análisis y diseño de estructuras. Se ha observado que esto es influenciado por factores como la magnitud del sismo, la distancia desde el sitio de origen de la liberación de energía, las características geológicas a lo largo del trayecto de transmisión de la onda desde el origen al sitio, el mecanismo de origen del sismo, los efectos de interferencia de onda relacionados con la dirección y la velocidad de ruptura de la falla y las condiciones locales del subsuelo (Seed et al., 1983). Entre estos factores, en esta investigación se ha dado una especial importancia a las condiciones locales del subsuelo. En 1985 en la Ciudad de México fue verificado que en los depósitos arcillosos en la zona del Lago de Texcoco, variaciones relativamente pequeñas en la distribución del espesor y de las propiedades dinámicas con la profundidad dieron lugar a importantes modificaciones de la respuesta sísmica en la superficie del terreno. Esto ha hecho evidente que la variabilidad en la distribución de las propiedades dinámicas con la profundidad de las arcillas afecta significativamente la intensidad del movimiento sísmico en esta región. Por lo tanto, una caracterización apropiada de los depósitos arcillosos es esencial para una correcta definición del ambiente sísmico.

El área de estudio es la zona del Lago de Texcoco que se localiza en la parte noreste del Valle de México, esta presenta tanto condiciones geológicas complejas, como capas con importante espesor de arcillas lacustres de alta compresibilidad intercaladas con lentes de limo arenoso y arena limosa, estos depósitos arcillosos han sido estudiados por varios investigadores (Jaime and Romo, 1988; Romo, 1995; Mayoral et al., 2008). El comportamiento dinámico de un depósito de suelo sujeto a carga cíclica está regido por

propiedades dinámicas de los geo materiales que lo forman (módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y relación de amortiguamiento, λ), que dependen del esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , el índice de plasticidad IP , y la consistencia relativa I_r .

Las propiedades dinámicas de los suelos blandos están ligados a la deformación angular (como la provocada por la actividad sísmica), para pequeñas deformaciones ($\gamma < 10^{-2}\%$) la respuesta del suelo es relativamente lineal, ya que no se disipa mucha energía por histéresis y la degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante es mínimo; esto es considerando que G permanece prácticamente constante, sin embargo cuando se presentan grandes deformaciones ($\gamma > 10^{-2}\%$), la respuesta del sitio empieza a ser no lineal ya que más energía es disipada y la degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante se empieza a incrementar notablemente (Romo *et al.*, 1989).

Este trabajo se ha organizado de la siguiente manera:

El Capítulo 1 presenta una breve reseña del origen y desarrollo de la dinámica de suelos, un resumen de la formación (desde un punto geológico) de las condiciones geotécnicas que prevalecen en la Cuenca del Valle de México, una introducción del comportamiento dinámico de las arcillas, algunos de los principales modelos que han sido desarrollados para su predicción (comportamiento dinámico de las arcillas) y los enfoques para determinar el ambiente sísmico.

En el Capítulo 2 se presentan algunas de las pruebas de campo y laboratorio que se utilizan para determinar las propiedades dinámicas de los suelos, así como sus ventajas y limitaciones. Asimismo se presentan las características de los equipos, las descripciones de las pruebas y el cálculo de los parámetros (columna resonante y triaxial cíclica) que se utilizaron para obtener los datos empleados en este trabajo.

En el Capítulo 3 se presentan los resultados de las pruebas de laboratorio (índice y dinámicas) con las cuales se obtuvo la clasificación (SUCS) y el comportamiento de las propiedades dinámicas de las muestras. Asimismo se realizó una depuración de resultados



para identificar aquellos que son útiles para definir el comportamiento de las propiedades dinámicas.

En el Capítulo 4 se realiza el modelado de las propiedades dinámicas con curvas empíricas y modelos matemáticos, con el fin de verificar su capacidad predictiva mediante su comparación con los datos experimentales. Asimismo se presenta una propuesta de ajuste para mejorar la capacidad predictiva de los modelos matemáticos.

En el Capítulo 5 se realiza la validación de la propuesta mediante cuatro casos estudio, en los cuales se utilizan los datos de tres estaciones sismológicas y un arreglo vertical para ser comparados con los obtenidos por medio del análisis de respuesta sitio

Finalmente en el Capítulo 6 se presentan las conclusiones alcanzadas mediante este trabajo.



1. ANTECEDENTES

1.1 Desarrollo histórico

La dinámica de suelos tiene su origen en Japón, en donde Mononobe y Matsuo (1929) estudiaron la presión lateral sísmica, mientras que Saita y Szuzuki (1934) señalaron la importante relación entre el daño estructural y las condiciones locales del sitio. Posteriormente en 1935 Sezama y Kanai estudiaron la interacción dinámica suelo-estructura, y en 1936 Mononobe introdujo el modelo de la viga de cortante para el análisis sísmico de presas de tierra. Durante la década de los años 30 surgió tanto en Alemania como en la ex Unión Soviética trabajos enfocados al diseño de cimentaciones para maquinaria, los alemanes se basaron en la suposición de que la masa de suelo inmediatamente debajo de la cimentación se movía como cuerpo rígido y en fase con la cimentación, mientras que los soviéticos hicieron uso del concepto de módulo de reacción elástico y de la teoría del semi-espacio elástico para calcular constantes de resorte, sin embargo aunque estos fueron avances destacados fue a partir de 1950 que se realizaron grandes esfuerzos en la investigación del fenómeno de propagación de ondas en el terreno, estos trabajos fueron alentados por el gobierno de los Estados Unidos al que le interesaba conocer los efectos de las explosiones nucleares, por lo que es precisamente este el detonador de la medición de las propiedades dinámicas y por ende del equipo necesario y el procedimiento de ensaye para realizar estas mediciones.

A partir de 1964 la investigación y desarrollo de soluciones para el diseño sísmico de estructuras se intensificó debido a los sismos de Anchorage, Alaska (Seed, 1966) y Niigata, Japón (Seed, Lee, e Idriss, 1969), lo cual derivó en la creación de soluciones para el diseño de plantas nucleares, plataformas costeras y presas de tierra.



Figura 1.1 Daños provocados por la falla del suelo en Anchorage, Alaska 1964



Figura 1.2 Volteo de edificios de departamento por pérdida de capacidad de carga en Niigata, Japón 1964

En México la mayor parte de las investigaciones fueron realizadas a partir del sismo de 1985 ya que este afectó gravemente a la Ciudad de México que es la capital y la ciudad más poblada de nuestro país, algunas de estas investigaciones se orientaron en tratar de

caracterizar: la sismicidad de la región (Rosenblueth, 1987; Esteva y Ordaz, 1989; Singh y Ordaz 1994; Pérez-Rocha, Sánchez-Sesma, Singh y Reinoso, 2000), la respuesta de sitio (Romo, 1976; Romo y Jaime, 1986; Seed y Sun, 1989; Rosenblueth y Ovando, 1991; Lermo y Chávez-García, 1994, Romo 1995; Mayoral, Romo y Osorio, 2006; Mayoral *et al.*, 2008; Osorio y Mayoral 2012). Por lo que se han realizado un gran número de campañas de exploración del subsuelo con el fin de estudiar las condiciones geodinámicas prevalecientes en la ciudad de México.



Figura 1.3 Complejo de apartamentos en Pino Suarez derrumbado, México 1985

Sin embargo, en su mayoría estas investigaciones se realizaron en las zonas donde ocurrieron los daños más severos durante el terremoto de 1985, por lo que las zonas circunvecinas a la ciudad de México o bien aquellas que no habían sido urbanizadas permanecen aún sin ser caracterizadas de manera adecuada. Aunque se han llevado a cabo campañas de exploración en los últimos años, estas se han centrado en la estratigrafía y no en las propiedades dinámicas, las cuales son necesarias para obtener la respuesta sísmica de un sitio y posteriormente realizar un análisis de interacción suelo-estructura para el diseño de cualquier construcción.

1.2 Características geotécnicas del subsuelo de la Cuenca del Valle de México

Desde un punto de vista geológico, hace 600 mil años el Valle de México era una cuenca abierta la cual se drenaba hacia el sur por los ríos Salado y Cuautla, los cuales escurrían hacia el océano Pacífico dentro del valle que se encuentra entre la sierra Nevada (volcanes Popocatepetl e Iztaccíhuatl) y la sierra de Las Cruces, debido a esto se generaron grandes depósitos de material aluvial (arenas y limos) en el fondo del Valle, en esta época emergió al sur la Sierra de Chichinautzin, que divide actualmente a la Cuenca del Valle de México de la Cuenca de Morelos, lo que bloqueo el antiguo drenaje y convirtió al Valle de México en una cuenca cerrada en donde se formaron los lagos de Zumpango, Xaltocan, Texcoco, Xochimilco y Chalco. Estos lagos permitieron el depósito de arcillas finas muy impermeables en el fondo, formando una capa de depósitos lacustres de unos 50 metros de espesor, asimismo hace 600, 430 y 270 mil años hubo periodos de actividad volcánica que provocaron el depósito de ceniza y vidrio volcánico en las faldas de las sierras al poniente y oriente del valle.

Los lagos de Xochimilco y Chalco se ubicaban en la parte baja de la cuenca, estos estaban cubiertos con vegetación flotante y contenían aguas dulces debido al flujo de numerosos arroyos. Los lagos de poca profundidad, Zumpango y Xaltocan, se ubicaban en la parte alta, por lo que en época de lluvias descargaban sus excedentes al lago de Texcoco. El lago de Texcoco era el más extenso de todos, se ubicaba en la parte central de la cuenca ocupando una superficie de entre 700 y 1,000 kilómetros cuadrados, recibía agua de los lagos contiguos y su salinidad era alta debido a que sus únicas pérdidas de agua eran a través de la evaporación y la infiltración.

En 1959 Marsal y Mazarí propusieron dividir en tres zonas geotécnicas el subsuelo del Valle de México (Zona de Lago, Zona de Transición y Zona de Lomas), esta zonificación se sustentó en varias campañas de exploración y sigue siendo un punto de referencia, para la zona del Lago de Texcoco se estableció la siguiente estratigrafía:



- Costra Superficial: Arcillas consolidadas por secado solar, arenas limosas y limos arcillosos, con espesor promedio de 1.5m, el cual aumenta en las cercanías de la sierra de Guadalupe. Esta formación se caracteriza por la presencia de grietas.
- Formación Arcillosa Superior (FAS): Arcillas plásticas de consistencia blanda con intercalaciones de lentes de arcilla limosa, de limo arenoso y vidrio volcánico, su espesor promedio es de 22 m.
- Capa Dura: Limos arenosos y arenas limosas con un espesor medio de 4 metros.
- Formación Arcillosa Inferior (FAI): Arcillas plásticas de consistencia media a dura que son intercaladas con lentes de arcilla limosa, de limo arenoso y vidrio volcánico, su espesor promedio es de 15 m, el cual disminuye hacia el oriente y al norte.
- Depósitos profundos: se encuentran a partir de 50 metros y están constituidos por una serie de arenas limosas y limos arenosos cementados con arcillas duras y carbonatos de calcio.

1.3 Comportamiento dinámico de las arcillas

Como se ha discutido anteriormente, para realizar el análisis de una estructura durante un sismo es necesario realizar la caracterización el subsuelo, para ello se toman en cuenta las propiedades que más influyen en la propagación de onda (rigidez y amortiguamiento) ya que otras propiedades (relación de Poisson y la densidad) tienen menor influencia o tienden a caer dentro de rangos relativamente estrechos, además de que la variación de la rigidez y amortiguamiento exhibe un comportamiento no lineal con respecto al nivel de deformación. Para obtener la variación de estas propiedades es necesario realizar pruebas dinámicas de laboratorio a muestras inalteradas de suelo.

Cuando una muestra de suelo es sometida a carga dinámica, en general ocurren dos tipos de deformaciones, una transitoria y otra permanente que se acumula durante la aplicación de esfuerzos cíclicos, en la Figura 1.4 se muestran ambas componentes de la deformación, es importante mencionar que la deformación cíclica o transitoria es la que se emplea para definir los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo, y la deformación

permanente se usa para estimar los desplazamientos permanentes en las cimentaciones causados por la acción de los sismos.

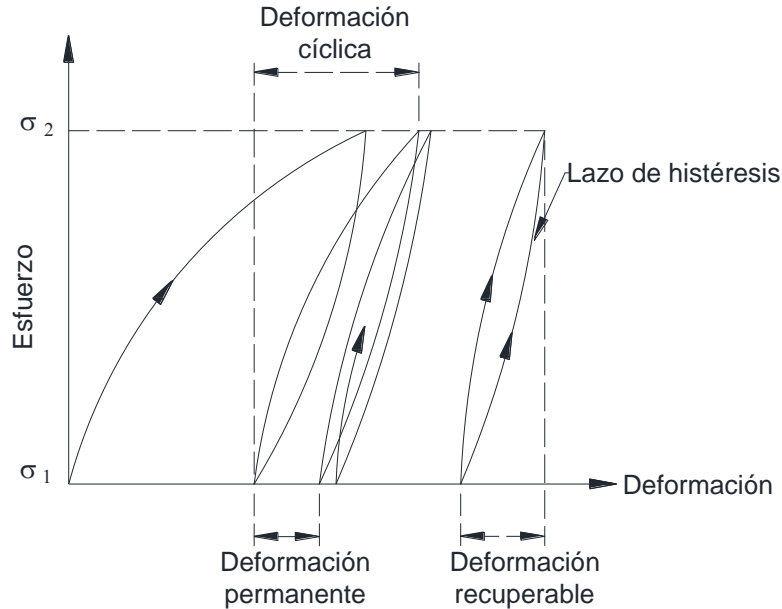


Figura 1.4 Esquema típico de las deformaciones generadas por carga cíclica

Durante una prueba de carga cíclica la deformación recuperable permanece constante mientras que la deformación permanente puede presentar dos casos:

- La magnitud de la deformación disminuye sucesivamente con cada ciclo de carga, por lo que el suelo tiende a un patrón de equilibrio y da como consecuencia un lazo de histéresis cerrado.
- La magnitud de la deformación aumenta con cada ciclo hasta que llega a la falla.

Aunque las propiedades dinámicas son calculadas con respecto a la deformación recuperable, el suelo debe presentar un lazo de histéresis cerrado por lo que es importante tener a consideración los dos tipos de deformación durante un ensayo cíclico.

1.3.1 Módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G .

El módulo de rigidez al esfuerzo cortante, es básicamente la pendiente de la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación angular sin embargo esta no permanece constante

como se puede apreciar en la Figura 1.5, por lo que se debe estimar por medio de la obtención de un lazo de histéresis para cada amplitud de deformación.

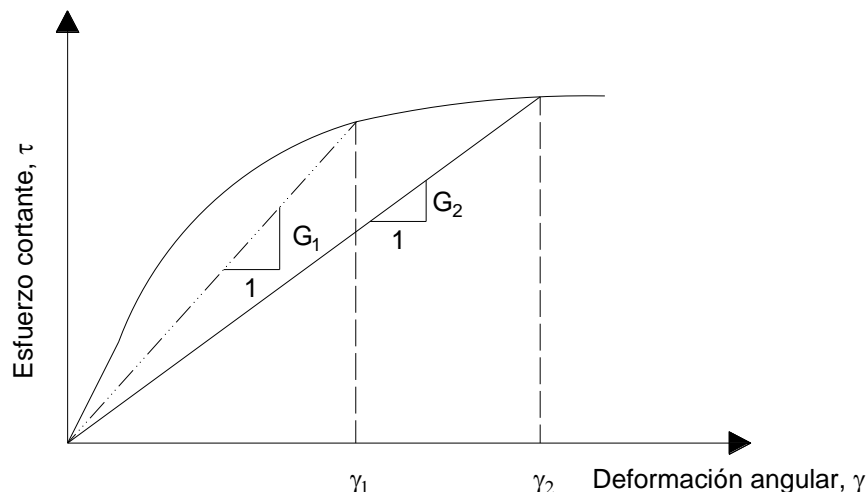


Figura 1.5 Variación del módulo de rigidez con respecto a la deformación angular

La inclinación del lazo de histéresis depende de la rigidez del suelo, y ésta a su vez puede ser determinada en cualquier punto del proceso de carga por medio de la pendiente de la recta tangente (G_{tan}) en dicho punto del lazo de histéresis, como se puede observar en la Figura 1.6 la rigidez cambia a lo largo de todo el ciclo de carga, por lo que se debe estimar con la pendiente de la línea secante (G_{sec}) que conecta los puntos finales del lazo de histéresis, ya que está representa la media de la rigidez del suelo durante un ciclo de carga.

1.3.2 Relación de Amortiguamiento, λ

Durante una prueba con carga cíclica la energía liberada durante la descarga es inferior, a la energía almacenada durante la carga, por consiguiente, existe una disipación de energía, la cual es resultado de la fricción interna entre las partículas de suelo y se conoce como amortiguamiento histérico, ζ ; este amortiguamiento es medido como la proporción entre la energía disipada y la energía almacenada por deformación durante un ciclo de carga.

En 1960 Jacobsen propuso realizar el cálculo de la relación amortiguamiento histérico por medio de una relación de amortiguamiento equivalente, λ_{eq} , que se determinó con ayuda del lazo histérico, ya que la energía disipada está representada por el área encerrada dentro del

lazo de histéresis (A_L) y la máxima energía almacenada es representada por el área del triángulo (A_T) que es calculada usando el pico de esfuerzo (τ_p) y el pico de deformación angular (γ_p), como se muestra en la Figura 1.6.

Es importante mencionar que por fines prácticos el módulo de rigidez secante, G_{sec} , será referido en el resto de este trabajo simplemente como módulo de rigidez, G , la relación de amortiguamiento equivalente, λ_{eq} , será referenciada únicamente como relación de amortiguamiento, λ , y la amplitud de la deformación angular, sea simplemente mencionada como deformación angular, γ , esto debido a que así son mencionados en la mayoría de la literatura disponible sobre este tema.

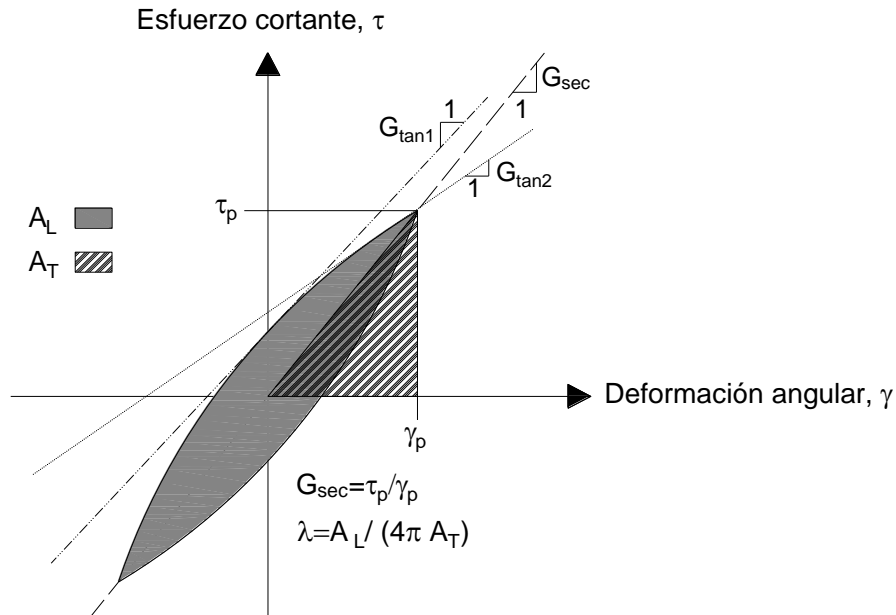


Figura 1.6 Estimación del módulo de rigidez y del amortiguamiento durante una prueba de carga cíclica

1.3.3 Comportamiento general de las propiedades dinámicas

Debido a que los suelos tienen un comportamiento no lineal asociado a la deformación angular generada durante un sismo, ésta se considera como el factor que más afecta a las propiedades dinámicas (rigidez y amortiguamiento). A deformaciones pequeñas ($\gamma = 10^{-4}$ %) la respuesta de los suelos arcillosos es lineal por lo que se estima que el amortiguamiento es pequeño y el módulo de rigidez permanece constante; a este valor del

módulo de rigidez se le conoce como, G_{max} , aunque teóricamente no existe disipación de energía cuando el suelo tiene un comportamiento lineal, se ha comprobado experimentalmente que incluso a niveles muy bajos de deformación algo de energía es disipada, por lo que la relación de amortiguamiento nunca es cero y mantiene un valor constante conocido como relación de amortiguamiento mínimo, λ_{min} , hasta que el suelo deja de tener un comportamiento lineal. A deformaciones ($\gamma > 10^{-2}$ %) el suelo comienza a disipar más energía por histéresis y el módulo de rigidez disminuye.

Para representar la variación de las propiedades dinámicas con respecto a la deformación se ha propuesto el uso de curvas “resumen” que ayudaran a simplificar la información generada en el laboratorio, para la rigidez se utiliza una curva de degradación del módulo de rigidez normalizada con respecto a su valor máximo, y para el amortiguamiento una curva de incremento de la relación de amortiguamiento, ambas propiedades son graficadas contra la deformación angular en porcentaje. Las Figuras 1.7 y 1.8 presentan un ejemplo del comportamiento general de las curvas características de las propiedades dinámicas.

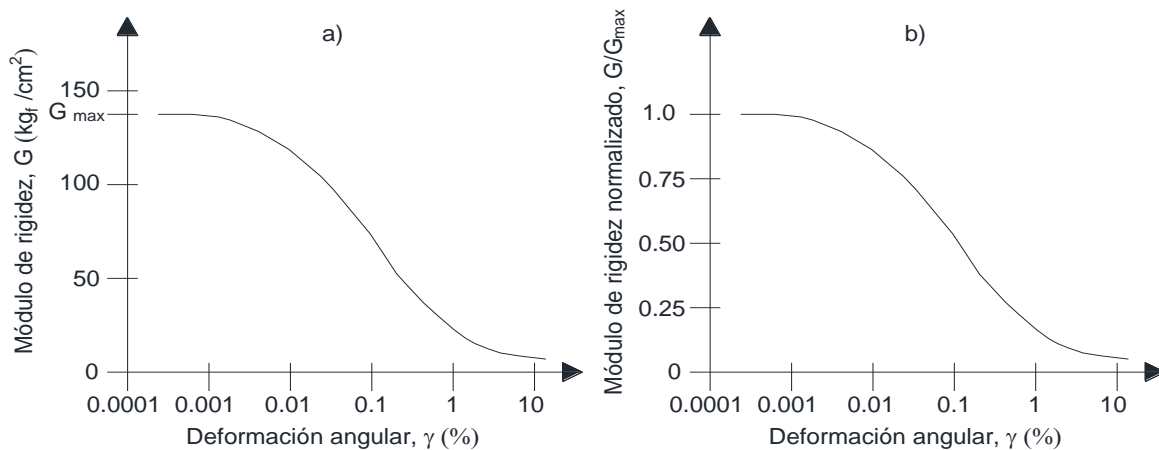


Figura 1.7 a) Curva de degradación del módulo de rigidez, b) Curva de degradación del módulo de rigidez normalizada con respecto a G_{max}

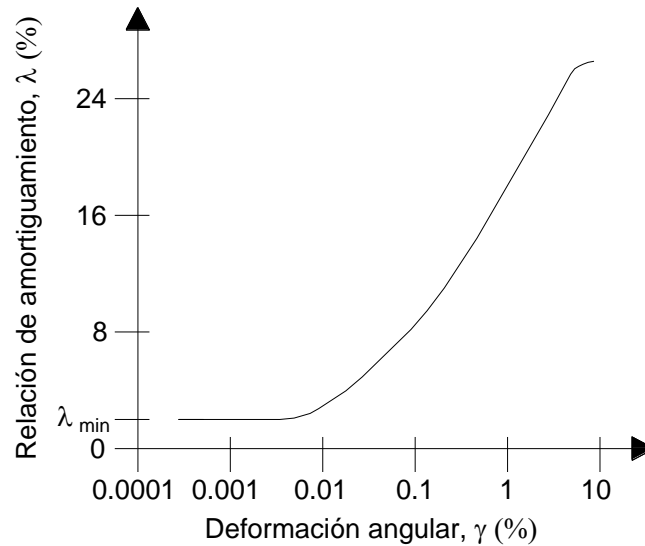


Figura 1.8 Curva de incremento de la relación de amortiguamiento

1.4 Principales modelos para la predicción de las propiedades dinámicas

La medición de las propiedades dinámicas del suelo siempre ha tenido que lidiar con obstáculos que van desde la disponibilidad del equipo necesario hasta el costo de realización, debido a ello, perennemente ha existido una tendencia a desarrollar tanto curvas empíricas como modelos que puedan correlacionar parámetros que sean fáciles de obtener con las propiedades dinámicas. A continuación se presentan algunas de las curvas empíricas G/G_{max} - $\log \gamma$ y λ - $\log \gamma$, más ampliamente utilizadas en la práctica de la ingeniería, así como algunos de los modelos más relevantes y conocidos que tienen la finalidad de obtener estas mismas curvas.

1.4.1 Hardin-Drnevich.

El primer estudio enfocado en identificar los parámetros que influyen en el comportamiento no lineal del suelo, fue el realizado por Hardin y Drnevich en 1972. La Tabla 1.1 muestra la lista de parámetros y su relativa importancia en términos de su influencia en los parámetros dinámicos (G , λ).



Tabla 1.1 Nivel de influencia de distintos parámetros en las propiedades dinámicas, Hardin y Drnevich (1972)

Parámetro	Impacto en G		Impacto en λ	
	Arenas limpias	Suelos cohesivos	Arenas limpias	Suelos cohesivos
Deformación angular	***	***	***	***
Esfuerzo confinante efectivo	***	***	***	***
Relación de Vacíos	***	***	***	***
Número de ciclos de carga	+	*	***	***
Grado de saturación	*	***	**	-
OCR	*	**	**	**
Sobre esfuerzo efectivo	**	****	**	**
Esfuerzo cortante octaédrico	**	**	**	**
Frecuencia de carga (arriba de 0.1 Hz.)	*	*	*	**
Otros efectos del tiempo (Tixotropía)	*	**	*	**
Características del suelo (tamaño, forma, mineralogía)	*	*	*	*
Estructura del suelo	*	*	*	*
Cambios volumétricos por deformaciones angulares menores a 0.5%	-	*	-	*

*** Muy importante

** Importante

* Relativamente sin importancia

+ Relativamente sin importancia excepto para arenas saturadas

- Importancia desconocida

Derivado de sus investigaciones, Hardin y Drnevich también plantearon que una relación hiperbólica podía ser utilizada para relacionar el esfuerzo a cortante y la deformación angular en el modelado del comportamiento dinámico mediante la siguiente ecuación:

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad 1.1$$

donde:

τ es el esfuerzo a cortante, kgf/cm²

γ es la deformación angular, mm/mm

G_{max} es el módulo de rigidez al esfuerzo cortante para deformaciones angulares pequeñas, kgf/cm²

τ_{max} es la resistencia al esfuerzo cortante, kgf/cm²

Para este modelo se definió una deformación angular de referencia (Ecuación 1.2), que se muestra a continuación y que permite reformular la Ecuación 1.1 para obtener como resultado una curva normalizada de degradación del módulo al esfuerzo cortante (Ecuación 1.3)

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \quad 1.2$$

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad 1.3$$

De manera similar también propusieron una ecuación para poder predecir la relación de amortiguamiento, la cual está en términos del resultado de la Ecuación 1.3 y de la relación máxima de amortiguamiento (Ecuación 1.4), la cual se puede obtener experimentalmente.

$$\lambda = \lambda_{max} \left(1 - \frac{G}{G_{max}} \right) \quad 1.4$$

Debido a la complejidad en el cálculo de los parámetros que intervienen en este modelo, su uso en la práctica fue limitado, sin embargo representa un enorme avance en la caracterización del comportamiento dinámico de los suelos.

1.4.2 Ramberg-Osgood

En la década de los 70's Ramberg y Osgood presentaron un modelo para la predicción del comportamiento dinámico de los suelos, el cual estima el módulo de rigidez normalizado y la relación de amortiguamiento mediante las siguientes expresiones:



$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f}\right)^{r-1}} \quad 1.5$$

$$\lambda = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \left(1 - \frac{G}{G_{max}}\right) \quad 1.6$$

donde:

τ es el esfuerzo a cortante, kgf/cm^2

τ_f es el esfuerzo a cortante de referencia en campo, kgf/cm^2

r y α son parámetros que permiten ajustar la forma y posición de la curva.

El parámetro r se obtiene sustituyendo los valores de un punto conocido (λ , G/G_{max}) en la Ecuación 1.6, mientras que el valor del parámetro α se puede obtener mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{\gamma_f}{\gamma_r} - 1 \quad 1.7$$

donde:

γ_f es la deformación angular a la falla, %

γ_r es la deformación angular de referencia y es igual a la utilizada en el modelo Hardin-Drnevich (Ecuación 1.2), %

Como se puede apreciar el modelo de Ramberg-Osgood tiene la misma configuración que el de Hardin-Drnevich sin embargo este permite obtener un mejor ajuste de las curvas debido a los parámetros r y α .

1.4.3 Romo-Jaime-Reséndiz

Debido al daño producido por el sismo de 1985 se realizaron diversas investigaciones que ayudaron a entender mejor el comportamiento no lineal de los depósitos de suelo encontrados en la Ciudad de México (Romo y Jaime, 1986; Rojas, Romo e Hiriart, 1987), lo cual derivó que en 1988 Romo, Jaime y Reséndiz propusieran un modelo hiperbólico para determinar el módulo de rigidez al esfuerzo cortante (Ecuación 1.8).

$$\frac{G}{G_{max}} = 1 - \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{a + b \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)} \quad 1.8$$

donde:

- γ es la deformación angular, %
- γ_r es la deformación angular de referencia, %
- a, b son parámetros que dependen del tipo de material

Los valores de γ_r , a y b fueron calibrados para distintas zonas del valle de México con curvas obtenidas experimentalmente mediante pruebas de columna resonante y triaxial cíclica, estos valores son presentados en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2 Valores de los parámetros de la Ecuación 1.8 para distintas zonas del valle de México

Parámetro	Zona preconsolidada de lago de Texcoco	Zona virgen de lago de Texcoco	Zona de los lagos Xochimilco-Chalco
γ_r [%]	0.3	0.6	0.4
a [-]	0.95	0.95	0.95
b [-]	1.05	1.05	1.05

Además del modelo para predecir el módulo de rigidez al esfuerzo cortante se proporcionaron curvas frontera que cubrían el rango en que se presentaron los datos experimentales, dentro de estas fronteras se trazó una curva media que es aquella que se obtiene de sustituir los valores de la Tabla 1.2 en la Ecuación 1.8, con respecto a la relación de amortiguamiento sólo se presentó una sola curva media para todas las zonas lacustres estudiadas debido a que se determinó que es menos sensible a la deformación angular. Las curvas frontera y media de cada zona estudiada por Romo, Jaime y Reséndiz se presentan en la Figuras 1.9, 1.10 y 1.11.

Posteriormente se puntualizó en otra investigación (Jaime, Reséndiz y Romo, 1988) que tanto el modelo Ramberg-Osgood como el Romo-Jaime-Reséndiz son adecuados para realizar la predicción de las propiedades dinámicas sin embargo se debe resaltar que el modelo Ramberg-Osgood no se limitaba al módulo de rigidez al esfuerzo cortante por lo que se le consideró más integral.

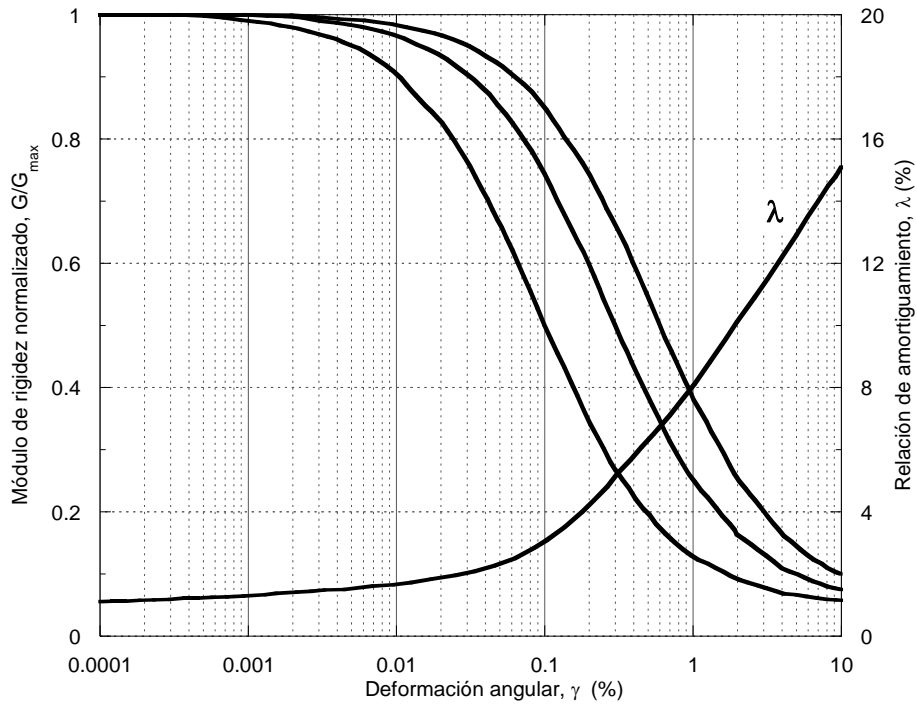


Figura 1.9 Módulo de Rigidez y relación de amortiguamiento para la zona preconsolidada del lago de Texcoco

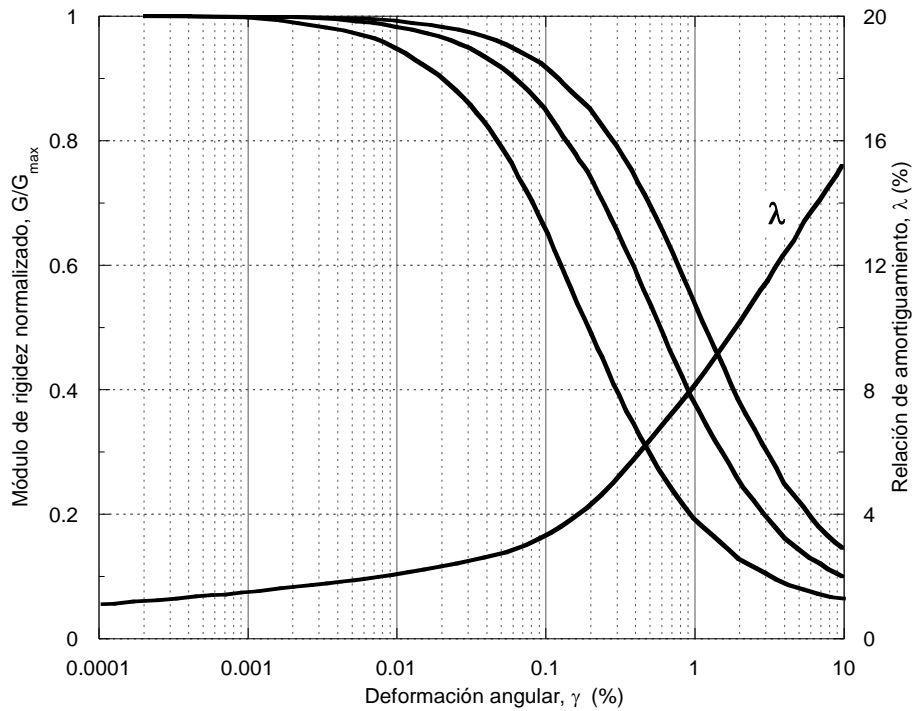


Figura 1.10 Módulo de Rigidez y relación de amortiguamiento para la zona virgen del lago de Texcoco

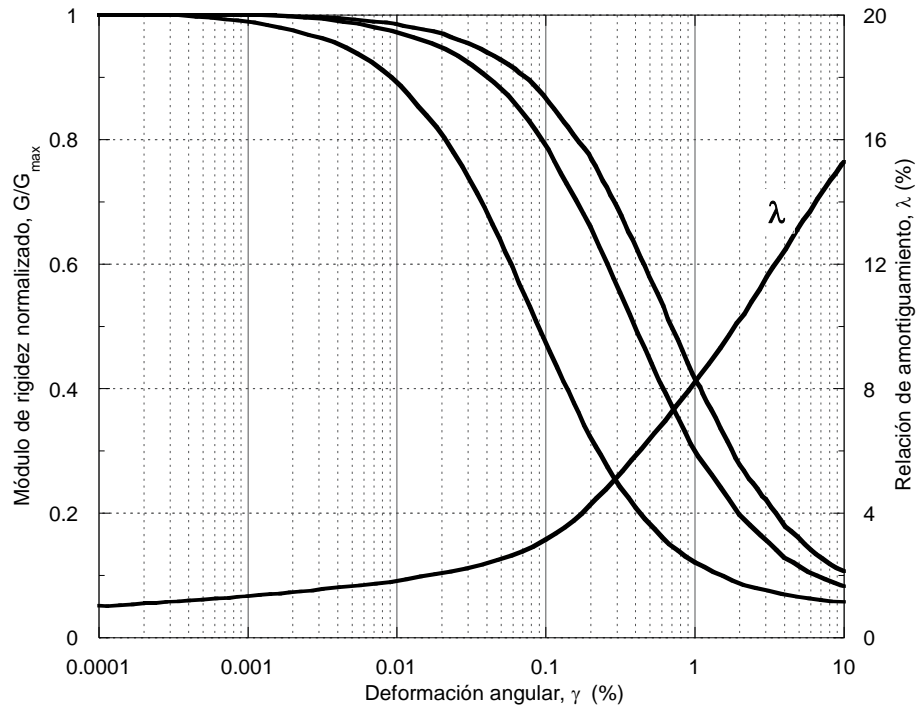


Figura 1.11 Módulo de Rigidez y relación de amortiguamiento para la zona de los lago de Xochimilco y Chalco

1.4.4 Vucetic-Dobry

Para 1991 ya se habían realizado varias investigaciones (Anderson y Stokoe, 1978; Dobry y Vucetic, 1987; Hardin, 1978; Hardin y Drnevich, 1972; Idriss et al., 1976; Ishihara, 1986; Kim y Novak, 1981; Kokusho et al., 1982; Marcuson y Wahls, 1972; Matsui et al., 1980; Richart, 1975; Richart et al., 1970; Romo y Jaime, 1986; Seed e Idriss, 1970; Vucetic, 1988; Vucetic y Dobry, 1988) enfocadas a evaluar la influencia de diferentes factores (tipo de suelo, relación de vacíos, esfuerzo efectivo en campo, el OCR, la edad geológica, etc.) en las propiedades dinámicas de los suelos, en el trabajo realizado por Vucetic y Dobry se analizó el efecto de los factores antes mencionados focalizándose en la influencia del tipo de suelo caracterizado por su índice de plasticidad.

Mediante el uso de los datos experimentales de 16 investigaciones (Nishigaki, 1971; Seed e Idriss, 1970; Leon et al., 1974, Romo y Jaime, 1986; Anderson y Richart, 1976; Zen et al., 1978; Koutsoftas y Fischer, 1980; Kim y Novak, 1981; Andreasson, 1981; Lodde y Syokoe, 1982; Kokusho et al., 1982; Andersen, 1983; Anderson et al., 1983; Seed et al.,

1986; Vucetic y Dobry, 1986; Romo, Jaime y Reséndiz, 1988; Tan y Vucetic, 1989) se dedujo que tanto la relación de vacíos, e , como el índice de plasticidad, IP , presentaban buenos factores de correlación con respecto al comportamiento dinámico de las muestras, sin embargo se consideró que para obtener la relación de vacíos es necesario obtener muestras inalteradas, mientras que para el índice de plasticidad no lo es, por lo que se estableció a este último como factor de control, esto resultó muy conveniente debido a que los límites Atterberg necesarios para obtener el índice de plasticidad son algunos de los ensayos más simples, baratos y bien establecidos de realizar. La investigación de Vucetic y Dobry derivó en el desarrollo de dos cartas que relacionan el módulo de rigidez normalizado, G/G_{max} , y la relación de amortiguamiento, λ , con el índice de plasticidad, estas cartas tuvieron como objetivo ser utilizadas ampliamente en la práctica ya que los modelos que hasta entonces se habían desarrollado requerían de datos experimentales obtenidos de pruebas dinámicas. Las Figuras 1.12 y 1.13 muestran las cartas mencionadas.

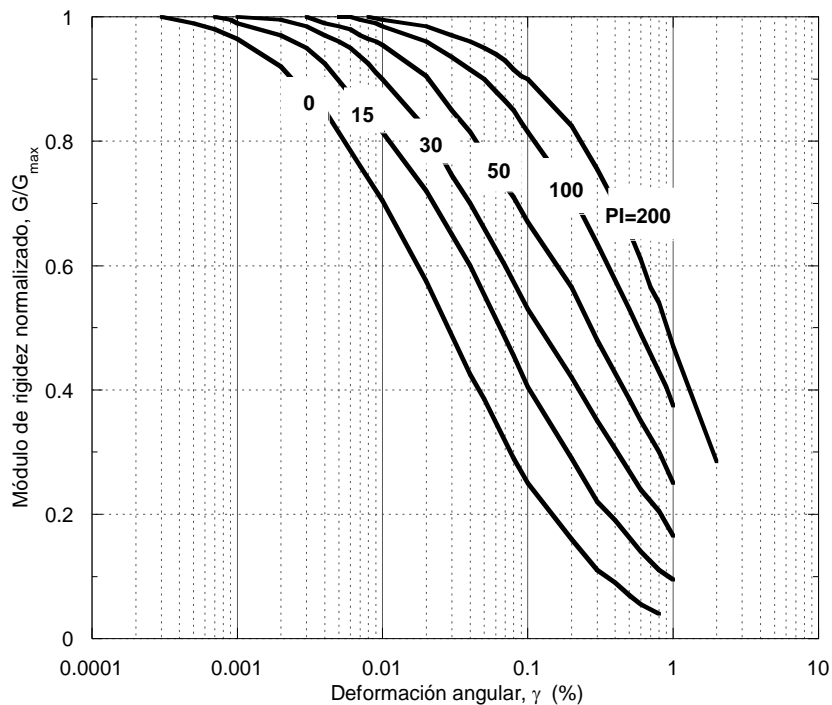


Figura 1.12 Carta propuesta por Vucetic y Dobry que relaciona el índice de plasticidad con el comportamiento dinámico del módulo de rigidez normalizado

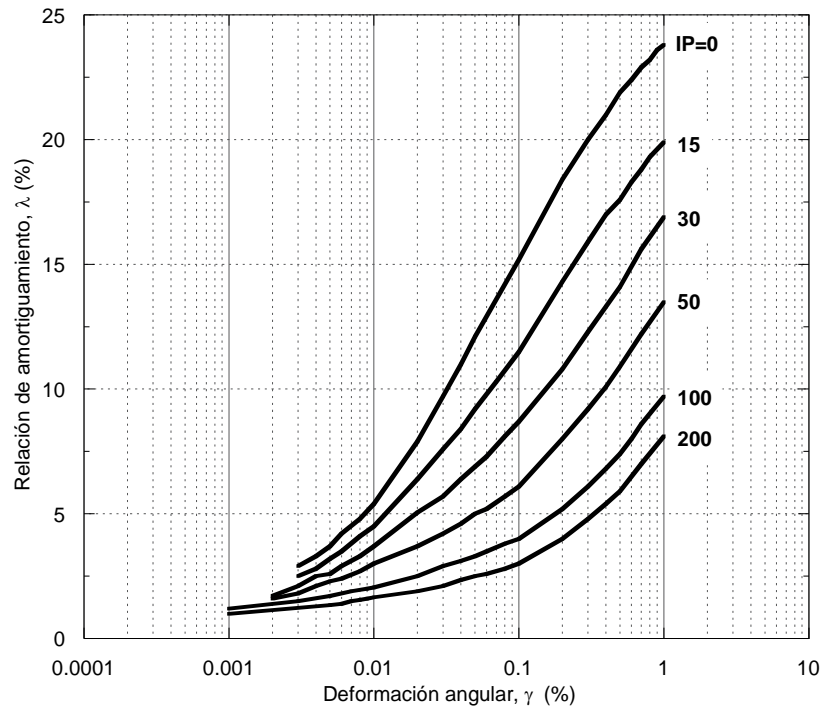


Figura 1.13 Carta propuesta por Vucetic y Dobry que relaciona el índice de plasticidad con el comportamiento dinámico de la relación de amortiguamiento

1.4.5 Romo-Ovando

Influenciados por los resultados obtenidos por Vucetic y Dobry (1991) Romo y Ovando (1996) propusieron un modelo tipo Masing, en el que los parámetros del modelo están ligados a la caracterización del suelo por medio del índice de plasticidad y de la consistencia relativa, sin embargo la relación de dichos parámetros se realizó mediante curvas empíricas, las expresiones y graficas utilizados en dicho modelo son presentan a continuación:

$$\frac{G}{G_{max}} = 1 - H(\gamma) \quad 1.9$$

$$\lambda = [\lambda_{max} - \lambda_{min}]H(\gamma) + \lambda_{min} \quad 1.10$$

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^{A'} \quad 1.11$$

$$A' = A + I_r \quad 1.12$$

donde:

- λ_{max} es la relación de amortiguamiento antes de llegar a la falla bajo carga dinámica, %
- λ_{min} es la relación de amortiguamiento para el rango de deformaciones en el cual el comportamiento del suelo es elástico, %
- γ es la deformación angular, %
- γ_r es la deformación angular de referencia y se estima mediante la gráfica 1.14
- A, B son parámetros de forma que se estiman mediante las gráficas 1.15 y 1.16 respectivamente
- I_r es el índice de rigidez o consistencia relativa y se calcula como: $I_r = (LL-w)/IP$

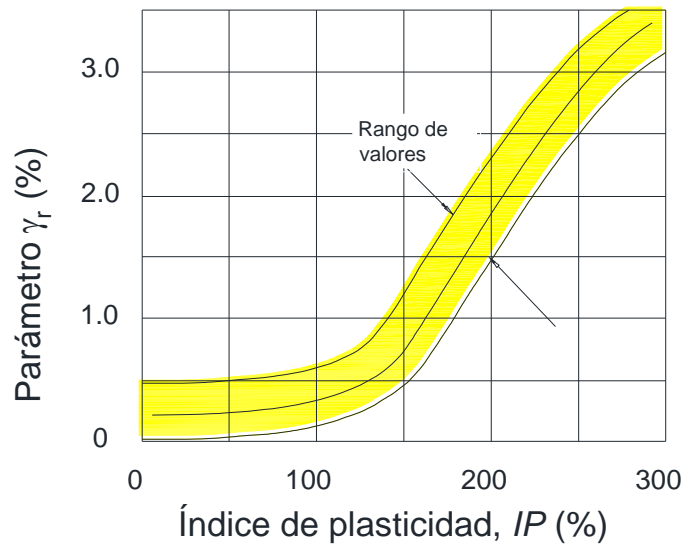


Figura 1.14 Efecto del índice de plasticidad en el parámetro γ_r

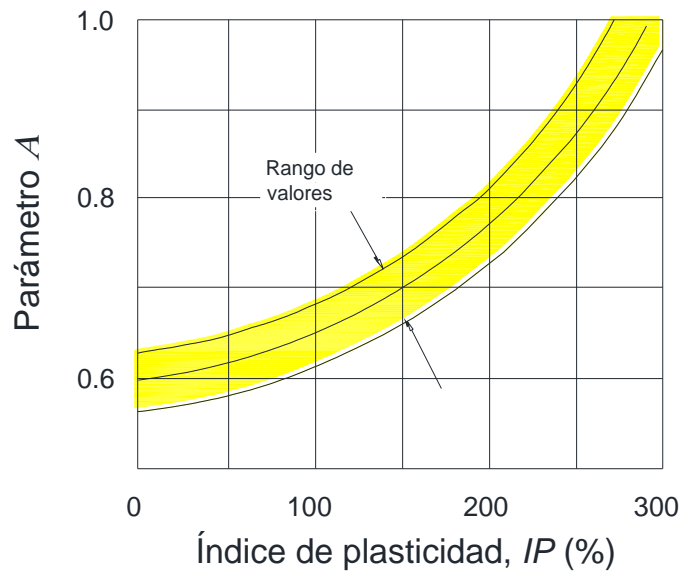


Figura 1.15 Efecto del índice de plasticidad con respecto al parámetro A

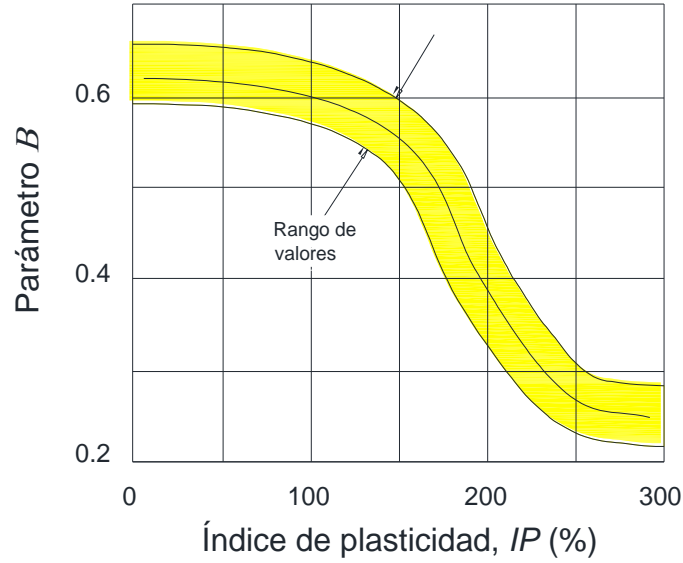


Figura 1.16 Efecto del índice de plasticidad con respecto al parámetro B

1.4.6 Darendeli-Stokoe

En el 2001 Darendeli y Stokoe desarrollaron un modelo empírico a partir del propuesto por Hardin y Drnevich y sustentado por una considerable cantidad de pruebas dinámicas para generar las curvas $G/G_{max}-\gamma$ y $\lambda-\gamma$. Este modelo toma en cuenta el esfuerzo confinante efectivo, σ' , el índice de plasticidad, IP , la relación de preconsolidación, OCR , la frecuencia de la carga, f , y el número de ciclos de carga, N , mediante las siguientes ecuaciones:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^\alpha} \quad 1.13$$

$$\gamma_r = (\phi_1 + \phi_2 * IP * OCR^{\phi_3}) * \sigma_0'^{\phi_4} \quad 1.14$$

$$\alpha = \phi_5 \quad 1.15$$

$$\lambda = \lambda_{min} + b \left(\frac{G}{G_{max}}\right)^{0.1} \lambda_{Msg} \quad 1.16$$

$$\lambda_{min} = (\phi_6 + \phi_7 * IP * OCR^{\phi_8}) * \sigma_0'^{\phi_9} * [1 + \phi_{10} * \ln(frq)] \quad 1.17$$

$$b = \phi_{11} + \phi_{12} * \ln(N) \quad 1.18$$



$$\lambda_{Masing} = C_1 * \lambda_{Msg,a=1} + C_2 * \lambda_{Msg,a=1}^2 + C_3 * \lambda_{Msg,a=1}^3 \quad 1.19$$

$$\lambda_{Msg,a=1} = \frac{1}{\pi} \left[4 \frac{\frac{\gamma/\gamma_r \ln\left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r}\right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r}} - 2 \right] \quad 1.20$$

$$C_1 = -1.1143a^2 + 1.8618a + 0.2523 \quad 1.21$$

$$C_2 = 0.0805a^2 - 0.0710a - 0.0095 \quad 1.22$$

$$C_3 = -0.0005a^2 + 0.0002a + 0.0003 \quad 1.23$$

donde:

γ es la deformación angular, %

γ_r es la deformación angular de referencia, %

a es un coeficiente de curvatura

σ'_0 es el esfuerzo confinante efectivo

b es un coeficiente de escala

λ_{min} es la relación de amortiguamiento para el rango de deformaciones en el cual el comportamiento del suelo es elástico, %

λ_{Msg} es la relación de amortiguamiento considerando un comportamiento tipo Masing, %

$\lambda_{Msg,a=1}$ es la relación de amortiguamiento considerando un comportamiento tipo Masing y un coeficiente de curvatura (a) igual a 1, %

Los coeficientes $\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4, \phi_5, \phi_6, \phi_7, \phi_8, \phi_9, \phi_{10}, \phi_{11}$ y ϕ_{12} dependen del tipo de suelo por lo que no son constantes, en el trabajo de Darendeli y Stokoe se estimaron para diferentes tipos de suelo, sin embargo las muestras con las que trabajaron Darendeli y Stokoe tiene características diferentes a las estudiadas en este trabajo, por lo que algunos de dichos valores serán estimados (a, b) o bien en su caso se utilizaran valores conocidos (λ_{min}).

1.4.7 González-Romo

Apoiados en datos experimentales González y Romo (2011) desarrollaron un esquema en el que el modelado de las curvas de propiedades dinámicas (degradación del módulo de rigidez y relación de amortiguamiento) son totalmente independientes; este modelo utiliza únicamente al índice de plasticidad como parámetro de control y se complementa con el uso de valores empíricos o experimentales que por lo general son conocidos ($G_{max}, G_{min}, \lambda_{máx}$ y $\lambda_{mín}$), lo cual representa una de sus limitaciones ya que estos valores solamente

pueden ser obtenidos mediante pruebas dinámicas de laboratorio, asimismo el modelo no contempla el efecto del esfuerzo confinante efectivo y fue desarrollado exclusivamente para muestras normalmente consolidadas. Ya que este modelo fue comprobado y calibrado con muestras de suelo de la zona lacustre del valle de México, se justifica su uso en este trabajo (suelos de alta plasticidad encontrados en el Lago de Texcoco). Las expresiones que constituyen el modelo de González y Romo se presentan a continuación:

$$G = (G_{min} - G_{max}) * H_G + G_{max} \quad 1.24$$

$$\lambda = (\lambda_{max} - \lambda_{min}) * H_\lambda + \lambda_{min} \quad 1.25$$

$$H_G = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_{rG}}\right)^{2B_G}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{rG}}\right)^{2B_G}} \quad 1.26$$

$$H_\lambda = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_{r\lambda}}\right)^{2B_\lambda}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{r\lambda}}\right)^{2B_\lambda}} \quad 1.27$$

$$\gamma_{rG} = 2 * 10^{-5} IP^{1.9272} \quad 1.28$$

$$\gamma_{r\lambda} = 0.0044 IP + 0.0377 \quad 1.29$$

$$B_G = -2 * 10^{-6} IP^2 + 0.0014 IP + 0.2846 \quad 1.30$$

$$B_\lambda = -7 * 10^{-6} IP^2 + 0.0038 IP + 0.3282 \quad 1.31$$

donde:

G_{min} es el módulo de rigidez alcanzado antes de llegar a la falla bajo carga dinámica, kgf/cm²

G_{max} es el módulo de rigidez para el rango de deformaciones en el cual el comportamiento del suelo es lineal, kgf/cm²

λ_{max} es la relación de amortiguamiento alcanzada antes de llegar a la falla bajo carga dinámica, %

λ_{min} es el módulo de rigidez para el rango de deformaciones en el cual el comportamiento del suelo es lineal, %

IP es el índice de plasticidad



1.5 Enfoques para la determinación del ambiente sísmico

El ambiente sísmico puede ser determinado siguiendo dos tipos de enfoques: 1) El análisis de peligro sísmico determinista y 2) El análisis de peligro sísmico probabilista. La diferencia fundamental entre estos enfoques es la forma de considerar la sismicidad del área de influencia.

1.5.1 Enfoque determinista

El análisis de peligro sísmico determinista establece los mayores sismos que se pueden presentar de cada fuente (generalmente corresponde al máximo histórico) y calcula el movimiento que generaría cada uno en el sitio de estudio, sin considerar los tiempos de recurrencia. En función de los sismos elegidos se establecen correlaciones y modelos espectrales para calcular los espectros específicos de respuesta. Este enfoque implica el desarrollo de un particular escenario sísmico sobre el cual se basa la evaluación de peligro sísmico. El escenario consiste en el postulado de que un sismo de magnitud específica ocurre en un sitio específico por lo que no toma en cuenta la incertidumbre del evento sísmico. Este tipo de análisis puede ser descrito por cuatro principales etapas (Reiter, 1990):

- Identificación y caracterización de todas las fuentes sísmicas capaces de producir movimientos significativos en el sitio de estudio, la caracterización de las fuentes sísmicas que influyen la definición de la geometría y el potencial sísmico de la falla.
- Selección de la distancia de cada una de las fuentes sísmicas al sitio, en general se seleccionan las distancias más cortas.
- Selección de los sismos de control, es decir el sismo que se espera que produzca los mayores niveles del parámetro de movimiento que se elija para el análisis (aceleración, velocidad o espectro de respuesta), expresado comúnmente en magnitud.
- Definición del peligro sísmico del sitio, en general se expresa en términos del movimiento del sitio producido por el sismo de control.

Cuando este enfoque se aplica para estructuras que al fallar provoquen consecuencias catastróficas tales como plantas nucleares o grandes presas, el análisis de peligro sísmico determinista proporciona un sencillo marco de referencia para la evaluación del peor escenario. Sin embargo este no proporciona: la probabilidad de ocurrencia del sismo de control, la probabilidad de que el sismo ocurra en donde se asumió que ocurría, el nivel de agitación que se podría esperar por un determinado periodo de tiempo u otros efectos de la incertidumbre. Para tratar de cubrir estas incertidumbres se han manejado varios conceptos tales como:

- Sismo máximo creíble, MCE
- Sismo base de diseño, DBE
- Sismo de seguridad firme, SSE
- Máximo sismo probable, MPE
- Sismo base de operación, OBE
- Sismo de evaluación de seguridad sísmica

El análisis de peligro determinista también se puede ocupar de la incertidumbre a través de la incorporación de factores de seguridad que por lo general tienen su origen de la experiencia y de la opinión de expertos, sin embargo se deben evitar excesivos niveles de seguridad (especialmente en estructuras civiles de corta vida útil), lo cual se logra mediante la definición de diferentes objetivos de rendimiento para el diseño de estructuras.

1.5.2 Enfoque probabilista

El análisis de peligro sísmico probabilista permite considerar las incertidumbres de tamaño, localización y tasa de recurrencia del sismo, así como la variación de las características del movimiento con respecto al tamaño y localización, en la evaluación del peligro sísmico. Este tipo de análisis puede ser descrito como un proceso de cuatro pasos principales (Reiter, 1990):

- Identificación y caracterización de las fuentes sísmicas, considerando la distribución de probabilidad de la localización de la ruptura dentro de la fuente sísmica y la



distribución de probabilidad de la distancia entre la fuente sísmica y el sitio en estudio.

- Caracterización de la sismicidad o distribución temporal de la recurrencia de un sismo, la cual especifica la tasa media a la cual un sismo de cierta magnitud puede ser excedido para cada una de las fuentes sísmicas.
- Mediante el uso de relaciones de predicción se determina el movimiento producido en el sitio por sismos de cualquier magnitud en cualquier punto posible en cada fuente, considerando también la incertidumbre inherente a la relación de predicción.
- Por último las incertidumbres de la localización del sismo, el tamaño del sismo, y de los parámetros de movimiento son combinadas para obtener la probabilidad de que los parámetros de movimiento sean excedidos durante un particular periodo de tiempo.

El análisis de peligro sísmico probabilista tiene significativas deficiencias que limitan su aplicación práctica, estas deficiencias tiene su origen en el uso incorrecto de modelos probabilísticos y de un insuficiente entendimiento de los conceptos modernos de análisis de riesgo, lo que deriva en una falta de habilidad del manejo correcto de los parámetros físicos y de sus incertidumbres, como consecuencia los análisis de peligro sísmico probabilista resultan irreales en comparación de la información empírica. La Tabla 1.3 Resume los métodos de análisis de riesgo sísmico recomendados según el área de aplicación.

Tabla 1.3 Método de análisis de peligro sísmico recomendado según su área de aplicación

Aplicación	Objetivo del análisis	Método recomendado
Diseño	Infraestructura de corta vida útil.	Análisis de peligro sísmico determinista.
	Infraestructura crítica de larga vida útil.	Análisis de peligro sísmico determinista o probabilista.
	Estructuras civiles en general (edificios residenciales).	Análisis de peligro sísmico determinista.
Seguros	Estructuras civiles en general e instalaciones industriales.	Análisis de peligro sísmico probabilista.
Riesgo técnico	Infraestructura crítica.	Análisis de peligro sísmico probabilista.



2. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS

La caracterización de suelo es una tarea esencial para la solución de problemas geosísmicos, algunas propiedades de los suelos pueden ser obtenidas mediante pruebas de campo en tanto que otras necesitan de la realización de pruebas de laboratorio, por ejemplo las velocidades de propagación de onda, V_s y V_p , son medidas o estimadas mediante pruebas de campo, en cambio la degradación del módulo de rigidez y el incremento de la relación de amortiguamiento solo pueden ser estimadas mediante pruebas dinámicas de laboratorio, debido a ello una correcta caracterización del suelo deberá sustentarse en un trabajo que integra tanto pruebas de campo como de laboratorio.

2.1 Pruebas de campo

Las pruebas de campo son aquellas que permiten que las mediciones de las propiedades se realicen en su estado real, en general, estos ensayos utilizan el concepto de propagación de ondas a través de un depósito de suelo, algunas de las ventajas que presentan con respecto a las pruebas de laboratorio son las siguientes:

- No requieren de muestreo, el cual puede alterar los esfuerzos, la química, la térmica y las condiciones estructurales del suelo.
- Miden la respuesta de volúmenes relativamente grandes de suelo, por lo que minimiza el potencial de realizar una mala evaluación.
- Muchas pruebas de campo inducen deformaciones al suelo similares a las del problema de interés, como en problemas de propagación de ondas y diseño de cimentaciones.

Por otra parte las pruebas de campo no permiten investigar fácilmente el efecto de condiciones que sean distintas a las in situ, ni tampoco permite que algunas condiciones sean controladas, como es el caso de la presión de poro.

Las pruebas de campo pueden ser clasificadas en aquellas realizadas desde la superficie del terreno (superficiales), y en las que requieren de la perforación de pozos o de la instrucción de sondas dentro del suelo (no superficiales).

En general las pruebas superficiales son comúnmente menos costosas y pueden ser realizadas de manera relativamente rápida, por lo que son especialmente útiles para materiales en los cuales la perforación, el muestro o la penetración son difíciles de realizar. Por otra parte las pruebas no superficiales tienen la ventaja de obtener información directamente de la perforación, como lo son la caracterización del suelo por medio de muestreo, la localización del nivel freático, además la interpretación de las pruebas no superficiales es usualmente más directa que la de pruebas superficiales.

La mayoría de las pruebas de campo (dinámicas) están dirigidas a obtener la velocidad de propagación de onda a cortante V_s , mediante la inducción de deformaciones, las principales pruebas de campo dinámicas se enlistan a continuación:

- Prueba de reflexión sísmica (superficial)
- Prueba sísmica de refracción (superficial)
- Sonda suspendida (no superficial)
- Cross-hole (no superficial)
- Down-hole up-hole (no superficial)
- Prueba de cono sísmico (no superficial)

Durante la selección de alguna de las pruebas de campo, se deben considerar aspectos como los recursos disponibles y el nivel de exactitud requerida; la Tabla 2.1 resume algunas de las ventajas y limitaciones de cada una de las pruebas dinámicas de campo, así como el tipo de ondas que puede medir.



Tabla 2.1 Resumen de las pruebas de campo para determinar las propiedades dinámicas

Prueba	Tipo de onda que se mide	Otras mediciones	Ventajas	Limitaciones
Sísmica de reflexión	P	Espesor de las capas del subsuelo	La realización de la prueba y la interpretación de los resultados son fáciles de realizar. Puede obtener resultados a grandes profundidades.	La interpretación de resultados para perfiles que incluyen capas con baja velocidad es muy difícil.
Sísmica de refracción	P y S	Espesor y buzamiento de las capas del subsuelo	Se realiza desde la superficie. Puede cubrir grandes extensiones.	Presenta dificultades cuando la topografía es abrupta. No detecta zonas en donde hay inversión de velocidad. Tiene dificultad para detectar capas de pequeño espesor.
Sonda suspendida	P y S	Mide λ por irradiación de energía	Puede trabajar con uno o varios pozos y en espacio limitados. Puede detectar zonas de espesor pequeño y de inversión de velocidad. Los resultados son fáciles de interpretar y se realiza de forma rápida. Se eliminan los problemas de atenuación de las ondas de corte con la profundidad por que no dependen de una fuente colocada en la superficie o lejos de los receptores.	Necesita aparatos de medición sofisticados. El radio de influencia de las mediciones es restringido. Requiere de una perforación previamente estabilizada. En los suelos inestables requiere la colocación de ademe que puede interferir con la interpretación de las velocidades. Costo de adquisición elevado.
Cross hole	P y S	Mide λ por irradiación de energía	Permite trabajar en un espacio limitado. Permite conocer los trayectos de onda. Puede detectar zonas de espesor pequeño y de inversión de velocidad.	Necesita de por lo menos dos pozos. Requiere de aparatos de alta resolución para realizar las mediciones. Es necesario tener la exacta ubicación de los pozos y que estos sean completamente verticales.
Down hole up hole	P y S		Se necesita solamente un pozo. Permite trabajar en un espacio limitado. Puede detectar zonas de espesor pequeño y de inversión de velocidad.	Mide velocidades promedio. Le afecta el ruido ambiental cerca de la superficie. Difícil interpretación de registros.
Cono sísmico	P y S	Resistencia al esfuerzo cortante	Su costo de adquisición es relativamente bajo. Sus componentes electrónicos son sencillos, por lo tanto, es posible fabricarlo. Es un sondeo barato.	La profundidad de exploración está limitada a la magnitud de la fuente superficial de ondas. Es sensible a los campos magnéticos y a las interferencias externas como ruido, vibraciones, movimiento. Requiere de un buen entrenamiento del operador para su manejo e interpretación.

Debido a que algunas de las pruebas dinámicas de campo son difíciles de realizar o bien tienen un costo considerable, se ha buscado relacionar con parámetros conocidos o fáciles de obtener, mediante correlaciones empíricas. Los trabajos realizados por Hardin y Drnevich (1972), Hardin y Black (1968) y Seed e Idriss (1970), han servido de base para este tipo definir expresiones.

En 1981 Seed e Idriss propusieron estimar la velocidad de onda de corte en cualquier tipo de suelo, mediante una expresión empírica (Ecuación 2.1) en términos de los resultados de una prueba de penetración estándar y de dos parámetros que pueden ser calibrados para las condiciones del suelo que prevalezcan en la zona específica donde se desea aplicar, es importante resaltar que con respecto a esta expresión se ha evaluado que permite obtener una buena estimación para arenas pero no así para las arcillas de la ciudad de México por ello su uso se ha limitado a los estratos arcillosos.

$$V_s = \alpha N^\beta \quad 2.1$$

donde:

V_s es la velocidad de propagación de la onda a cortante, m/s

N es el número de golpes de la prueba de penetración estándar corregido por energía y sobrecarga

α, β son coeficientes que se determinan por medio de la regresión estadística de un conjunto de datos, los valores respectivos de cada parámetro son 61 y 0.5

De manera similar Ovando y Romo propusieron calcular la velocidad de onda de corte en arcillas y limos mediante una expresión (Ecuación 2.2) desarrollada con base en la teoría del comportamiento hiperbólico del suelo y considerando como variable principal a la resistencia a la penetración de una prueba de CPT con cono eléctrico, al igual que la ecuación anterior ésta también presenta dos parámetros que deben ser calibrados con mediciones locales, para el caso del suelo encontrado en el Valle de México Ovando y Romo obtuvieron los valores de dichos parámetros para diferentes tipos de suelo, los cuales son presentados en la Tabla 2.2.

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s}} \quad 2.2$$



donde:

V_s es la velocidad de propagación de la onda a cortante, m/s

q_c es la resistencia de punta obtenida a partir de una prueba de cono eléctrico (CPT), MPa

η, N_{kh} son coeficientes que dependen del tipo de suelo y por ello deben de ser determinados para las condiciones particulares de suelo.

γ_s es el peso volumétrico del suelo, ton/m³

Tabla 2.2 Valores de N_{kh} y de η para los diferentes tipos de suelo en el Valle de México

Tipo de suelo	Valores de N_{kh}			η
	Máximo	Medio	Mínimo	
Arcillas del Lago de Texcoco	14	9.5	6.7	23.33
Arcillas del Lago Xochimilco-Chalco	14	9.9	7	26.4
Suelos areno limosos de las llamadas capas duras en todo el valle	16	11.1	8	40

Con base en la teoría de la elasticidad y conocidas las velocidades de onda de corte es posible conocer el valor del módulo de rigidez, G , utilizando la siguiente expresión:

$$G = V_s^2 * \rho \quad 2.3$$

donde:

G es el módulo de rigidez, kgf/cm²

V_s es la velocidad de propagación de la onda a cortante, m/s

ρ es la densidad del suelo, kgf/m³

La expresión anterior se puede utilizar para obtener el valor del módulo de rigidez a cualquier deformación, ya sea en el rango de comportamiento lineal o en el no lineal. Ya que la mayoría de las pruebas geo sísmicas (de campo) inducen al suelo a deformaciones menores que 10⁻⁵ %, la medición de la velocidad de la onda a cortante y la Ecuación 2.3 pueden ser utilizadas para medir G_{max} debido a que para ese nivel de deformaciones el suelo tiene un comportamiento lineal o bien se considera que no existe una degradación importante del módulo de rigidez.

2.2 Pruebas de laboratorio

Las pruebas de laboratorio son usualmente realizadas en especímenes relativamente pequeños que son asumidos como representativos de un gran cuerpo de suelo. Los especímenes son comúnmente probados como elementos (es decir son sujetos a esfuerzos iniciales uniformes y a cambios uniformes en los esfuerzos o en las deformaciones). En otras pruebas de laboratorio los especímenes son ensayados como modelos (mesa vibratoria y centrifuga) y los resultados deben ser interpretados en términos de condiciones de frontera no uniforme actuando en el modelo. La capacidad de las pruebas de laboratorio para proporcionar mediciones precisas de las propiedades del suelo depende de la habilidad para replicar las condiciones iniciales y las condiciones de carga del problema de interés.

Las propiedades dinámicas del suelo son influenciadas por varios factores incluyendo la densidad, las condiciones de esfuerzo, la estructura, la edad y las historias de esfuerzos y deformaciones. Mientras la relación de vacíos y las condiciones de deformaciones pueden ser recreadas en especímenes reconstruidos, el efecto de otros factores no lo pueden ser. Ya que los efectos de estos factores se manifiestan principalmente a niveles bajos de deformación, estos son fácilmente destruidos al utilizar un muestreo alterado, por lo que para que los resultados de las pruebas de laboratorio reflejen el comportamiento real del suelo in situ tan cercano como sea posible, se deben de realizar en muestras inalteradas de alta calidad.

Si bien todas las pruebas dinámicas de laboratorio están dirigidas a estimar el comportamiento dinámico del suelo, no existe ninguna prueba que cubra todo el rango de deformaciones en las que se presenta el comportamiento no lineal del suelo, por lo que la selección de la técnica de prueba requiere una cuidadosa consideración y entendimiento del problema específico a trata, ya que se deberá favorecer el manejo de técnicas de pruebas y de procedimientos de prueba que replique las condiciones iniciales y que anticipen las condiciones de carga cíclica dentro de lo posible.

Existen varias técnicas de prueba que son comúnmente clasificadas dentro de tres grupos, según el método o tipo de excitación a la que es sometida la muestra de suelo durante el ensaye, la Figura 2.1 muestra esta clasificación.

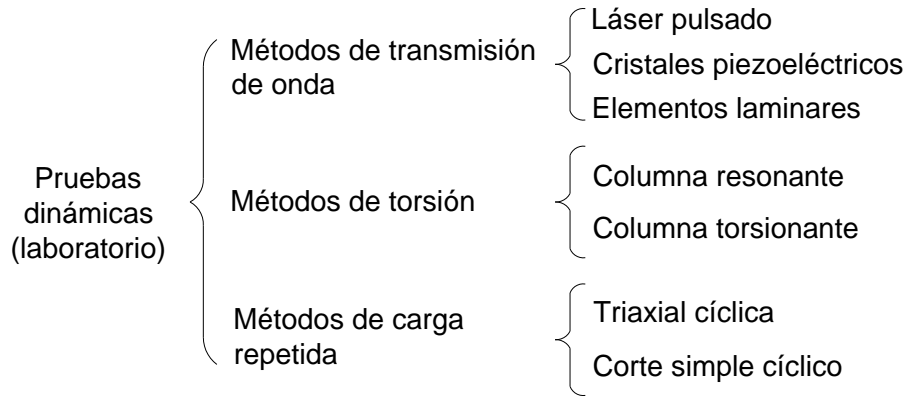


Figura 2.1 Clasificación de los diferentes ensayos dinámicos

La importancia de esta clasificación es que cada uno de los grupos puede estimar el comportamiento del suelo para distintos rangos de deformación, la Tabla 2.3 muestra dichos rangos.

Tabla 2.3 Rangos de deformación para los distintos tipos de prueba dinámicas

Deformación (%)		10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹	1	10
Tipos de pruebas dinámicas de laboratorio	Pruebas de transmisión de ondas	←→							
	Pruebas de torsión		←→						
	Pruebas de carga repetida			←→					

Una vez que se tiene claro cuál es el método de ensaye más apropiado para cubrir el rango de deformación para el caso de estudio, se deberá escoger entre las diferentes técnicas considerando sus ventajas y limitaciones así como el tipo de información que se requiere y la que puede obtener. La Tabla 2.4 resume algunas de las características de las pruebas dinámicas de laboratorio.

Tabla 2.4 Resumen de las pruebas de laboratorio para determinar las propiedades dinámicas

Prueba	Rango de deformación (%)	Propiedades dinámicas estimadas	Ventajas	Desventajas
Pulso ultrasónico	10^{-4} a 10^{-3}	G,E	Es una prueba no destructiva.	Obtiene únicamente la rigidez a pequeñas deformaciones. Se presentan problemas en la interpretación de las llegadas de las ondas S y P. Se requiere alta resolución de los instrumentos.
Elementos laminares	$>10^{-4}$	G_{max}	Puede generar ondas S y P. Mide directamente V_s y V_p .	Solo permite conocer el valor de G_{max} .
Columna resonante	10^{-6} a 10^{-1}	G,E, λ	Es una prueba no destructiva. Se puede conocer la variación de la rigidez del terreno con respecto a la presión de confinamiento.	La resistencia dinámica e información de las curvas esfuerzo-deformación no pueden evaluarse. La consolidación de la muestra es generalmente isotrópica. La interpretación de los resultados es con base en la teoría elástica.
Columna torsionante	2×10^{-3} a 10	G, λ	Se mantiene constante el esfuerzo normal octaédrico. Se puede conocer la variación de la rigidez con respecto al confinamiento. Se pueden estudiar condiciones de anisotropía.	No se permite conocer el valor de G_{max} .
Triaxial cíclica	10^{-2} a 5	G,E, λ , τ	Se pueden estimar todas las propiedades dinámicas. Se pueden conocer la variación de la rigidez del terreno con respecto a la presión de confinamiento. Se pueden estudiar condiciones de anisotropía.	La condición de esfuerzos cortantes máximos se produce en planos a 45° . La rotación de los ejes principales ocurre por medio de brincos a 90° . La medición de las deformaciones es externa. No es posible obtener G_{max} .
Corte simple cíclico	10^{-2} a 5	G, λ , τ	Se genera un estado de corte simple. Estima todas las propiedades dinámicas.	Se desconoce el estado completo de esfuerzos. Presenta concentración de esfuerzos en las fronteras de la muestra. No es posible medir ni controlar el confinamiento lateral.
Vibración torsión libre	10^{-2} a 1	G,E, λ	Es una prueba no destructiva. Se puede conocer la variación de la rigidez del terreno con respecto a la presión de confinamiento.	No puede evaluarse la resistencia dinámica ni información referente a las curvas esfuerzo-deformación. La consolidación de la muestra es isotrópica. La interpretación de resultados es con base en la teoría elástica.

G: Módulo de rigidez

E: Módulo de Young

λ : Relación de Amortiguamiento

τ : Resistencia al esfuerzo cortante

A partir de varias investigaciones se ha comprobado que el módulo de rigidez máximo, G_{max} , obtenido a partir de las pruebas de laboratorio es substancialmente diferente al obtenido mediante una prueba de campo, el cual es considerado como el real. Como se ha mencionado anteriormente solo mediante pruebas dinámicas de laboratorio es posible conocer el comportamiento no lineal de los suelos (curvas de degradación del módulo de rigidez y de incremento de relación de amortiguamiento), por lo que el comportamiento de la curva de degradación del módulo de rigidez es considerado como real, pero no así los valores de G que se obtienen de las pruebas de laboratorio, por ello estos resultados son comúnmente normalizados con respecto a el G_{max} , obtenido durante las mismas pruebas de laboratorio como se muestra en la sección 1.3.3, posteriormente la curva normalizada es escalada utilizando el valor de G_{max} obtenido mediante la Ecuación 2.3 y los valores de velocidad de onda de corte *in situ*, la curva resultante se conoce comúnmente como: curva de campo de la degradación del módulo de rigidez y es la que se considera como real. Por otra parte debido a que la relación de amortiguamiento del material no puede ser estimada de manera precisa en sitio, la curva de la relación de amortiguamiento de campo (real) es asumida como idéntica a la curva empírica (obtenida mediante pruebas dinámicas de laboratorio) de la relación de amortiguamiento. La Figura 2.2 muestra las curvas de campo de las propiedades dinámicas y su relación con las obtenidas por medio de las pruebas de laboratorio (empíricas).

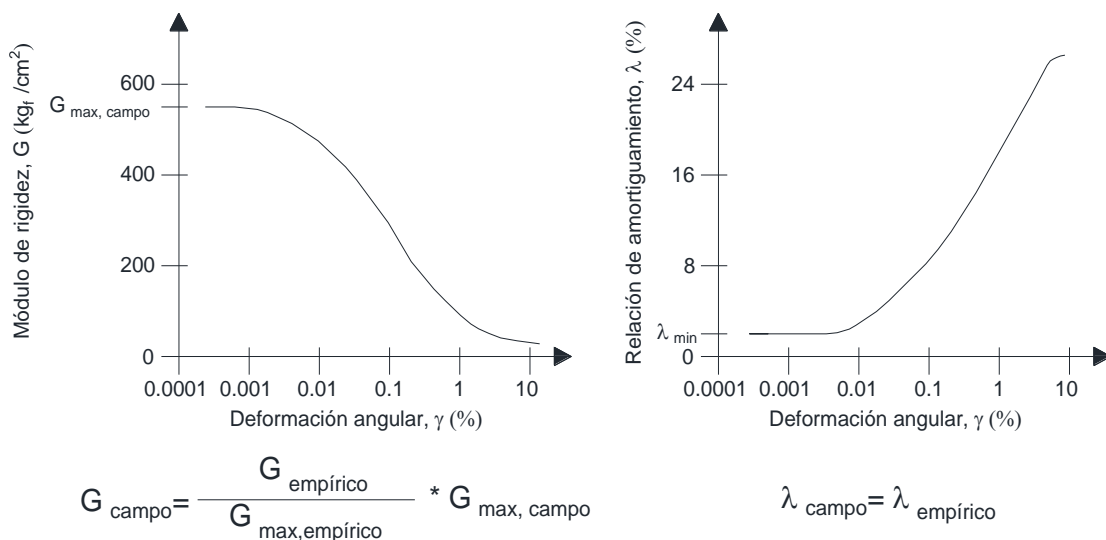


Figura 2.2 Curvas de campo de las propiedades dinámicas y su relación con las empíricas

Debido a que los trabajos en los que se sustenta esta tesis son dirigidos hacia la investigación, se decidió que se debía cubrir todo el comportamiento no lineal del suelo para ello se utilizaron dos métodos de prueba: una de torsión y una de carga repetida, la Figura 2.3 muestra el comportamiento dinámico de una muestra típica de nuestro caso de estudio y la justificación de los dos métodos antes mencionados.

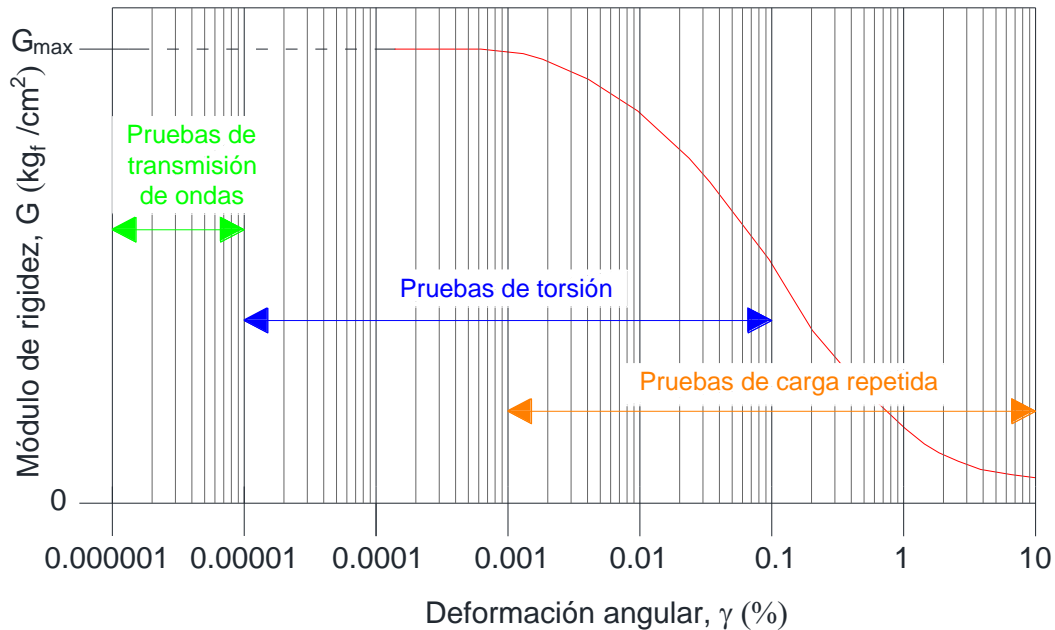


Figura 2.3 Métodos de pruebas dinámicas necesarios para cubrir el todo el comportamiento no lineal de una muestra típica de suelo del caso de estudio

La prueba de torsión que se decidió utilizar fue la columna resonante, en cuanto a la prueba de carga repetida fue elegida fue la triaxial cíclica, la elección de ambas técnicas de prueba se debe en parte a que son las más usuales, a continuación se presentan algunas características de estas dos pruebas, así como la manera en que calculan las propiedades dinámicas a partir de los resultados obtenidos mediante las mismas.

2.3 Columna resonante

La prueba de columna resonante es la más comúnmente utilizada para la medición de las propiedades dinámicas bajo rangos de deformaciones pequeñas, en ésta se somete probetas cilíndricas sólidas o huecas a torsión armónica o a carga axial por medio de un sistema de carga electromagnético. El sistema de carga usualmente aplica cargas armónicas en la cual la frecuencia y la amplitud pueden ser controladas, esta prueba se clasifica como no destructiva ya que al final de la misma, la probeta de suelo queda en condiciones de ser nuevamente ensayada bajo un esfuerzo de confinamiento distinto, el cual se recomienda que sea mayor al ensayado previamente. Los antecedentes de este equipo se remontan a 1937 (Ishimoto e Iida), posteriormente Hardin (1965), Drnevich, Hall y Richard (1967) y otros, fundamentaron la teoría en que se basa la interpretación de los resultados del equipo resonante. La Figura 2.4 presenta una fotografía del equipo de columna resonante.

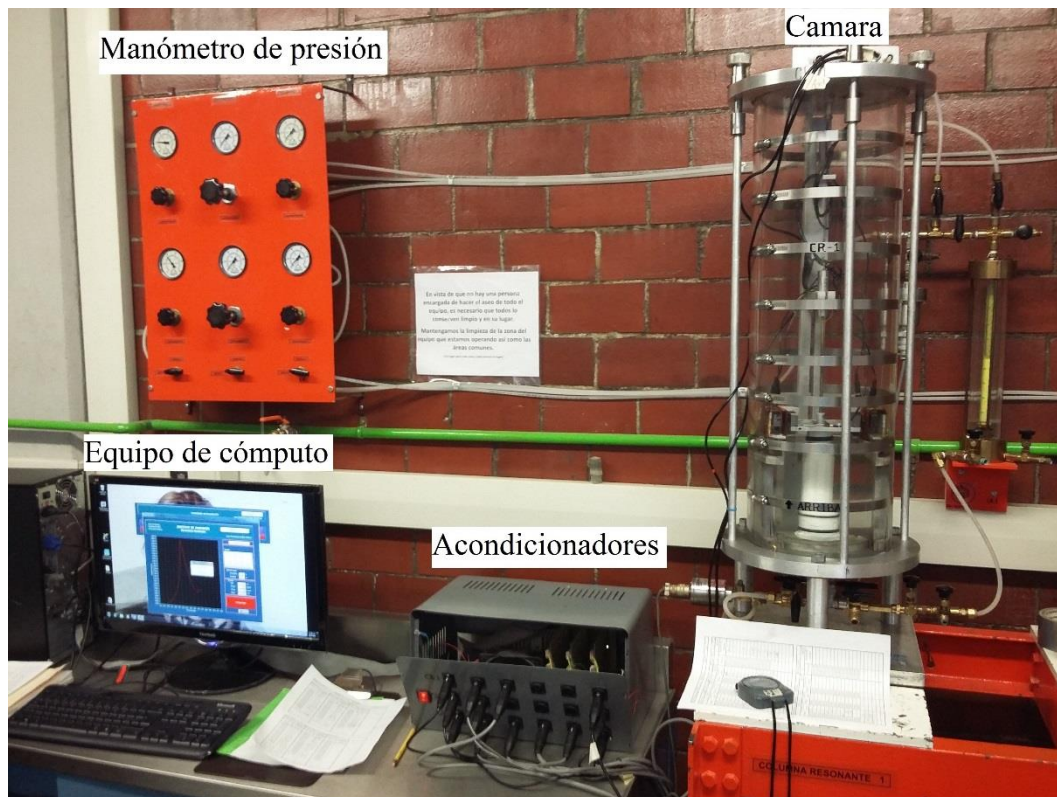


Figura 2.4 Equipo de columna resonante

2.3.1 Descripción del equipo

El equipo de columna resonante utilizado está compuesto por una computadora con una tarjeta de adquisición de datos integrada, un conjunto de acondicionadores de señal, una cámara de lucita en la que se coloca la probeta de suelo, una serie de sensores que ayudan a monitorear el comportamiento del material durante las distintas etapas de la prueba y una bureta para medir los cambios de volumen en las etapas de saturación y consolidación.

Los sensores con los que se encuentra instrumentado este equipo dinámico son los siguientes:

- Un sensor de desplazamiento; para medir el desplazamiento axial de la probeta durante el ensaye.
- Dos transductores de presión; que registran los esfuerzos aplicados al espécimen en las etapas previas al ensaye (confinamiento y contrapresión) y miden la presión de poro generada durante la etapa de prueba.
- Un acelerómetro; que mide la aceleración del sistema móvil (Figura 2.5)

Además de los sensores, el equipo cuenta con una válvula que permite el drenaje en la etapa de saturación y consolidación de la muestra (únicamente dren inferior), misma por donde se aplica la contrapresión, una válvula para la aplicación de la presión de confinamiento y una más que permite aislar la bureta en el caso de pruebas no drenadas.

La presión de confinamiento es aplicada con aire a presión que se hace pasar a través de la tapa de la cámara, la cual está diseñada para soportar una presión de confinamiento máxima de 10 kgf/cm^2 . Tanto la presión de confinamiento como la de contrapresión son controladas mediante reguladores de aire de alta presión.

En la parte superior del espécimen de suelo la distorsión es generada por el cabezal que se encuentra unido al sistema móvil, el cual es excitado por un conjunto de imanes y bobinas a los que llega, desde la computadora, una señal eléctrica que induce al sistema un movimiento periódico senoidal.

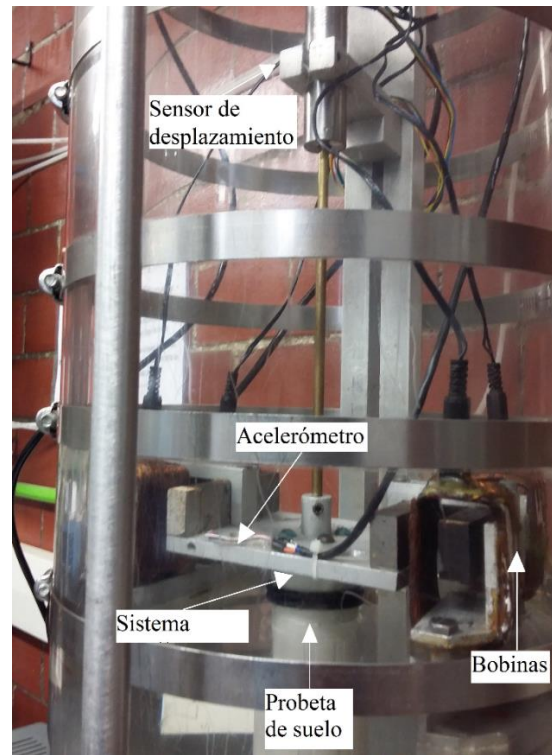


Figura 2.5 Disposición de la probeta, el sistema móvil, las bobinas, el sensor de desplazamiento y el acelerómetro

2.3.2 Descripción de la prueba

El ensaye de columna resonante se realiza en un espécimen cilíndrico de aproximadamente 3.50 cm de diámetro y 9.1 cm de altura, el cual es colocado sobre una piedra porosa empotrada en una base rígida dentro de la cámara de lucita y envuelto en una membrana de látex para mantener controladas las condiciones de drenaje, en la parte superior se coloca el sistema móvil que generará la excitación torsional, por lo que la probeta queda fija en su extremo inferior pero libre en el extremo superior.

Antes de comenzar esta prueba, el espécimen de suelo debe de estar saturado, ya que durante diferentes procesos (muestreo, transporte, almacenamiento y labrado) puede perder una cantidad significativa de agua, y de no cumplir esta condición no se podrían tener lecturas precisas del cambio volumétrico ni de la presión de poro. Para lograr esta condición (saturar) se emplea el método de saturación por contrapresión, y para verificar que esta se haya realizado de manera correcta se utilizó como parámetro el valor de la B de

Skempton, el cual debe ser mayor o igual a 0.96, este parámetro refleja el nivel de saturación del espécimen y es obtenido mediante la siguiente ecuación:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma'_c} \quad 2.4$$

donde:

Δu es el incremento en la presión de poro, kgf/cm^2

$\Delta \sigma'_c$ es el incremento en la presión de confinamiento, kgf/cm^2

Una vez que la muestra está saturada, se somete a un estado de consolidación isotrópica bajo un esfuerzo efectivo determinado, mediante un esfuerzo de confinamiento, $\Delta \sigma'_c$, y otro de contrapresión, $\Delta \sigma'_{cp}$, estos dos esfuerzos deben llegar a una condición de equilibrio que es necesaria para realizar la prueba. Terminada la consolidación ($\Delta V=0$), se inicia la etapa de prueba enviando una señal eléctrica desde la computadora a las bobinas, la cual genera una fuerza de torsión, F , en la parte superior del espécimen de suelo, la condición de esfuerzos durante la etapa de ensaye se muestra en la Figura 2.6.

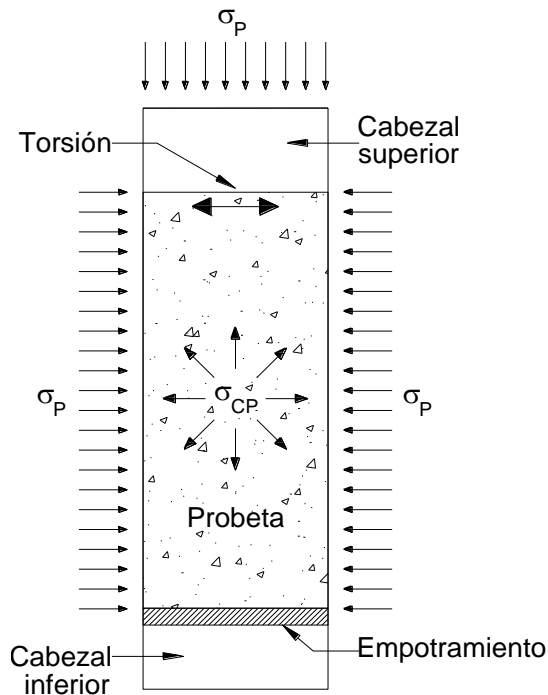


Figura 2.6 Condiciones de esfuerzos en la etapa de ensaye

Visualmente durante la prueba se observa que el cabezal superior se mueve desde un punto central O hasta los puntos A (sentido positivo del movimiento) y B (sentido negativo del movimiento). En dichos puntos se invierte la dirección del movimiento presentándose con ello una aceleración nula, mientras que en cualquier otro instante se tiene una aceleración diferente a cero, ya sea en el sentido positivo o negativo dependiendo de la dirección del movimiento, teniéndose la aceleración máxima cuando el cabezal pasa por el punto O (Figura 2.7). La aceleración de respuesta, a , es registrada con ayuda del acelerómetro montado en el sistema móvil y dependerá de la rigidez del material ensayado; siendo esta menor a medida que la rigidez del material aumenta y viceversa. Durante la prueba se induce al espécimen a un movimiento senoidal, tal como se muestra en la Figura 2.8.

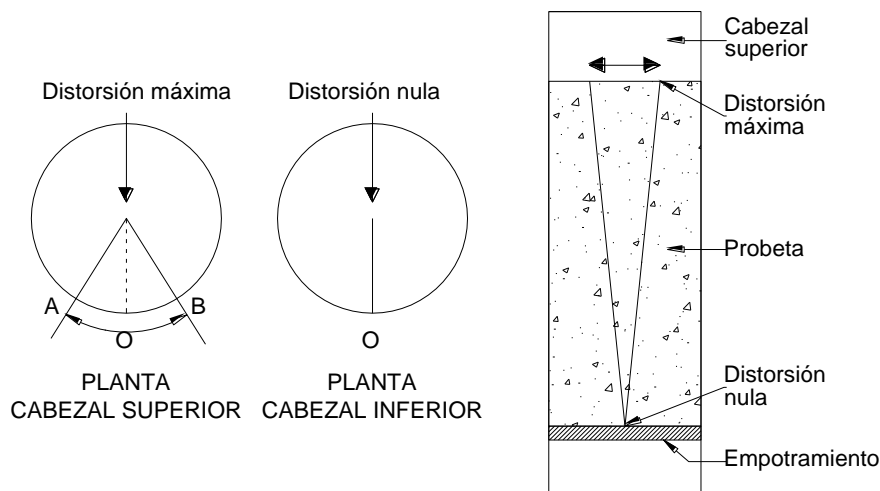


Figura 2.7 Distorsiones presentadas durante el ensaye

Durante la prueba una fuerza de torsión, F , excita la probeta desde una frecuencia inicial, f_i , hasta una frecuencia final, f_f , con incrementos de frecuencias constantes, Δf , la aceleración de respuesta se determina y registra para cada incremento, al registro de lecturas de aceleración de respuesta desde la frecuencia f_i hasta la frecuencia f_f se le conoce como barrido de frecuencias. Al terminar cada barrido de frecuencia se incrementa la fuerza de torsión en valores ΔF , de manera que al finalizar la prueba se tendrá una serie de barridos de frecuencia, donde la fuerza de torsión va incrementándose entre cada uno de ellos. Para poder obtener cada barrido de frecuencias, se debe partir del conjunto de señales

experimentales aceleración versus tiempo para cada frecuencia, de cada una de estas señales (como la mostrada en la Figura 2.8), se obtiene el espectro de potencia, del cual se determinan la frecuencia y la amplitud pico a pico de la aceleración de respuesta, con los cuales se genera la curva de aceleración contra frecuencia que conocemos como barrido de frecuencias

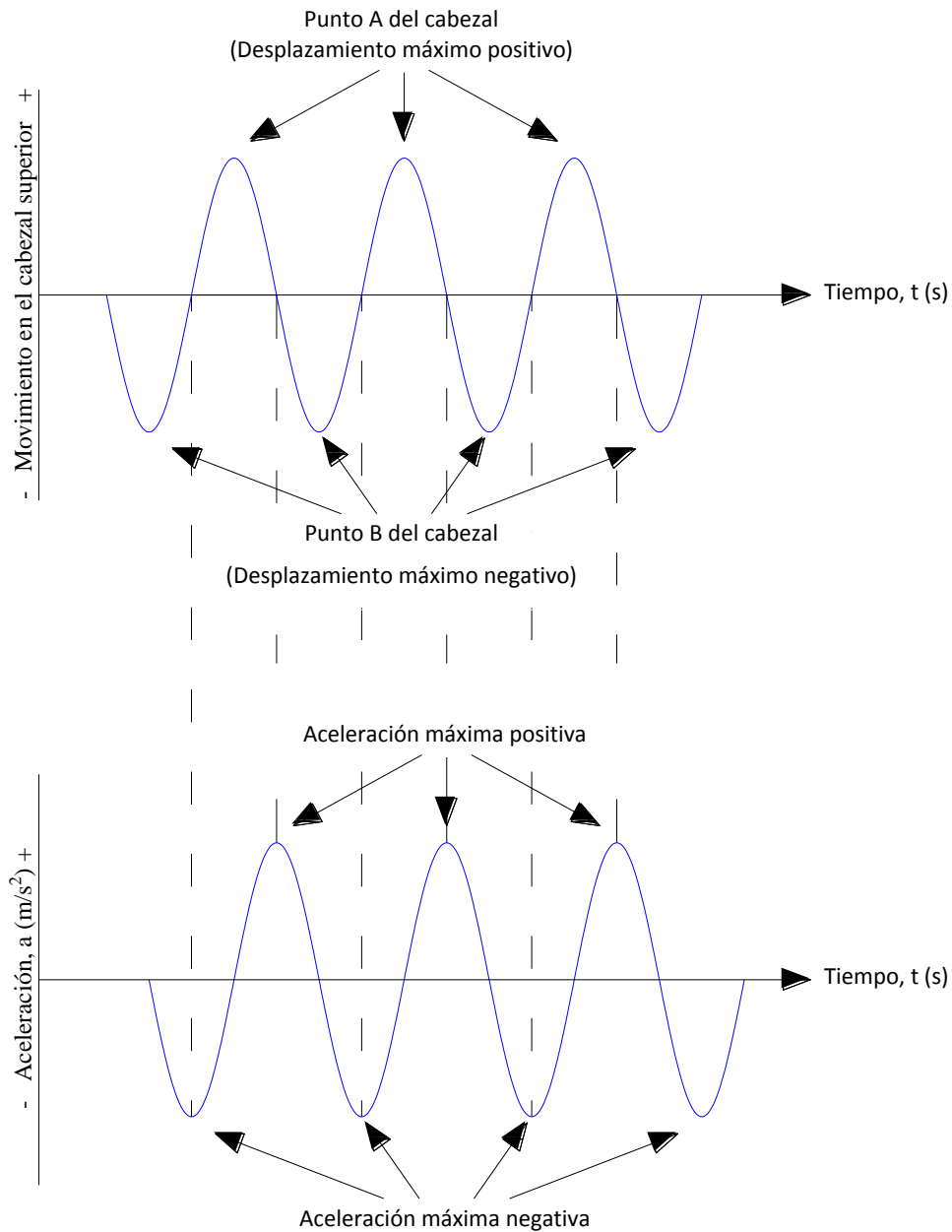


Figura 2.8 Forma de las señales de desplazamiento del cabezal superior y de la aceleración registrada.

La Figura 2.9 presenta una serie de barridos de frecuencia; denominadas también curvas de aceleración totales o curvas de respuesta bajo vibración forzada, las cuales corresponden a una fuerza de torsión, F , definida. Al incrementarse la fuerza F , se incrementa la aceleración máxima, $a_{máx}$, y se reduce la frecuencia a la que ésta se presenta, llamada frecuencia de resonancia, f_0 .

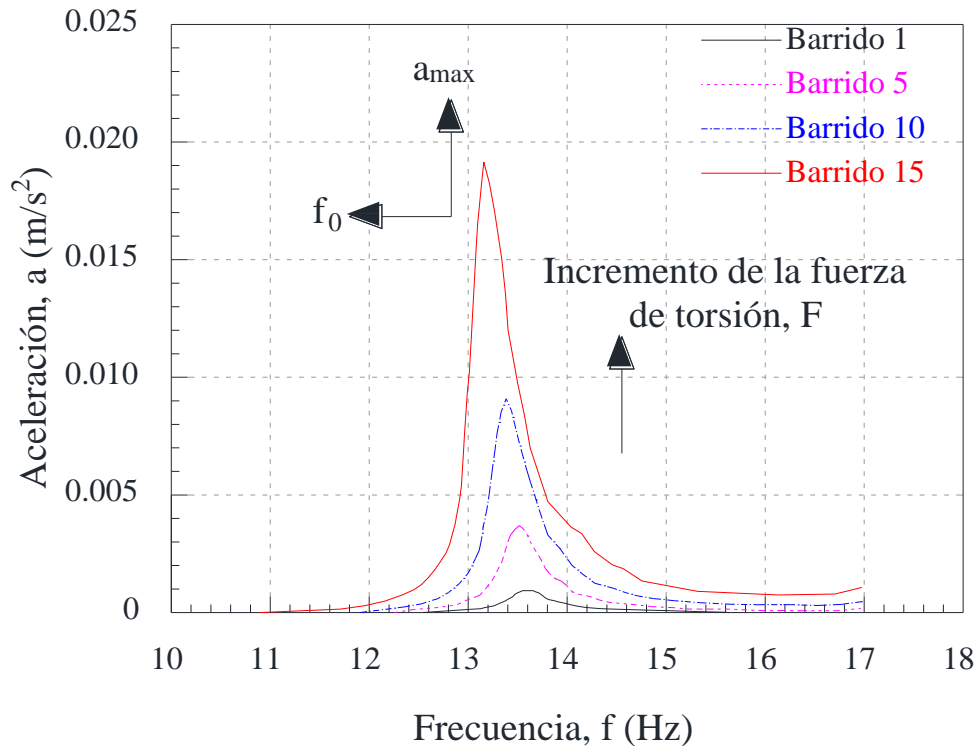


Figura 2.9 Variación de la aceleración de respuesta con el incremento de la frecuencia de excitación y de la fuerza de torsión

Debido a que el ensaye de columna resonante es una prueba no destructiva, el espécimen de suelo queda en condiciones de ser nuevamente ensayado bajo un esfuerzo de confinante, σ'_c distinto.

2.3.3 Cálculo de parámetros

De cada curva de aceleraciones totales se registra la aceleración máxima, a_{max} , la frecuencia de resonancia, f_0 , y las frecuencias f_1 y f_2 , correspondientes a la aceleración $a_{max}/\sqrt{2}$, como se muestra en la Figura 2.10, ya que a partir de estos valores se determinan las propiedades dinámicas del suelo.

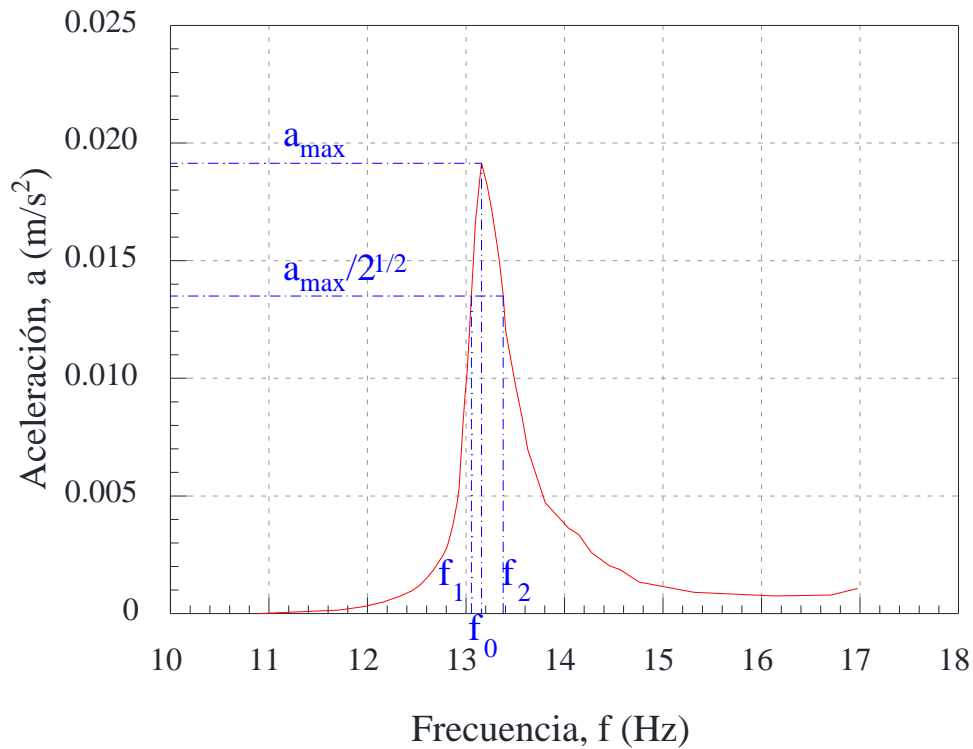


Figura 2.10 Valores experimentales considerados para el cálculo de parámetros dinámicos

Cálculo del módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G .

Debido a que no es posible obtener el módulo de rigidez, G , de manera directa, éste se calcula mediante la velocidad de propagación de onda de cortante, V_s (m/s), la cual es estimada mediante la frecuencia de resonancia, f_0 , y las siguientes expresiones que fueron obtenidas por Hardin (1965) de la teoría de vibraciones lineales de un cuerpo cilíndrico.

$$V_s = \frac{2\pi f_0 L}{\beta} \tag{2.5}$$



donde:

- L es la longitud de la probeta, m
 f_0 es la frecuencia de resonancia, Hz
 β es un factor que se calcula con la siguiente expresión:

$$\beta \tan(\beta) = \frac{I}{I_0} \quad 2.6$$

donde:

- I es el momento polar de inercia de la masa del espécimen, $\text{kgf}\cdot\text{m}\cdot\text{s}^2$
 I_0 es el momento polar de inercia de la masa del sistema móvil, $\text{kgf}\cdot\text{m}\cdot\text{s}^2$

Una vez obtenida la velocidad de onda de corte con la Ecuación 2.5 se utiliza la Ecuación 2.3 para obtener el módulo de rigidez.

Cálculo de la relación de amortiguamiento, λ .

La relación de amortiguamiento, se obtiene por medio de la Ecuación 2.7 la cual está en términos de un ancho de la curva de respuesta y de la frecuencia de resonancia, f_0 , de esta misma curva. El ancho de curva está definido por las frecuencias en las que se presenta la mitad de la potencia máxima de respuesta, f_1 y f_2 , las cuales tiene lugar cuando la aceleración es igual a $a_{max}/\sqrt{2}$.

$$\lambda = \left(\frac{f_2 - f_1}{2f_0} \right) * 100\% \quad 2.7$$

donde:

- λ es la relación de amortiguamiento, %
 f_2 y f_1 son las frecuencias que tiene lugar cuando la aceleración es igual a $a_{max}/\sqrt{2}$, Hz
 f_0 es la frecuencia de resonancia, Hz

Cálculo de la deformación angular

La deformación angular, γ , se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{1}{3} * \frac{\theta}{L} * D \quad 2.8$$

donde:

θ es la distorsión angular, rad
 L es la longitud de la muestra, m
 D es el diámetro de la probeta, m

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

$$a = \ddot{\theta}r \quad 2.9$$

donde:

$\ddot{\theta}$ es la aceleración angular, rad/s^2
 r es la distancia del centro de gravedad del acelerómetro al centro del espécimen, m

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

$$\theta = \frac{\ddot{\theta}}{4\pi^2 f^2} \quad 2.10$$

Resulta que:

$$\ddot{\theta} = 4 \theta \pi^2 f^2 \quad 2.11$$

Sustituyendo la expresión 2.11 en 2.9

$$a = 4 \theta \pi^2 f^2 r \quad 2.12$$

Despejando θ de 2.12

$$\theta = \frac{a}{4 \pi^2 f^2 r} \quad 2.13$$

Sustituyendo la expresión 2.13 en 2.8

$$\gamma = \left(\frac{1}{3} * \frac{1}{4\pi^2 r} \right) \frac{D}{L} \frac{a}{f^2} \quad 2.14$$



Considerando que cuando $a = a_{max}$, $f = f_0$ la deformación angular, γ , quedaría definida como:

$$\gamma = \left(\frac{1}{12\pi^2 r} \right) \frac{D}{L} \frac{a_{max}}{f_0^2} \quad 2.15$$

donde:

- γ es la deformación angular, m/m
- D es el diámetro de la probeta, m
- L es la longitud de la muestra, m
- r es la distancia del centro de gravedad del acelerómetro al centro del espécimen, m
- a_{max} es la aceleración máxima de respuesta, m/s²
- f_0 es la frecuencia de resonancia, Hz

2.4 Triaxial cíclica

La prueba de triaxial cíclica es la más comúnmente utilizada en laboratorio para medir las propiedades dinámicas de los suelos en niveles altos de deformación angular, durante esta prueba se somete a un espécimen sólido o hueco a cargas axiales cíclicas. Ésta prueba se clasifica como destructiva ya que al final de la misma el espécimen es llevado a la falla.

2.4.1 Descripción del equipo

La cámara triaxial cíclica es una cámara triaxial convencional que lleva un cilindro neumático (adosado en su parte superior) así como instrumentación. El equipo está compuesto por: una cámara de lucita en la que se coloca el espécimen de suelo, un conjunto de acondicionadores de señal, una computadora con una tarjeta de adquisición de datos integrada, una serie de sensores necesarios para monitorear el comportamiento del espécimen en las distintas etapas de la prueba y un panel de control, en el cual se selecciona la carga, el desplazamiento del pistón neumático y el método de falla del ensaye. La Figura 2.11 muestra una fotografía del equipo de cámara triaxial cíclica.

Los sensores con los que se encuentra instrumentado este equipo dinámico son los siguientes:

- Un sensor de desplazamiento con una carrera de 50 mm localizado en la tapa de la cámara, el cual mide el desplazamiento axial que sufre el espécimen durante el ensaye.
- Una celda de carga sumergible colocada en la base de la cámara, la cual registra la carga que recibe el espécimen de suelo durante la etapa de falla.
- Dos transductores de presión que sirven para registrar las presiones de confinamiento y contrapresión que se aplican al espécimen, así como la presión de poro que se genera durante el ensaye.
- Un sensor de cambio volumétrico, que mide los cambios de volumen de agua de la bureta en la etapa de saturación y consolidación de la muestra de suelo.

El equipo también cuenta con un conjunto de válvulas, algunas de las principales válvulas, así como sus respectivas funciones son presentadas a continuación:

- Dos válvulas que permiten el drenaje superior e inferior en la etapa de saturación y consolidación de la muestra, mismas por donde se aplica la contrapresión.
- Una válvula para aplicar el vacío, el cual ayuda a mantener unido el pistón con el cabezal superior.
- Una válvula que permite aislar la bureta en el caso de pruebas no drenadas.
- Una válvula para la aplicación de la presión de confinamiento, misma que ingresa por la parte superior de la cámara.

Las presiones en el equipo, se manejan por medio de aire a alta presión (± 2 mm de columna de mercurio), garantizando con ello que las presiones dentro de la cámara correspondan a las requeridas para el ensaye. La máxima presión de confinamiento que puede ser aplicada a la cámara es de 10 kgf/cm^2 .

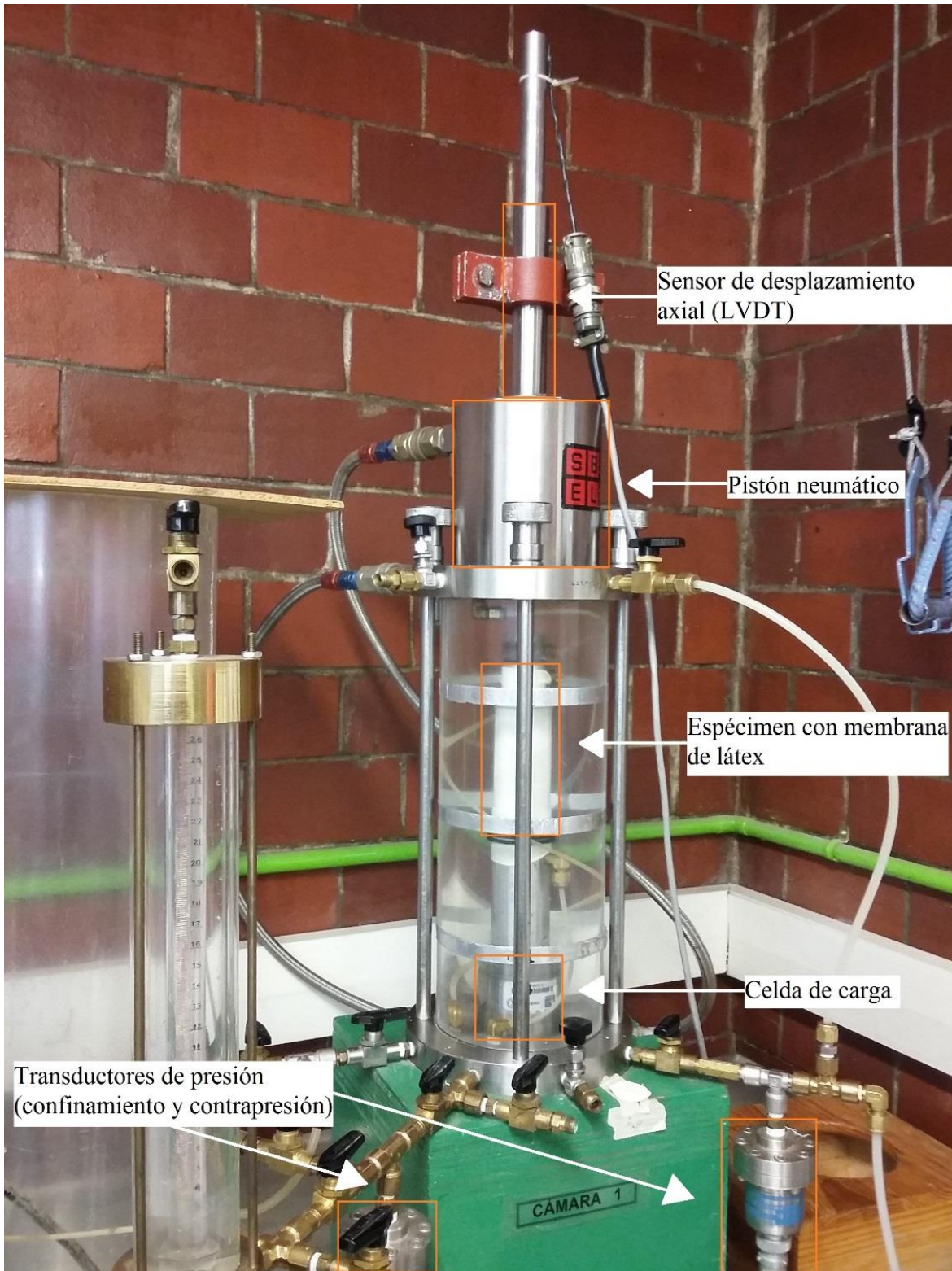


Figura 2.11 Cámara triaxial cíclica

2.4.2 Descripción de la prueba

El ensaye de triaxial cíclica se realiza en un espécimen cilíndrico de aproximadamente 3.50 cm de diámetro y 8.5 cm de altura, el cual se encuentra envuelto en una membrana de látex y colocado entre dos piedras porosas dentro de la cámara de lucita, al igual que en la prueba de columna resonante la muestra de suelo es saturado por medio de contrapresión, hasta alcanzar un valor de la B de Skempton mayor o igual a 0.96, la cual se calcula con la Ecuación 2.4. Una vez que la muestra de suelo se encuentra saturada, esta debe ser consolidada isotrópicamente (utilizando agua como medio de transmisión de la presión de confinamiento) antes de comenzar la prueba dinámica.

Durante el ensaye una señal con patrón dinámico senoidal a desplazamiento o esfuerzo controlado es aplicada al espécimen (en la parte superior) por medio de un esfuerzo desviador cíclico, σ_d , lo que genera una variación cíclica de esfuerzos cortantes, en cualquiera de los dos casos (a desplazamiento o esfuerzo controlado). El número de ciclos, N y la frecuencia de la excitación, f (que generalmente no rebasa los 4 Hz) permanecen constantes mientras que la semi amplitud de la señal, (SA), se incrementa hasta llegar a la falla, de los resultados se obtienen los vectores de carga versus tiempo y desplazamiento versus tiempo. La Figura 2.12 se muestra la variación de esfuerzos desviadores y cortantes a los que se somete el espécimen,

Las dos condiciones mediante las cuales es posible llevar a cabo la etapa de falla en un ensaye triaxial cíclico son las siguientes:

- Carga controlada. En este tipo de prueba se define el número de ciclos y la frecuencia de excitación, para posteriormente aplicar una excitación cíclica mediante un esfuerzo axial a compresión controlada, lo cual permite (desde el punto de vista operativo) que el espécimen de suelo se encuentre en todo momento sometido al esfuerzo desviador aplicado, con lo cual se garantiza el contacto entre la cara superior del espécimen y el cabezal. Conforme se incrementa el esfuerzo desviador en cada ciclo de carga, la probeta de suelo comienza a presentar deformación axial, lo que provoca que el contacto pistón-probeta se pierda; sin



embargo, en este tipo de prueba el pistón baja automáticamente hasta generar nuevamente el contacto con la muestra. El inconveniente que tiene este método es que el pistón requiere que la probeta le proporcione una resistencia mínima para que éste detenga su descenso, la cual puede no presentarse en probetas de suelo muy blando, provocando que el pistón no detenga su carrera y por consiguiente que el espécimen sea llevado a la falla.

- Desplazamiento controlado. La igual que el otro tipo de pruebas de triaxial cíclica se definen tanto el número de ciclos y la frecuencia de excitación para posteriormente aplicar el esfuerzo desviador. Cuando el espécimen de suelo presenta deformación permanente durante la prueba, se puede perder el contacto entre el cabezal y la muestra. Por lo que a diferencia de la etapa de falla a carga controlada, en este caso el pistón se hace descender manualmente mediante una perilla ubicada en un panel de control, la cual regula el desplazamiento del mismo (Figura 2.13). Este método es el más conveniente para ensayos con suelo muy blando, ya que se tiene mayor control sobre el movimiento del pistón evitando así que el espécimen pueda fallarse de manera involuntaria.

Para fines de este trabajo los ensayos en cámara triaxial cíclica se llevaron a cabo siguiendo el método de falla a desplazamiento controlado, debido a que las muestras probadas fueron obtenidas de estratos arcillosos de una zona lacustre y por ende existía el riesgo de que al emplear carga controlada algunas de las probetas fallaran al momento de que el pistón descendiera para hacer contacto con la muestra de suelo.

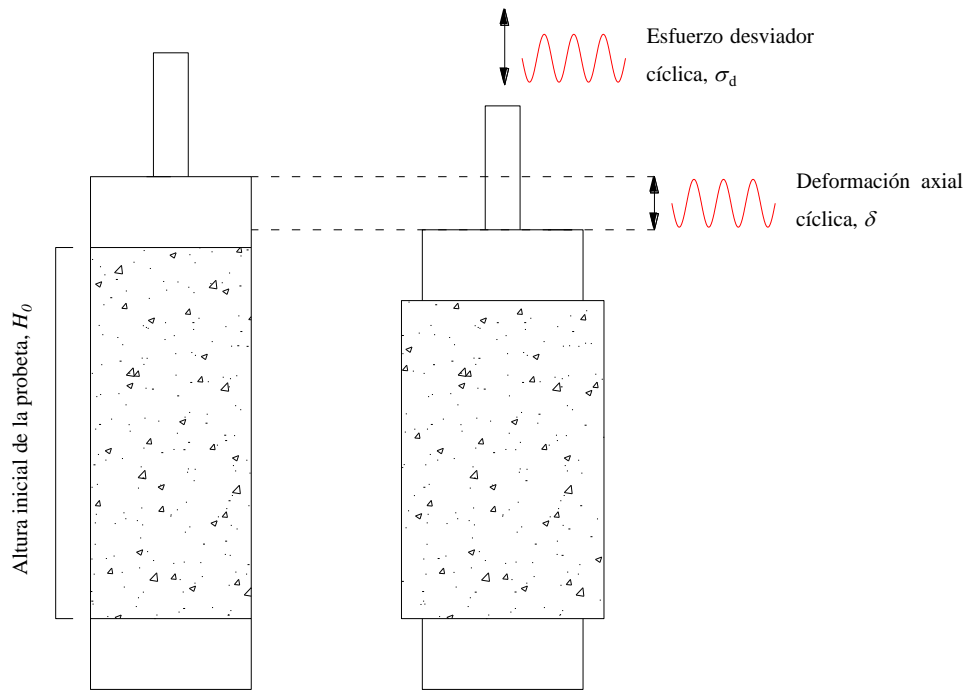


Figura 2.12 Esfuerzo desviador cíclico aplicado a la probeta de suelo

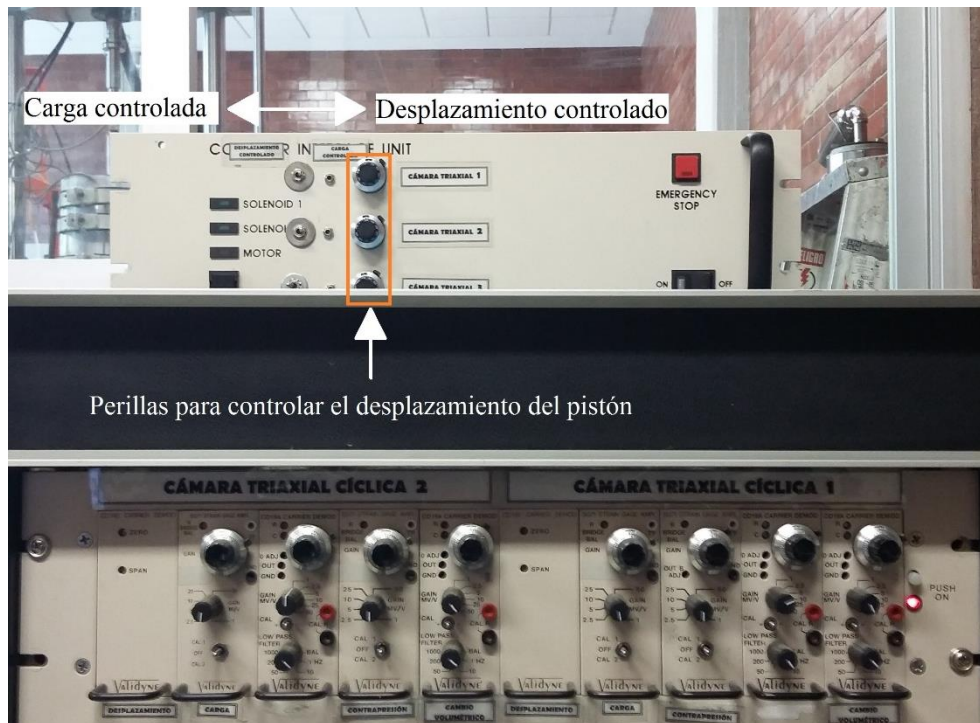


Figura 2.13 Panel de control de la cámara triaxial cíclica

2.4.3 Cálculo de los parámetros

Durante la prueba, el sistema de adquisición de datos de la computadora recolecta información mediante un registro continuo de la carga, P , que recibe el espécimen y la deformación axial, δ , que se produce en el mismo, generándose así el ciclo P - δ mostrando en la Figura 2.14.

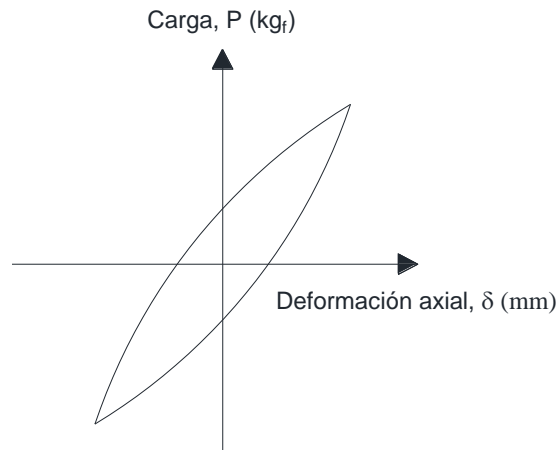


Figura 2.14 Ciclo P - δ , generado durante la prueba

Una vez obtenidos los datos de la prueba dinámica, estos deben ser procesados para obtener los parámetros dinámicos, el primer paso es obtener un ciclo de la deformación axial unitaria, ε , contra esfuerzo desviador, σ_d . La deformación axial unitaria se calcula con la Ecuación 2.16 y con ella se realiza una corrección de área, A_c , con la Expresión 2.17 la cual ayuda a determinar el área real en donde actúa la carga, P , para posteriormente obtener el esfuerzo desviador que se aplica a la muestra mediante la Ecuación 2.18. Las ecuaciones antes mencionadas se presentan a continuación, así como el ciclo de σ_d - ε .

$$\varepsilon = \frac{\delta}{H_0} \quad 2.16$$

donde:

- ε es la deformación axial unitaria, mm/mm
- δ es la deformación axial, mm
- H_0 es la altura de la probeta, mm

$$A_c = \frac{A_0}{1 - \varepsilon} \quad 2.17$$

donde:

- A_c es el área corregida, cm^2
- A_0 es el área transversal inicial de la probeta, cm^2
- ε es la deformación axial unitaria, mm/mm

$$\sigma_d = \frac{P}{A_c} \quad 2.18$$

donde:

- σ_d es el esfuerzo desviador, kg_f/cm^2
- P es la carga que recibe la probeta, kg_f
- A_c es el área corregida, cm^2

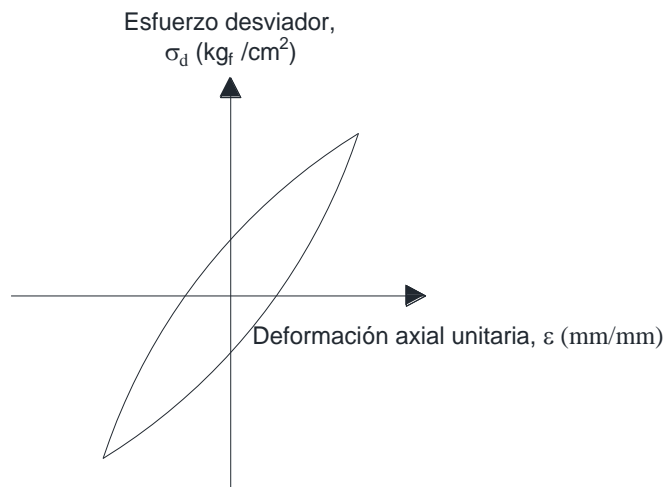


Figura 2.15 Ciclo σ_d - ε , generado durante la prueba

Una vez obtenido el esfuerzo desviador se calcula con este el del módulo de Young, E (Ecuación 2.19), y el esfuerzo cortante, τ (Ecuación 2.20). El módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y la deformación angular, γ , se obtienen con los datos obtenidos anteriormente y mediante las Ecuaciones 2.21 y 2.22 respectivamente. A continuación se muestran las expresiones mencionadas así como el ciclo τ - γ (Figura 2.16) que es el que se necesita para poder obtener las propiedades dinámicas.

$$E = \frac{\sigma_d}{\varepsilon} \quad 2.19$$



donde:

- E es el módulo de Young, kg_f/cm^2
 σ_d es el esfuerzo desviador, kg_f/cm^2
 ε es la deformación axial unitaria, mm/mm

$$\tau = \frac{\sigma_d}{2} \quad 2.20$$

donde:

- τ es el esfuerzo cortante, kg_f/cm^2
 σ_d es el esfuerzo desviador, kg_f/cm^2

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} \quad 2.21$$

donde:

- G es el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, kg_f/cm^2
 E es el módulo de Young, kg_f/cm^2
 ν es la relación de Poisson, la cual tiene un valor de 0.5 para las arcillas saturadas

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad 2.22$$

donde:

- γ es la deformación angular, mm/mm
 τ es el módulo de Young, kg_f/cm^2
 G es el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, kg_f/cm^2

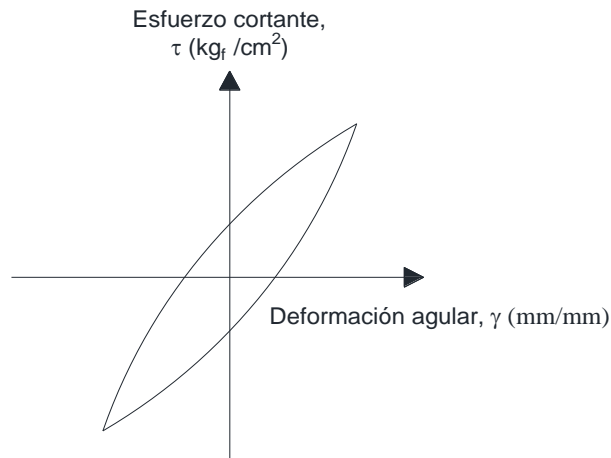


Figura 2.16 Ciclo τ - γ , generado durante la prueba

Una vez que se obtiene el lazo de histéresis τ - γ , se puede comenzar el cálculo de los parámetros dinámicos, es importante señalar que del lazo de histéresis solamente se obtiene un sólo valor para cada uno de los parámetros dinámicos (γ , G y λ), por lo que durante una prueba dinámica se obtienen varios ciclos de τ - γ , el procedimiento y la explicación de esto se abordó anteriormente en los apartados 1.3.1 y 1.3.2; por este motivo a continuación se presentara solamente una figura explicativa (2.17) y las Ecuaciones utilizadas para obtener las propiedades dinámicas.

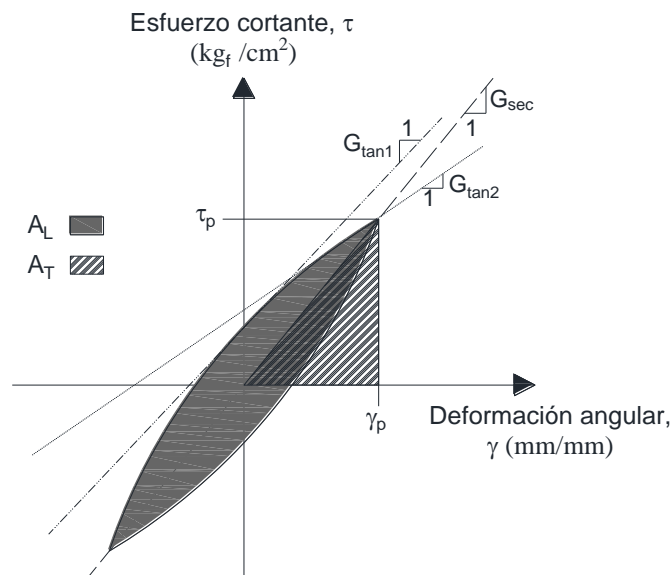


Figura 2.17 Estimación de las propiedades dinámicas durante una prueba de carga cíclica



$$G_{sec} = \frac{\tau_p}{\gamma_p} \quad 2.23$$

donde:

G_{sec} es la media del módulo de rigidez al esfuerzo cortante durante un ciclo de carga, kg_f/cm^2

τ_p es el esfuerzo cortante máximo durante un ciclo de carga, kg_f/cm^2

γ_p es la amplitud máxima de la deformación angular, mm/mm

$$\lambda = \frac{A_L}{4\pi A_T} * 100\% \quad 2.24$$

donde:

λ es la relación de amortiguamiento, %

A_L es el área encerrada dentro del lazo de histéresis, mm^2

A_T es el área del triángulo que se calcula utilizando el esfuerzo máximo y la máxima amplitud de la deformación angular, mm^2



3. RESULTADOS EXPERIMENTALES

3.1 Introducción

La Ciudad de México es el núcleo urbano más grande del país, así como el principal centro político, académico, económico, financiero, empresarial y cultural. Esto ha desencadenado un crecimiento exponencial en la población, la cual requiere de nueva infraestructura que satisfaga sus necesidades cotidianas, tales como puentes, hospitales, subestaciones eléctricas, edificios, escuelas, etc. Este trabajo de investigación se enfoca en el estudio de las propiedades dinámicas de un área de 150 km² (15.00 km de longitud y 10.00 km de ancho), la cual se encuentra en la Zona Noreste del Lago de Texcoco y la cual podría ser utilizada para satisfacer algunas de las necesidades antes mencionadas. Comúnmente el perfil del suelo en esta zona presenta una costra de arcilla desecada que se extiende desde la parte superior hasta una profundidad de 1 metro, esta costra está sustentada por una capa de arcilla blanda con alrededor de 25 metros de espesor con intercalaciones de limo arenoso y arena limosa, el contenido de agua de esta formación arcillosa varía de entre 190 a 300% y el índice de plasticidad varía de entre 140 a 270%. Debajo de la arcilla se encuentra una capa de 4 metros de espesor de muy denso limo arenoso el cual descansa sobre una capa de arcilla rígida que llega hasta una profundidad de 60 metros, el contenido de agua de esta capa va desde los 100 a las 115% y el índice de plasticidad varía desde 60 a 110%. Debajo de esta capa de arcilla se encuentra una capa de limo arenoso muy denso, esta información ha sido corroborada en trabajos de exploración realizados por Mayoral *et al.*, 2008. La Figura 3.1 muestra la localización geográfica del área de estudio en coordenadas UTM, la cual está instrumentada con cuatro estaciones sismológicas.

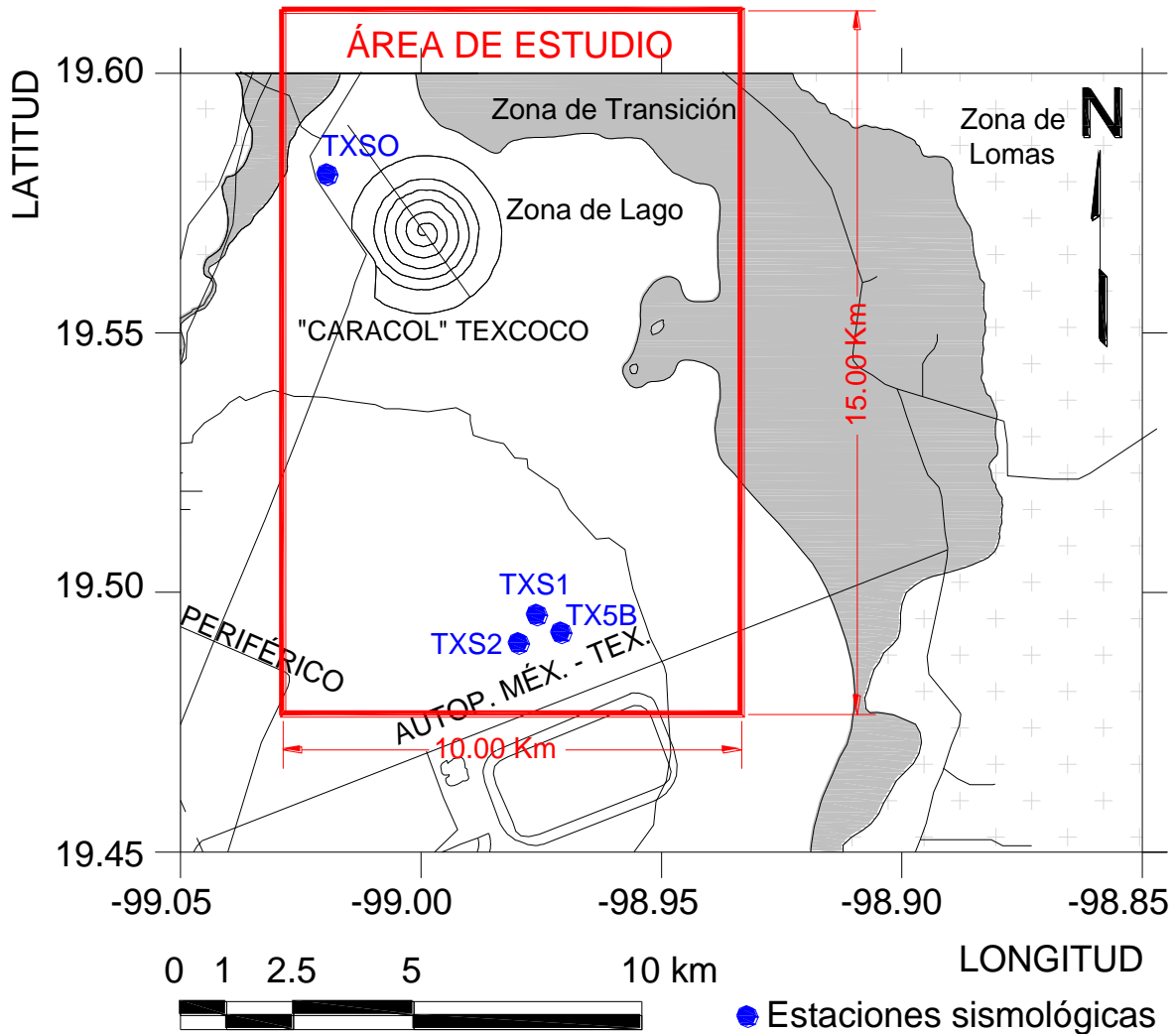


Figura 3.1 Localización del área de estudio

Las muestras de suelo fueron recuperadas en cuatro diferentes sitios dentro del área de estudio, tres de los cuales coinciden con la localización de las estaciones sismológicas TXSO (SOSA), TXS1 y TXS2, además del sitio denominado tramo de pruebas, TX-TP. La Tabla 3.1 presenta el sitio, la perforación y la profundidad de las muestras de suelo que posteriormente fueron ensayadas en pruebas dinámicas. Es importante mencionar que tanto las pruebas índice como las pruebas dinámicas fueron llevadas a cabo en el laboratorio de Geotecnia del Instituto de Ingeniería de la UNAM.



Tabla 3.1 Sitio, perforación y profundidad de las muestras de suelo recuperadas y ensayadas en pruebas dinámicas

Sitio	Perforación	Muestra	Profundidad (m)
TXS1	SM-2	M-7	4.80-5.00
TXS1	SS-1	M-1	17.40-17.60
TXS1	SS-1	M-2	25.60-25.80
TXS1	SS-1	M-3	34.20-34.40
TXS1	SS-1	M-6	51.80-52.00
TXS2	SM-1	M-7	4.20-4.40
TXS2	SM-1	M-15	9.20-9.40
TXS2	SM-1	M-40	25.80-26.00
SOSA	SM-1	M-1	2.40-2.60
SOSA	SM-1	M-9	5.60-5.80
TX-TP	SS1-TP	M2	4.40-5.30
TX-TP	SS1-TP	M4	15.40-16.30
TX-TP	SS1-TP	M7	39.50-40.40
TX-TP	SS4-TP	1A	3.50-4.10
TX-TP	SS4-TP	4A	26.00-26.60
TX-TP	SS6-TP	M1	4.00-4.90

A continuación presentan los resultados de las pruebas índices y de las pruebas dinámicas, de cada una de las muestras presentadas en la Tabla 3.1

3.2 Pruebas índice

En el proceso de caracterización de los geo materiales extraídos en el área de estudio, las propiedades índice de las muestras inalteradas fueron determinadas por medio de diferentes pruebas, tales pruebas consistieron en la determinación del contenido de agua natural, w , el límite líquido, LL , el límite plástico, LP , el índice de plasticidad, IP , el índice de rigidez I_r y el índice de liquidez, I_L . Una vez obtenidas las propiedades mencionadas se realizó la clasificación de las muestras de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). La Tabla 3.2 resumen los resultados obtenido de las pruebas índice de las muestras de suelo ensayadas en pruebas dinámicas.

Tabla 3.2 Propiedades índice de las muestras ensayadas en pruebas dinámicas.

Sitio	Perforación	Muestra	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G_s	I_R	I_L	$SUCS$
TXS1	SM-2	M-7	370	284	90	194	2.65	-0.44	1.44	CH
TXS1	SS-1	M-1	275	311	107	204	2.78	0.17	0.83	CH
TXS1	SS-1	M-2	303	360	71	288	2.82	0.2	0.8	CH
TXS1	SS-1	M-3	280	243	108	135	2.53	-0.27	1.27	CH
TXS1	SS-1	M-6	139	173	122	51	2.4	0.66	0.34	MH
TXS2	SM-1	M-7	308	302	75	226	2.7	-0.03	1.03	CH
TXS2	SM-1	M-15	399	326	125	201	2.51	-0.37	1.37	CH
TXS2	SM-1	M-40	280	310	81	229	2.82	0.13	0.87	CH
SOSA	SM-1	M-1	331	368	159	210	2.45	0.18	0.82	CH
SOSA	SM-1	M-9	311	306	156	150	2.74	-0.03	1.03	CH
TX-TP	SS1-TP	M2	264	287	153	135	2.58	0.17	0.83	CH
TX-TP	SS1-TP	M4	247	284	91	193	3.03	0.19	0.81	CH
TX-TP	SS1-TP	M7	118	182	59	122	2.71	0.52	0.48	CH
TX-TP	SS4-TP	1A	106	113	53	60	2.65	0.12	0.88	MH
TX-TP	SS4-TP	4A	247	271	75	195	3.24	0.12	0.88	CH
TX-TP	SS6-TP	M1	251	268	114	154	2.49	0.11	0.89	CH

A partir de los resultados obtenidos se pudieron estudiar las características de los suelos presentes en el área de estudio, así como la variación que estas tienen con respecto a la profundidad, los resultados para cada una de las propiedades determinadas se presentan a continuación.

3.2.1 Contenido de agua, w .

El contenido de agua de un suelo es la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida, esta propiedad comúnmente se suele expresar en porcentaje. Los suelos de la zona de Lago de Texcoco presentan en general contenidos de agua mayores a 100%, lo cual se pudo corroborar con los resultados presentados en esta investigación. La Figura 3.2 presenta la variación del contenido de agua con respecto a la profundidad, en esta se observa que el contenido de agua decrece conforme la profundidad aumenta, asimismo, se constató que con respecto a otras zonas del Lago de Texcoco el área de estudio presenta valores más altos de contenido de agua.

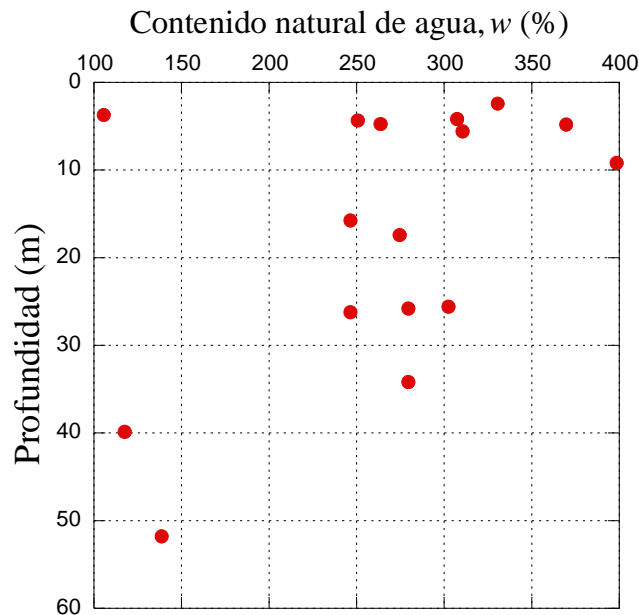


Figura 3.2 Variación del contenido de agua con respecto a la profundidad

Como se puede apreciar en la Figura 3.2, las muestras recuperadas arriba de los 11 metros de profundidad presentan altos contenidos de agua que varían de entre 250 a 400%, con excepción de la muestra SS4-TP-1A, la cual tiene un contenido de agua de 106%, esta excepción es consistente debido a que se trata de un limo (Tabla 3.2) que se encuentra muy cerca de la superficie (Tabla 3.1). Las muestras recuperadas entre los 11 y los 35 metros presentan una variación del contenido de agua de entre 240 y 310 %, a profundidades mayores a los 35 metros el contenido de agua varía dentro de un rango de valores más pequeños, de entre 115 a 140 %, lo cual se ha sustentado con sondeos SPT realizados en esta zona, los cuales advierte la presencia de suelos arcillosos y limosos intercalados con arenas (rígidas) de los 35 y hasta los 60 metros de profundidad, los cuales son conocidos como depósitos profundos.

3.2.2 Índice de plasticidad, IP

El índice de plasticidad se define como la diferencia entre el límite plástico, LP , y el límite líquido, LL . El límite plástico es la frontera convencional entre los estados semisólido y plástico, mientras que el límite líquido lo es para los estados plástico y semilíquido, ambos límites se expresan en términos del contenido de agua, por consiguiente el índice de

plasticidad indica lo sensible que es un suelo a los cambios de contenido de agua, además de ser un buen parámetro para la clasificación de los suelos. Si un suelo tiene un índice de plasticidad bajo (menor a 10%), significa que un pequeño incremento en el contenido de agua del suelo lo pasaría de un estado semisólido a uno plástico, es decir que su comportamiento es muy sensible a los cambios de contenido de agua, por el contrario si un suelo tiene un índice de plasticidad alto (mayor a 50%), indica que para que un suelo pase del estado plástico al semilíquido, se debe agregar una gran cantidad de agua. Las Figuras 3.3 a 3.5 muestran la variación del límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad con respecto a la profundidad (respectivamente).

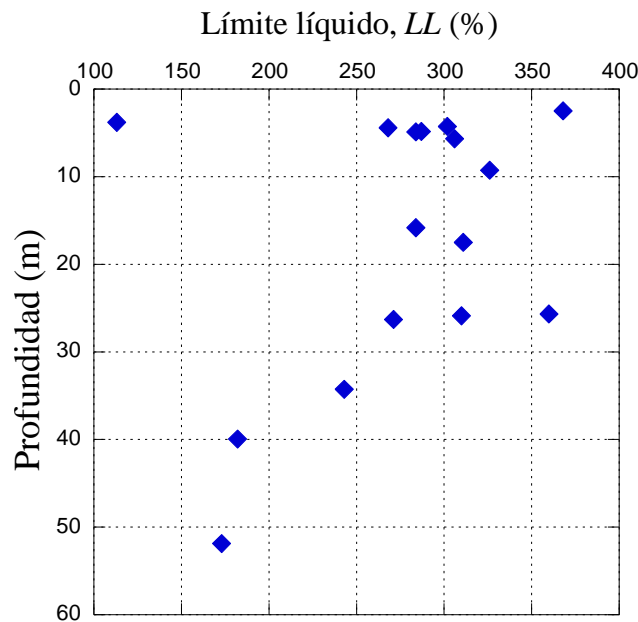


Figura 3.3 Variación del límite líquido con respecto a la profundidad

En la Figura 3.3 se puede observar que las muestras de suelo recuperadas en profundidades menores a los 35 metros presentaron límites líquidos de alrededor de 230 a 350% con excepción de la muestra SS4-TP-1A la cual tiene un límite líquido de 113%, y es la muestra que también presenta un contenido de agua atípico a las demás. Las muestras recuperadas a profundidades mayores a los 35 metros tienen un límite líquido de alrededor de 175%.

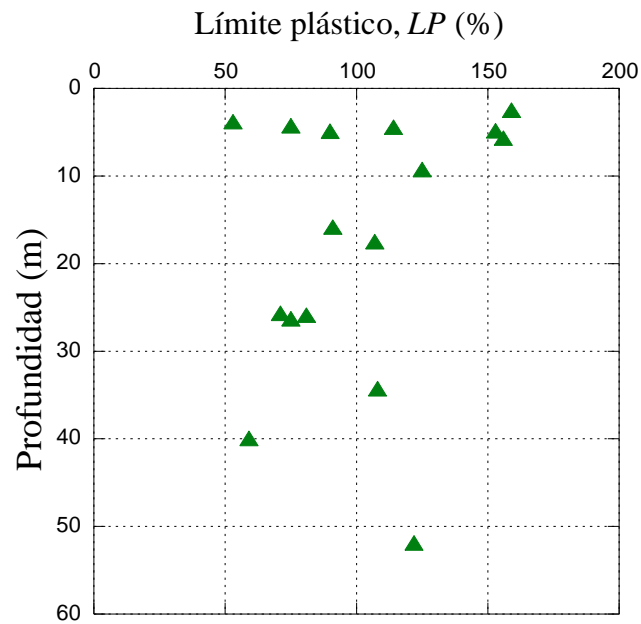


Figura 3.4 Variación del límite plástico con respecto a la profundidad

Como se muestra en la Figura 3.4, las muestras recuperadas a profundidades menores de los 11 metros tienen límites plásticos de entre 50 y 160 %, y las muestras recuperadas a profundidades mayores a 11 metros tienen límites plásticos de entre 50 y 125%.

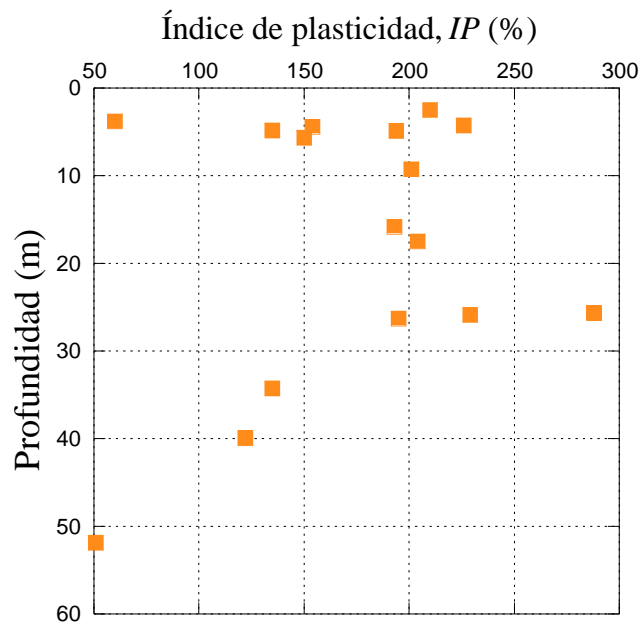


Figura 3.5 Variación del índice de plasticidad con respecto a la profundidad

En la Figura 3.5, se aprecia que las muestras recuperadas a profundidades menores a 11 metros tienen índices de plasticidad de entre 120 y 225 %, con excepción de la misma muestra cuyo contenido de agua y límite líquido presentaban discrepancias (SS4-TP-1A), la cual tiene un índice de plasticidad igual a 60%. Para las muestra recuperadas entre los 11 y los 30 metros de profundidad el índice de plasticidad varía entre 190 y 300%, mientras que para las muestras pertenecientes a profundidades mayores a 30 metros el índice de plasticidad varia de entre 50 y 140%. En general se observa que todas las muestras corresponden a suelos de alta plasticidad ya que todas tienen índices de plasticidad mayores a 50%. Debido a que la mayor parte de las muestras tiene un índice de plasticidad mayor a 100%, con excepción de las muestras SS-1-M-6 y SS4-TP-1A con 60 y 51% respectivamente), podemos afirmar que se trata de suelos muy poco sensibles a los cambios con respecto al contenido de agua. Es importante mencionar que esta sensibilidad se refiere a la variación del contenido de agua para que el suelo cambie de un estado a otro y no significa que el contenido de agua sea un parámetro sin importancia cuando el índice de plasticidad sea alto.

3.2.3 Densidad de sólidos, G_s .

La densidad de sólidos, G_s , es la relación entre el peso de la fase solida del suelo y el volumen de la misma, esta propiedad índice se utiliza tanto para fines de clasificación como para tener un panorama de la compresibilidad y la rigidez que puede presentar un suelo. Los valores típicos de la densidad de sólidos para los suelos blandos van de 2.5 a 2.9, dependiendo de qué tan plásticos o expansivos sean, a mayor densidad de solidos la compresibilidad será menor y la rigidez será mayor. La Figura 3.6 muestra la variación de la densidad de sólidos con respecto a la profundidad, en esta se aprecia que la densidad de sólidos no presentó una variación considerable ya que casi todas las muestras tuvieron valores de entre 2.4 y 2.85, con la excepción de dos muestras de suelo: SS1-TP-M4 y SS4-TP-4A, cuyos valores son 3.03 y 3.24 respectivamente, estos valores atípicos tiene su origen en la alta concentración de sales que existen en el área de estudio, lo cual se pudo corroborar de manera visual ya que algunas muestras presentan una considerable concentración de cristales de diferentes compuestos, que se pueden apreciar a simple vista.

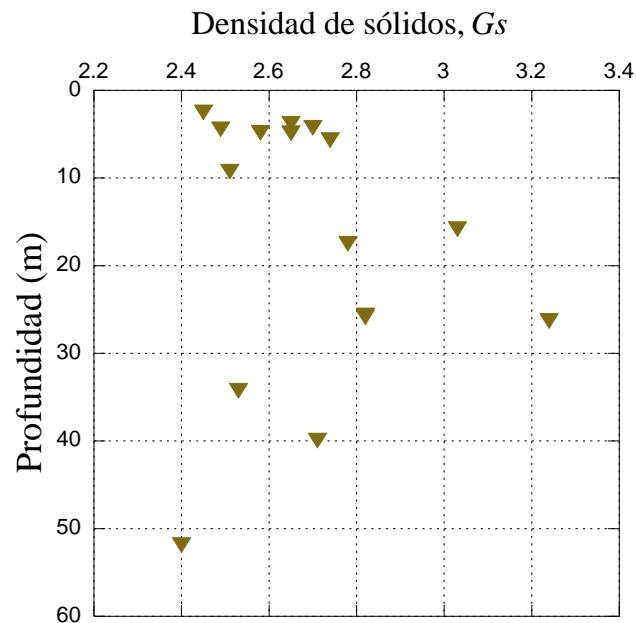


Figura 3.6 Variación de límite plástico con respecto a la profundidad

3.2.4 Índice de liquidez, I_L , e Índice de rigidez, I_R

La consistencia relativa de un suelo puede ser expresada por medio del índice de rigidez, I_R , o del índice de liquidez, I_L , los cuales relacionan el contenido de agua con los límites líquido y plástico. Estos dos índices están ligados entre sí y es posible obtener uno en función de otro mediante la resta o suma de 1, según sea el caso, por ello a continuación solamente se explicará el análisis de los posibles resultados con respecto al Índice de liquidez. Si se obtiene un índice de liquidez menor a 0 se espera que el suelo presente una fractura rígida al someterse a esfuerzos de corte ya que el contenido de agua es menor que el límite plástico (el suelo se encuentra en estado sólido o semisólido). Si este índice tiene un valor entre 0 y 1, el suelo se comportará plásticamente (rango que comprende la mayoría de las arcillas) y si el valor del índice es mayor a 1, el comportamiento del suelo se supone será parecido al de un líquido muy viscoso cuando este se someta a esfuerzos de corte. Las Figuras 3.7 y 3.8 muestran la variación de los índices de rigidez y liquidez, respectivamente.

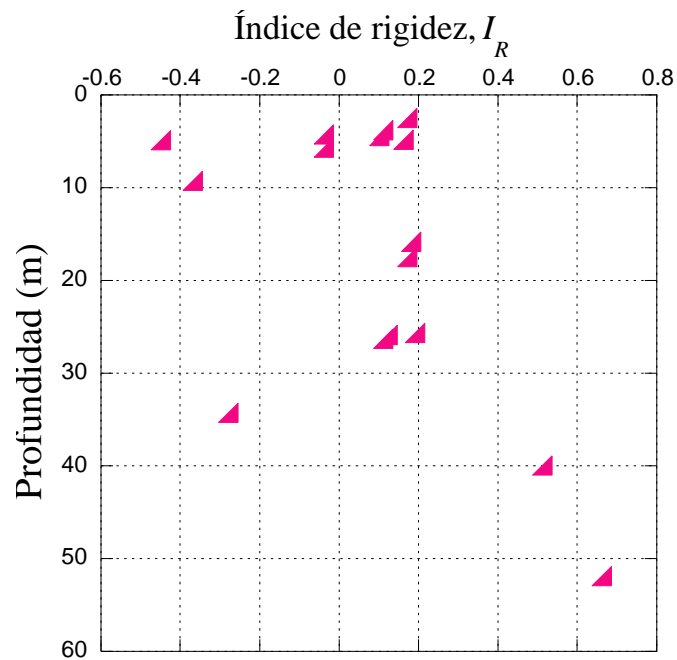


Figura 3.7 Variación del índice de rigidez con respecto a la profundidad

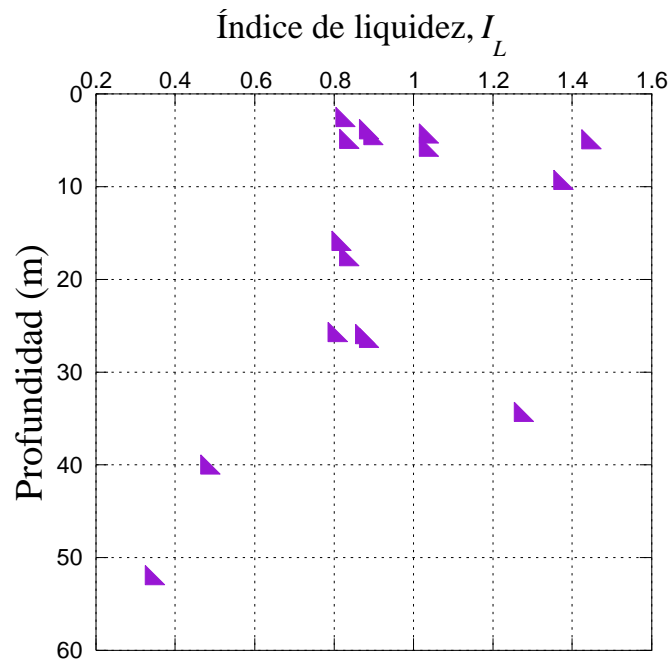


Figura 3.8 Variación del índice de liquidez con respecto a la profundidad

Como se puede observar en la Figura 3.8 el índice de liquidez varía de entre 0.8 y 1.4 con la excepción de las dos muestras más profundas (SS1-M6 y SS1-TP-M7) las cuales tienen

valores de 0.34 y 0.48 respectivamente, de los resultados obtenidos se puede concluir que el suelo tendrá un comportamiento plástico o viscoso al esfuerzo cortante.

3.2.5 Clasificación SUCS.

Con las propiedades índice las muestras de suelo fueron clasificadas de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), para lo cual se graficaron los valores experimentales del IL y IP , en la carta de plasticidad mostrada en la Figura 3.9.

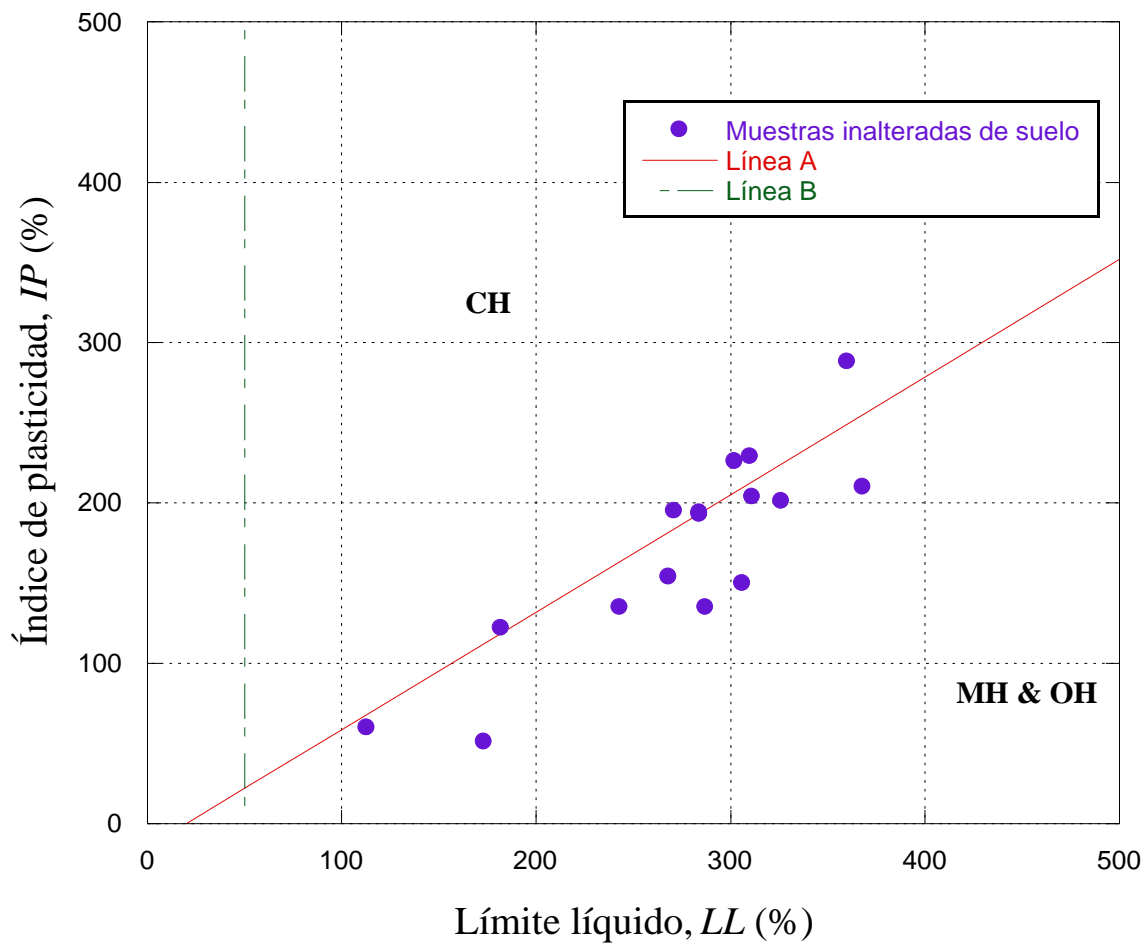


Figura 3.9 Carta de plasticidad del material en estudio

Como se puede observar en la Figura 3.9 todas las muestras corresponden a suelos de alta plasticidad ($IP > 50\%$), de las cuales la menor parte se encuentran por encima de la Línea A lo que las clasificaría como arcillas (inorgánicas) de alta plasticidad (CH), las otras

muestras que (representan a la mayoría) cae dentro de una clasificación MH u OH (por debajo de la Línea A y a la derecha de la Línea B), la cual corresponde a limos de alta compresibilidad (MH) y a arcillas o limos orgánicos (HO). Para poder clasificar a las muestras de manera correcta fue necesario apoyarse en la inspección de otras propiedades, tales como la dilatancia, la resistencia en estado seco, la tenacidad, la textura en estado seco, e incluso el color y el olor. De esta inspección se pudo concluir que se trataba de arcillas de alta plasticidad (inorgánicas) por lo que la clasificación correcta se definió como CH, esto puede tener origen en la presencia de una pequeña adición de materia orgánica coloidal, la cual provoca que el límite líquido de una arcilla inorgánica crezca, sin presentar un cambio apreciable de su índice plástico; derivando en que el suelo se desplace hacia la derecha en la carta de plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la Línea A (Juárez, 2005). Solamente dos muestras se clasificaron como limos de alta plasticidad MH, los cuales corresponden a las muestras SS4-TP-1A y TXS1-SS1-M-6.

3.3 Propiedades dinámicas

Varios investigadores han llevado a cabo importantes trabajos dirigidos a describir y predecir el comportamiento dinámico de diferentes suelos en México (Jaime y Romo, 1988; Romo, 1995; Ovando et al., 2007; Mayoral, Romo y Osorio, 2006; Mayoral *et al.*, 2008; Osorio y Mayoral 2012), sin embargo es importante seguir desarrollando investigaciones que permitan incrementar y complementar los estudios existentes con el propósito de tener una mejor comprensión del comportamiento del subsuelo. Como se explicó anteriormente las propiedades dinámicas se representan por medio de las curvas de degradación del módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento, para obtener estas curvas se realizaron 16 ensayos de columna resonante y 33 pruebas de triaxial cíclica (con desplazamiento controlado) en muestras gemelas de suelo, ambos ensayos se realizan en condiciones de consolidado no drenado (CU). La Tabla 3.3 presenta un resumen de los ensayos realizados en cada una de las muestras de suelo, con sus respectivos esfuerzos de confinamiento efectivo, σ'_c .



Tabla 3.3 Programa de laboratorio para pruebas dinámicas.

Sitio	Perforación	Muestra	Profundidad (m)	Tipo de prueba	Esfuerzo confinante efectivo, σ'_c (kg/cm ²)
TXS1	SM-2	M-7	4.80-5.00	CR	0.68, 0.9
				TC	0.45, 0.68, 0.90
TXS1	SS-1	M-1	17.40-17.60	CR	0.70, 1.05, 1.40
				TC	0.70, 1.05, 1.40
TXS1	SS-1	M-2	25.60-25.80	CR	0.86, 1.29
				TC	0.86, 1.29, 1.72
TXS1	SS-1	M-3	34.20-34.40	CR	1.03, 1.55, 2.07
				TC	1.03, 1.55, 2.07
TXS1	SS-1	M-6	51.80-52.00	CR	1.39, 2.08, 2.77
				TC	1.39, 2.08, 2.77
TXS2	SM-1	M-7	4.20-4.40	CR	0.20, 0.75
				TC	0.10, 0.20, 0.75
TXS2	SM-1	M-15	9.20-9.40	CR	0.20, 0.50
				TC	0.5
TXS2	SM-1	M-40	25.80-26.00	CR	0.54, 0.81, 1.10
				TC	0.54, 0.81, 1.10
SOSA	SM-1	M-1	2.40-2.60	CR	0.30, 0.50, 0.75
				TC	0.30, 0.50, 0.75
SOSA	SM-1	M-9	5.60-5.80	CR	0.68, 1.03, 1.37
				TC	0.68, 1.03
TX-TP	SS1-TP	M2	4.40-5.30	CR	0.2, 0.4, 0.6, 1.0, 1.5
				TC	1.5
TX-TP	SS1-TP	M4	15.40-16.30	CR	0.2, 0.4, 0.7, 1.0
				TC	1
TX-TP	SS1-TP	M7	39.50-40.40	CR	0.2, 0.4, 0.7, 1.0, 1.5, 2.5, 4.0
				TC	4
TX-TP	SS4-TP	1A	3.50-4.10	CR	0.2, 0.4, 0.7, 1.0, 1.5, 2.5
				TC	2.5
TX-TP	SS4-TP	4A	26.00-26.60	CR	0.2, 0.4, 0.7, 1.0, 1.5
				TC	1.5
TX-TP	SS6-TP	M1	4.00-4.90	CR	0.15, 0.3, 0.45, 0.7, 1.0, 2.5, 4.0
				TC	1

CR: Columna Resonante TC: Triaxial Cíclica

Como se muestra en la Tabla 3.3 no en todos los casos se pueden obtener resultados tanto de columna resonante como de triaxial cíclica para un mismo esfuerzo de confinamiento, esta situación puede tener diferentes orígenes tales como:

- Número limitado de muestras inalteradas recuperadas o que tengan las condiciones necesarias para ser ensayadas.
- Número limitado de muestras que sean consideradas como gemelas.
- Limitaciones inherentes de los equipos dinámicos.
- Fallas de los operadores de los equipos dinámicos.
- Disponibilidad de equipos, personal y tiempo para realizar las pruebas.

Además, debido a que las pruebas de columna resonante no son destructivas, de estas se pueden obtener resultados para varios esfuerzos de confinamiento, a diferencia de las pruebas de triaxial cíclica, ya que al ser ésta una prueba destructiva sólo se puede ensayar para un sólo esfuerzo de confinamiento, es por ello que se realizaron un mayor número de pruebas de columna resonante que de triaxial cíclica, lo cual es más evidente en las muestras de suelo del sitio denominado tramo de pruebas (TX-TP), en este sitio la obtención de probetas en condiciones para ser ensayadas fue muy limitada, por lo que sólo se realizó una prueba de triaxial cíclica por cada muestra. Una manera de superar algunas de estas limitaciones es mediante el uso de un equipo capaz de realizar ambas pruebas (triaxial cíclica y columna resonante), como el desarrollado por el Dr. Stokoe y su equipo en la Universidad de Texas (Austin). La Figura 3.10 muestra un conglomerado de todos los resultados obtenidos de las pruebas dinámicas de laboratorio, en esta figura no se hace distinción alguna entre las pruebas que se realizaron para una misma muestra con diferentes esfuerzos de confinamiento, ya que tiene como objetivo ser comparadas de manera general, tanto con las curvas empíricas propuestas por Romo, Jaime y Reséndiz (1988), como con aquellas que fueron desarrolladas por Vucetic y Dobry (1991), sin embargo para poder realizar la comparación de los resultados relativos al módulo de rigidez, estos deben ser normalizados con su respectivo valor máximo. La Figura 3.11 muestra los resultados relativos al módulo de rigidez normalizados, posteriormente se presenta un estudio más minucioso de los datos experimentales.

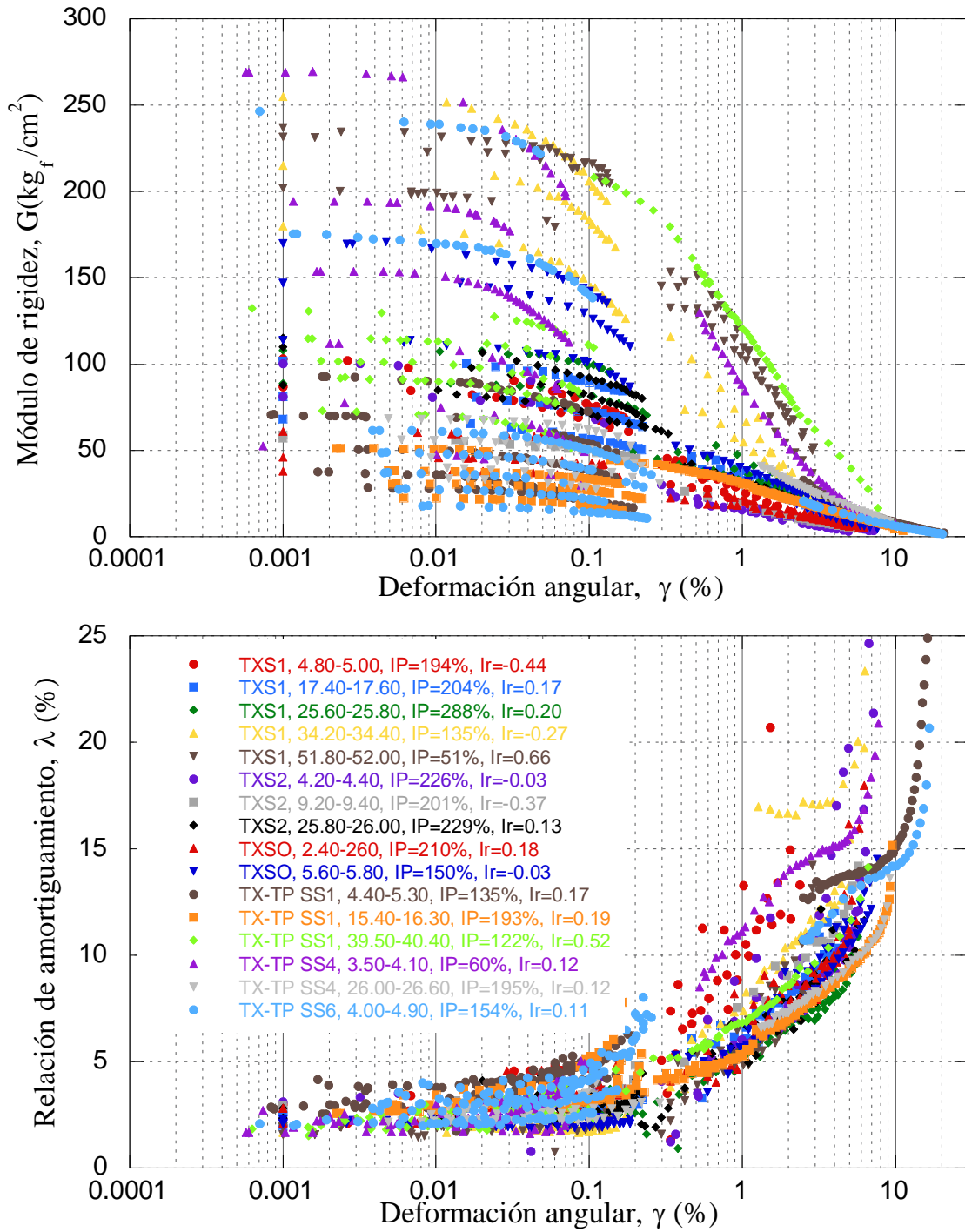


Figura 3.10 Conglomerado de datos experimentales $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$

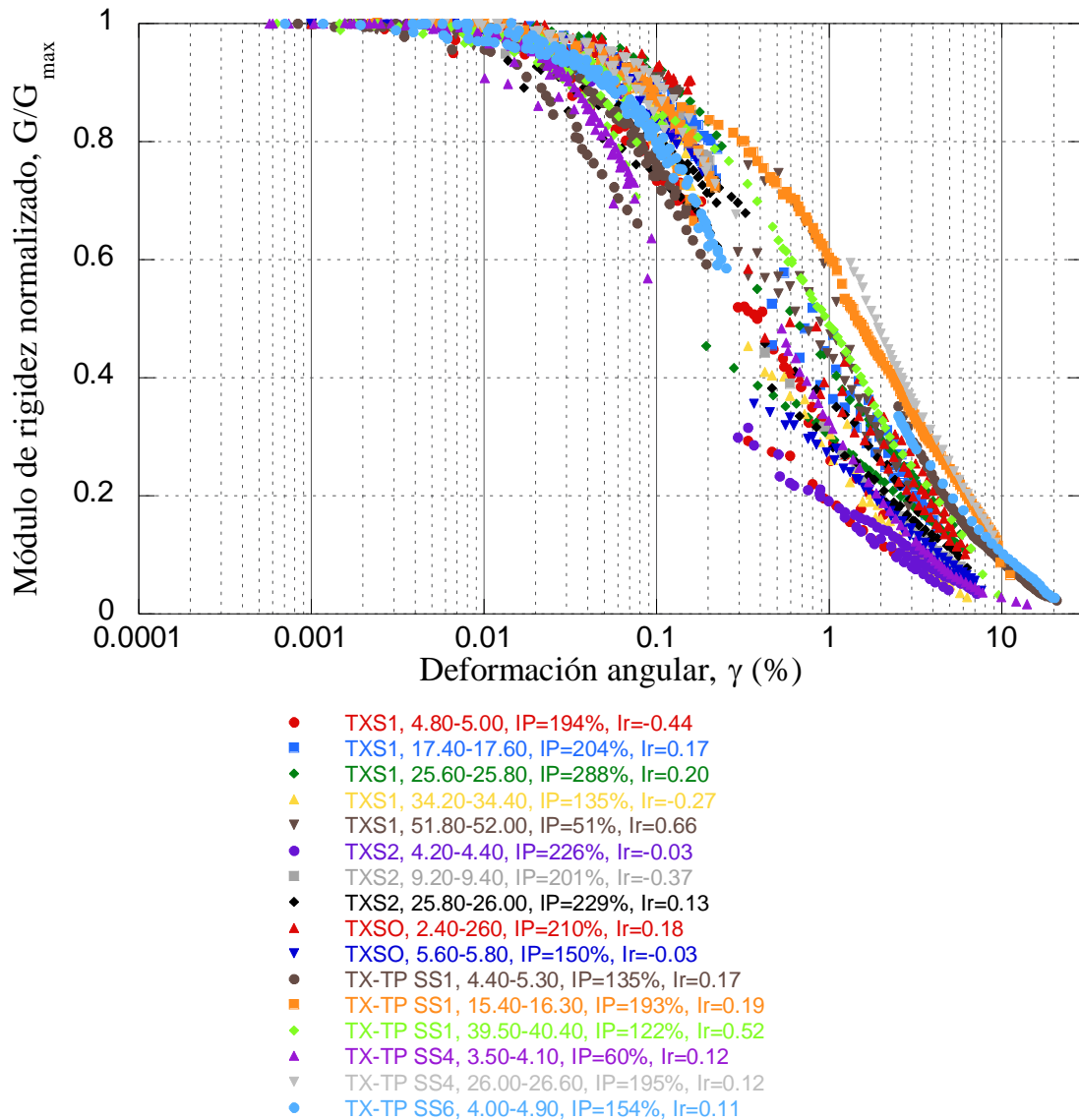


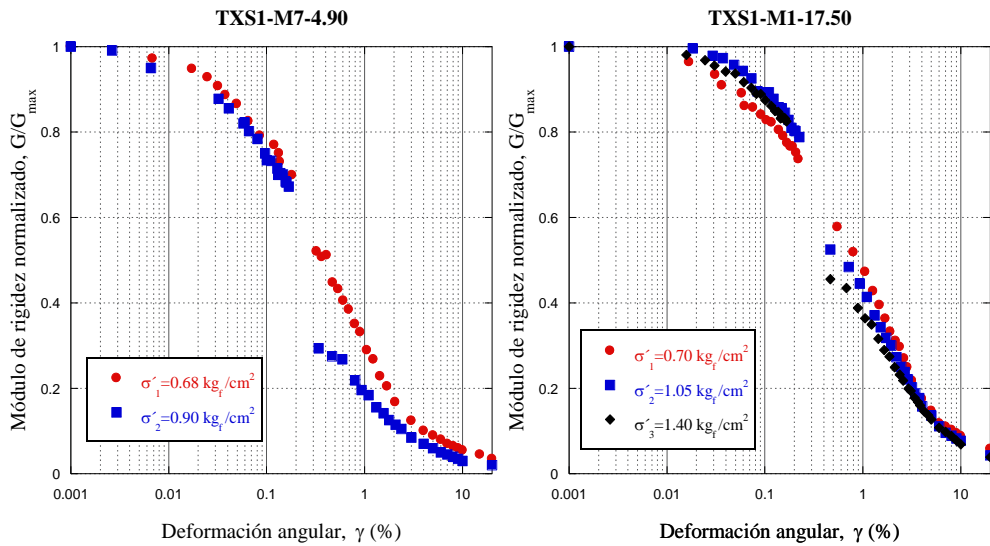
Figura 3.11 Datos experimentales $G/G_{max}-\gamma$

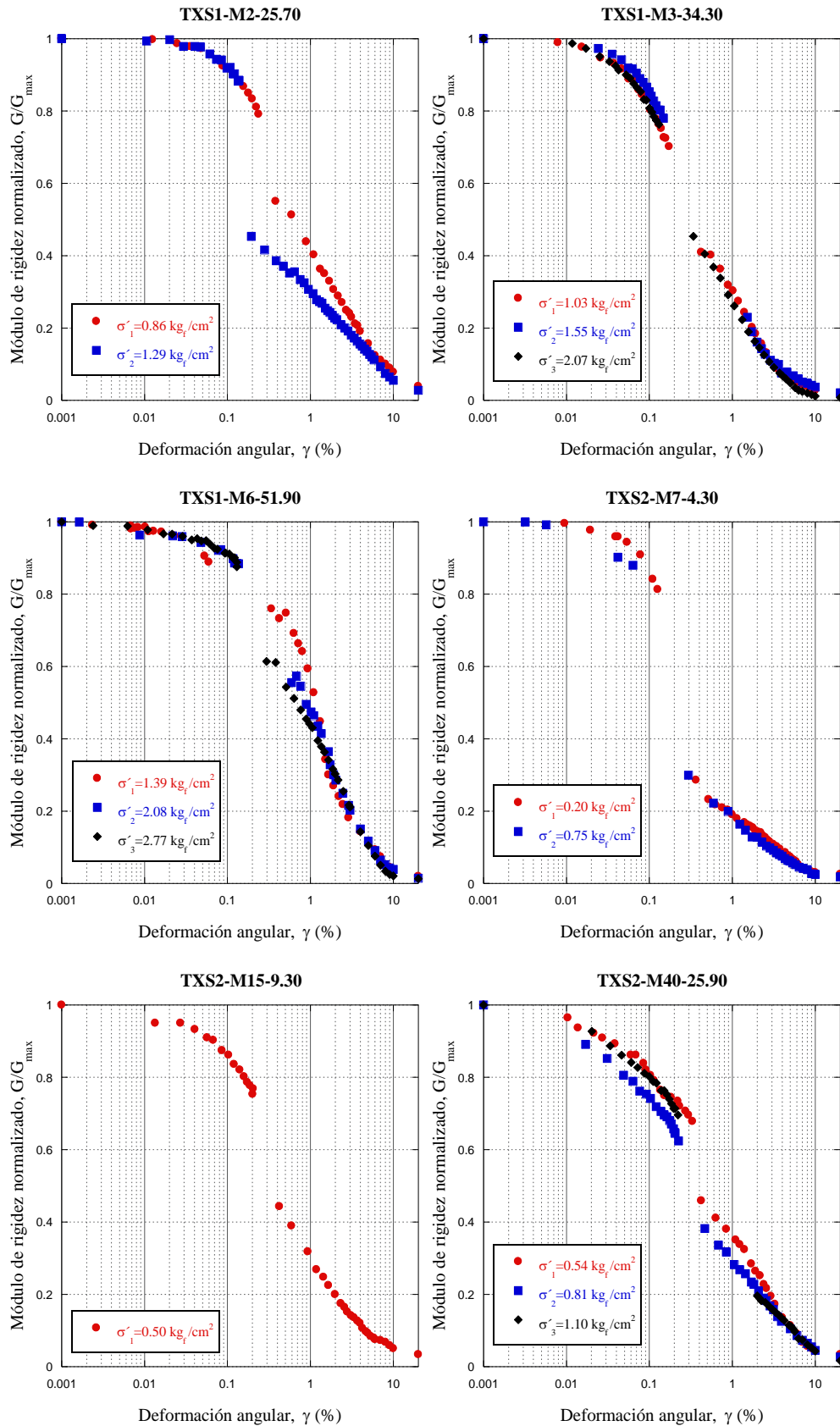
Lamentablemente para poder definir adecuadamente las propiedades dinámicas se necesita que para un mismo esfuerzo de confinamiento se tengan los resultados tanto de columna resonante como de triaxial cíclica, por esta razón a partir de este punto sólo se presentaran los resultados de las probetas que hayan sido ensayadas tanto en columna resonante como en triaxial cíclica, para un mismo esfuerzo de confinamiento. A continuación se presentan las curvas de módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento en función de la deformación angular, debido a la extensión de la información generada, esta será presentada

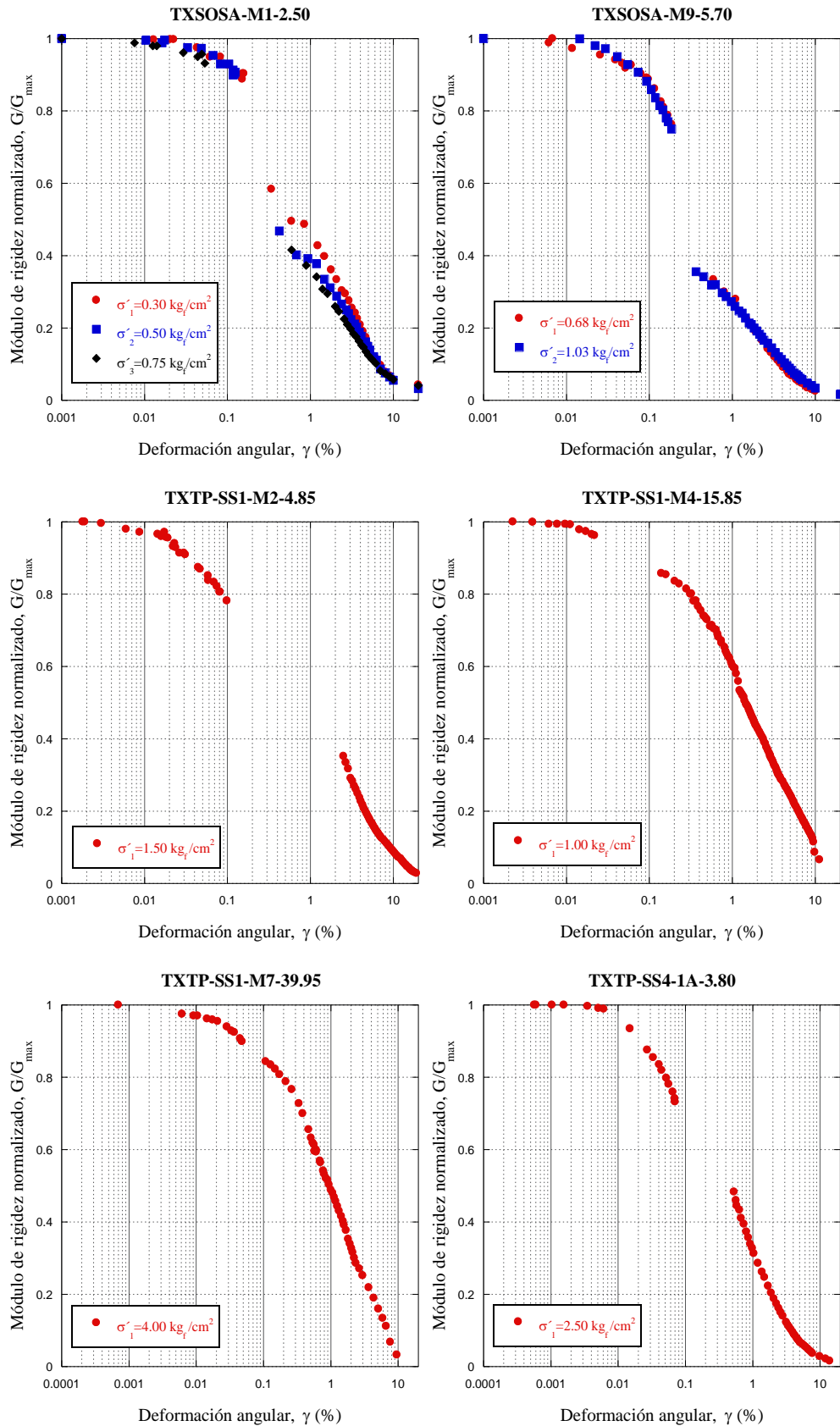
en graficas que incluirán los resultados de las probetas ensayadas que se hayan extraído a partir de una misma muestra inalterada de suelo.

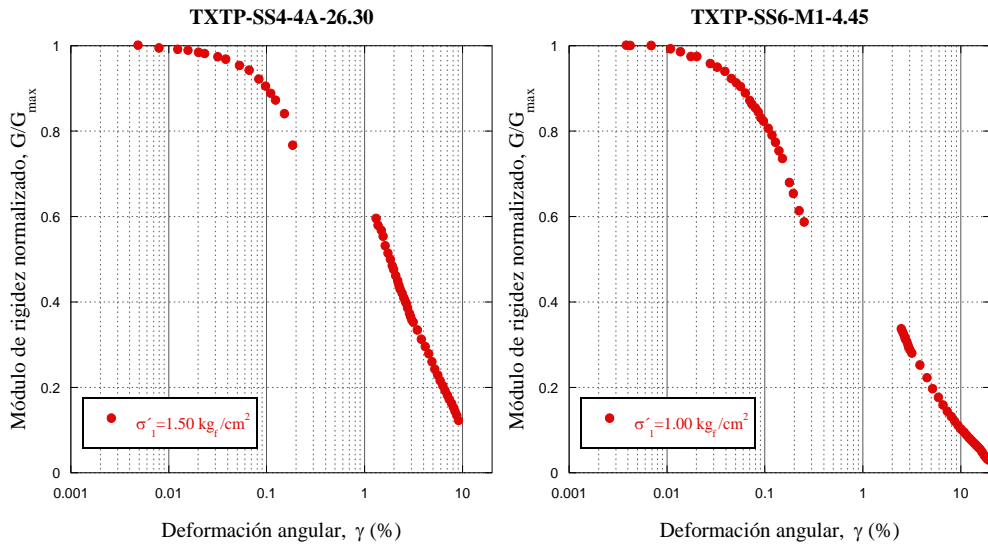
3.3.1 Degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante

Las curvas del comportamiento dinámico del módulo de rigidez presentadas a continuación, fueron normalizadas con respecto al valor máximo del módulo de rigidez, G_{max} , ya que como se mencionó anteriormente esta es la forma más conveniente de utilizar los resultados de laboratorio; Es importante destacar que la curva de degradación del módulo de rigidez no solamente ha sido normalizada con respecto al valor de G_{max} , en otras investigaciones (Vega, 2003) se han presentado normalizadas con respecto a diferentes esfuerzos tales como: el esfuerzo efectivo de campo, σ'_{v0} , el esfuerzo efectivo de preconsolidación, σ'_{pc} , la resistencia de corte en condiciones no drenadas, S_u , el esfuerzo confinante efectivo, σ'_c , etc.





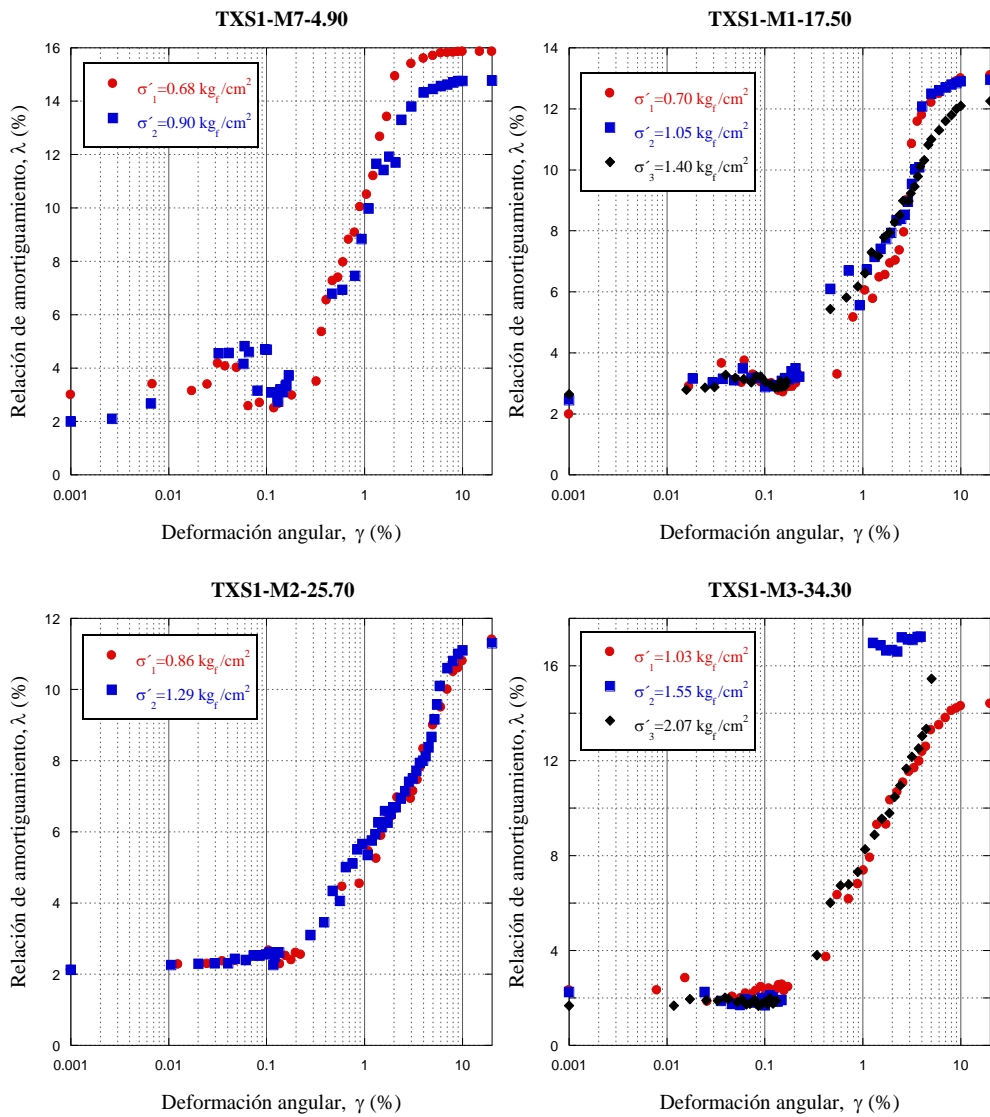


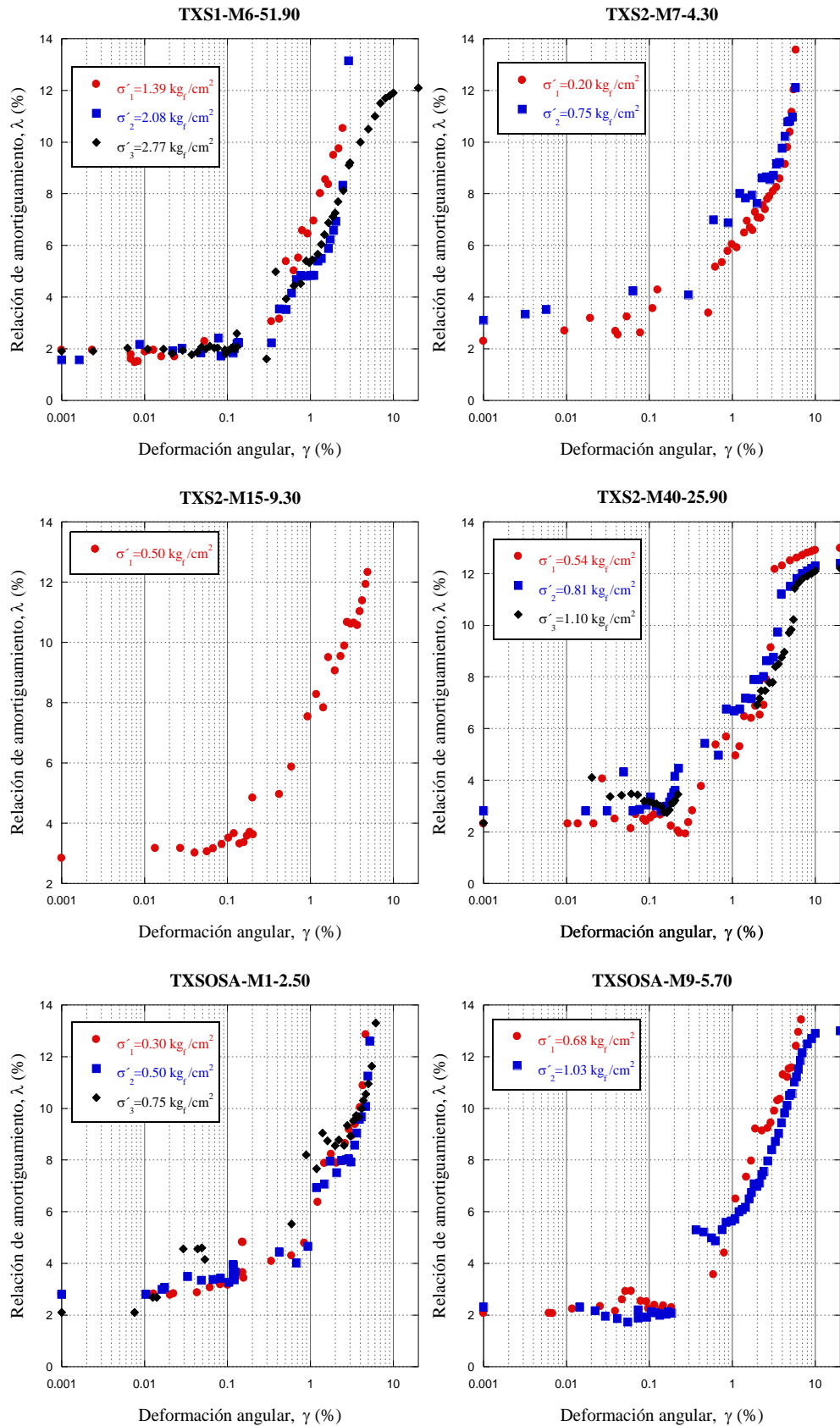


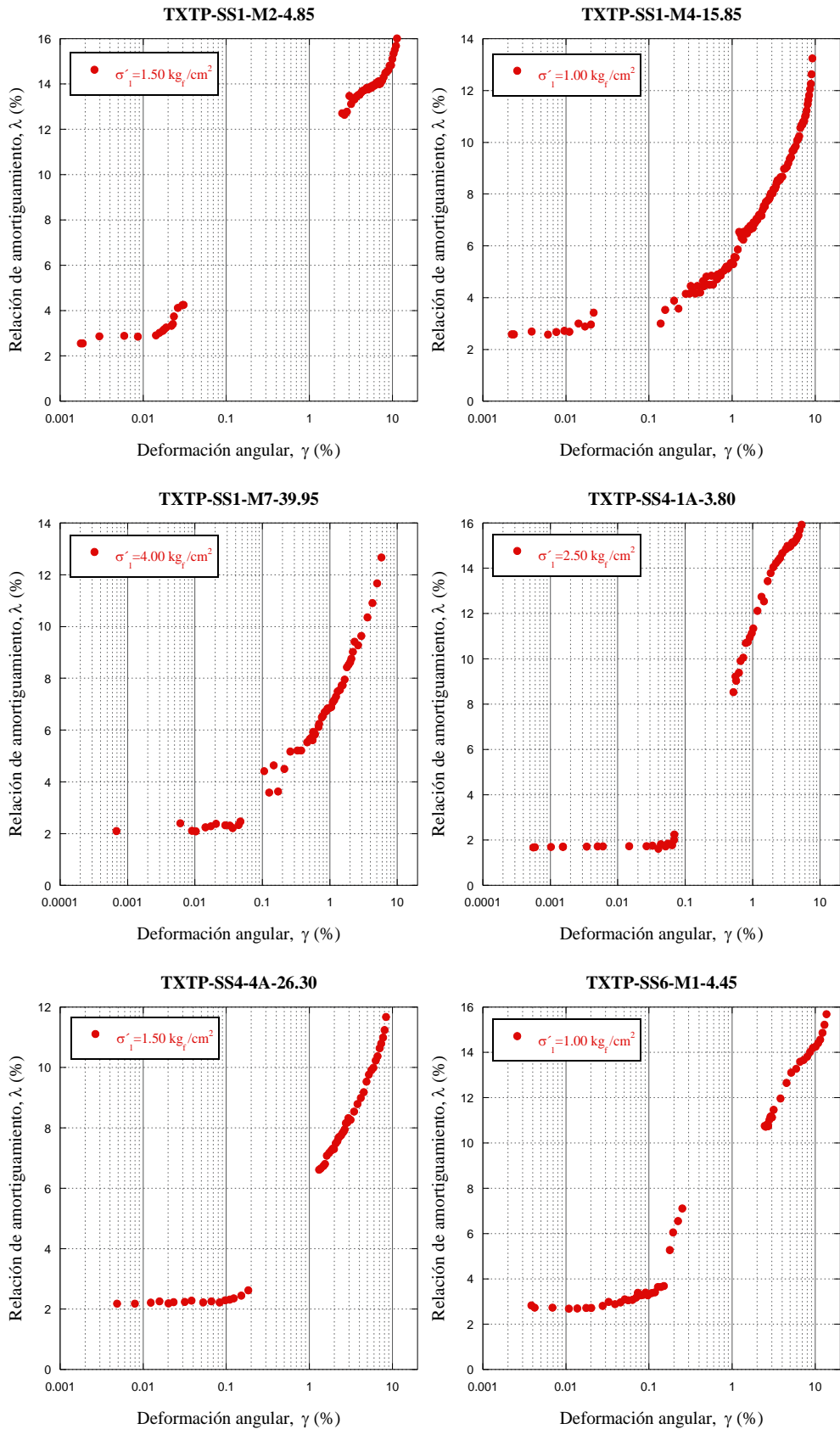
Como se puede observar las curvas experimentales están formadas por dos series de datos bien definidas, las cuales corresponden a los datos obtenidos mediante los ensayos de columna resonante y triaxial cíclica, aunque la mayoría de las curvas presentan un rango de deformación para los que no fue posible obtener datos, de 0.2 a 0.4%, se considera que las curvas están bien definidas ya que cubren tanto la mayor parte del comportamiento no lineal, como los rango de deformaciones en los que comienza y termina este comportamiento. Las curvas mejor definidas fueron las correspondientes a las muestras TXTP-SS1-M4 y TXTP-SS1-M7, las cuales están prácticamente completas. La deformación umbral, γ_u , se define como aquella en la que el suelo pasa de tener un comportamiento elástico lineal a un comportamiento no lineal, por lo que el valor correspondiente de módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento para esta deformación, son el máximo y el mínimo respectivamente (i.e. G_{max} , λ_{min}), para las muestras de suelo ensayadas, la deformación umbral del módulo de rigidez, tiene un valor de entre 0.001 y 0.01%, a partir de la cual la degradación del módulo de rigidez aumenta hasta llegar a un valor mínimo, G_{min} . Como se puede observar en las curvas presentadas el cociente de G_{min}/G_{max} llega a valores cercanos a cero. Los rango de valores entre los que varían G_{min} y G_{max} se puede observar en la Figura 3.10 en la cual se aprecia que G_{max} varió de entre 38 y 269%, mientras G_{min} fluctuó entre 3.4 y 1.28%.

3.3.2 Relación de amortiguamiento

La curva de relación de amortiguamiento proporciona el porcentaje de energía almacenada por el suelo que se disipa cuando éste se somete a una carga cíclica, al igual que las curvas de degradación del módulo de rigidez están también en función de la deformación angular y son presentadas para las mismas muestras, ya que para realizar una caracterización de las propiedades dinámicas de un suelo, ambas curvas son necesarias. A continuación se presentan los resultados obtenidos de los ensayos dinámicos de laboratorio:







Debido a que la obtención de las curvas de las propiedades dinámicas G y λ está ligadas entre sí, estas presentan el mismo rango de deformaciones para los que no fue posible obtener datos, lo cual se aprecia claramente en la Figura 3.12.

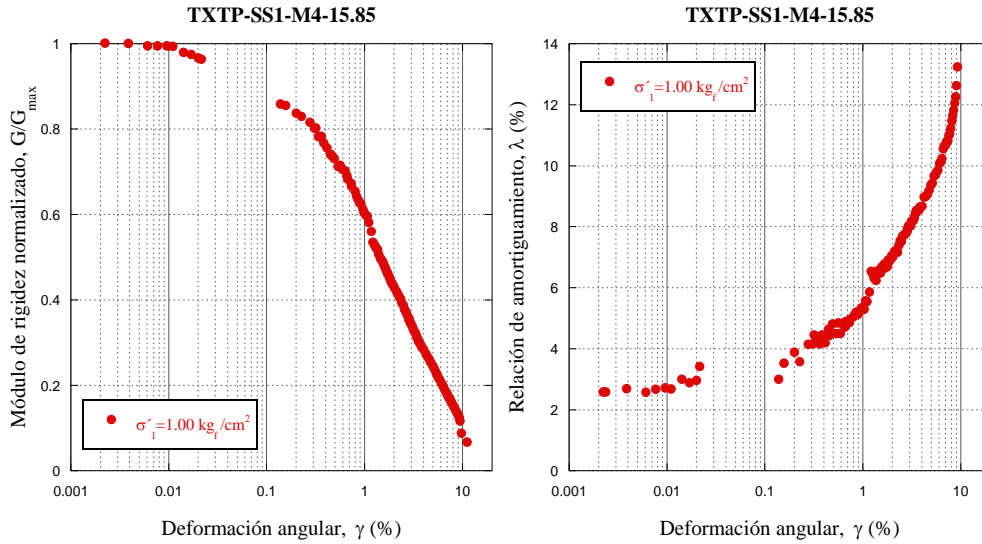


Figura 3.12 Conjunto de curvas de G/G_{max} - γ y λ - γ para una misma muestra de suelo

En las curvas presentadas se puede observar que la deformación umbral de la relación de amortiguamiento varía en un rango de entre 0.1 y 0.3%, este rango es claramente diferente a el correspondiente de la deformación umbral de la curvas de degradación del módulo de rigidez (0.001 y 0.01%), de hecho ambos rangos no se intersectan entre sí, por lo que podemos concluir que la variación de las propiedades dinámicas no se presenta de manera simultánea. Así mismo se aprecia claramente que aun para pequeñas deformaciones ($<0.005\%$) el material disipa parte de la energía que almacena por deformación (tal como se había mencionado anteriormente). La relación de amortiguamiento para deformaciones menores a la deformación umbral permanece constante por lo que a este se le conoce como amortiguamiento mínimo, λ_{min} , una vez que la muestra de suelo es sometida a una deformación angular mayor ala umbral la relación de amortiguamiento incrementa de manera importante hasta alcanzar un valor máximo, λ_{max} . Para las muestras estudiadas en esta investigación λ_{min} vario de entre 1.6 y 3.1%, mientras que λ_{max} tuvo valores de entre 10.9 y 17.3%. En la Tabla 3.4 se presentan un concentrado de los parámetros dinámicos G_{min} , G_{max} , λ_{min} , y λ_{max} , para cada una de las pruebas dinámicas de laboratorio realizadas.



Tabla 3.4 Parámetros dinámicos

Datos generales				Parámetros dinámicos				
Sitio	Muestra	Profundidad [m]	Equipo	σ'_c [kgf/cm ²]	G_{max} [kgf/cm ²]	G_{min} [kgf/cm ²]	λ_{max} (%)	λ_{min} (%)
TXS1	M7	4.9	CR	0.68	87	2.175	15.863	3
			TC					
			CR	0.9	103	2.06	14.765	2
			TC					
TXS1	M1	17.5	CR	0.7	68	2.873	13.149	1.98
			TC					
			CR	1.05	81	2.514	12.973	2.45
			TC					
TXS1	M2	25.7	CR	1.4	102	2.376	12.348	2.651
			TC					
			CR	0.86	89	2.317	11.524	2.125
			TC					
TXS1	M3	34.3	CR	1.29	108	2.486	11.457	2.13
			TC					
			CR	1.03	180	1.987	14.423	2.327
			TC					
TXS1	M6	51.9	CR	1.55	215	2.583	17.231	2.254
			TC					
			CR	2.07	255	1.532	13.345	1.678
			TC					
TXS1	M7	4.3	CR	1.39	202	3.125	14.215	1.949
			TC					
			CR	2.08	231.5	2.522	13.147	1.566
			TC					
TXS2	M15	9.3	CR	2.77	237	1.739	12.187	1.907
			TC					
			CR	0.2	81	1.498	13.559	2.3
			TC					
TXS2	M40	25.9	CR	0.75	100.18	1.276	12.103	3.1
			TC					
			CR	0.5	59	1.563	12.33	2.84
			TC					
TXS2	M1	2.3	CR	0.54	88	2.254	13.017	2.315
			TC					
			CR	0.81	110	1.876	12.423	2.809
			TC					
TXS2	M9	5.7	CR	1.1	115	1.427	12.257	2.7
			TC					
			CR	0.3	38	1.45	10.875	2.823
			TC					
SOSA	M1	2.3	CR	0.5	46	1.324	11.246	2.804
			TC					
			CR	0.75	61	1.734	11.63	2.102
			TC					
SOSA	M2	4.85	CR	0.68	114	1.511	13.484	2.07
			TC					
			CR	1.03	147	1.894	13.027	2.303
			TC					
TX-TP-SS1	M4	15.85	CR	1.5	92.76	2.12	14.81	2.54
			TC					
TX-TP-SS1	M7	39.95	CR	1	51.17	3.38	12.61	2.57
			TC					
TX-TP-SS1	1A	3.8	CR	4	246.6	2.874	12.65	2.081
			TC					
TX-TP-SS4	4A	26.3	CR	2.5	269.3	3.12	15.35	1.66
			TC					
TX-TP-SS4	M1	4.45	CR	1.5	68.54	3.33	11.65	2.167
			TC					
TX-TP-SS6	M1	4.45	CR	1	61.48	1.7	14.23	2.82
			TC					

3.3.3 Influencia del índice de plasticidad en las propiedades dinámicas

El índice de plasticidad es uno de los parámetros que presentan mayor influencia en el comportamiento dinámico de los suelos finos, sin embargo los resultados experimentales indican que el comportamiento no lineal de los suelos de alta plasticidad no tiene una tendencia clara con respecto a su índice de plasticidad tal y como se ha dogmatizado en otras investigaciones. La Figura 3.13 presenta los resultados experimentales de muestras que fueron ensayadas a esfuerzos efectivos de confinamiento muy parecidos (entre 1 y 1.05 kgf/cm²), esto con el fin de focalizarnos en la influencia de IP en las propiedades dinámicas.

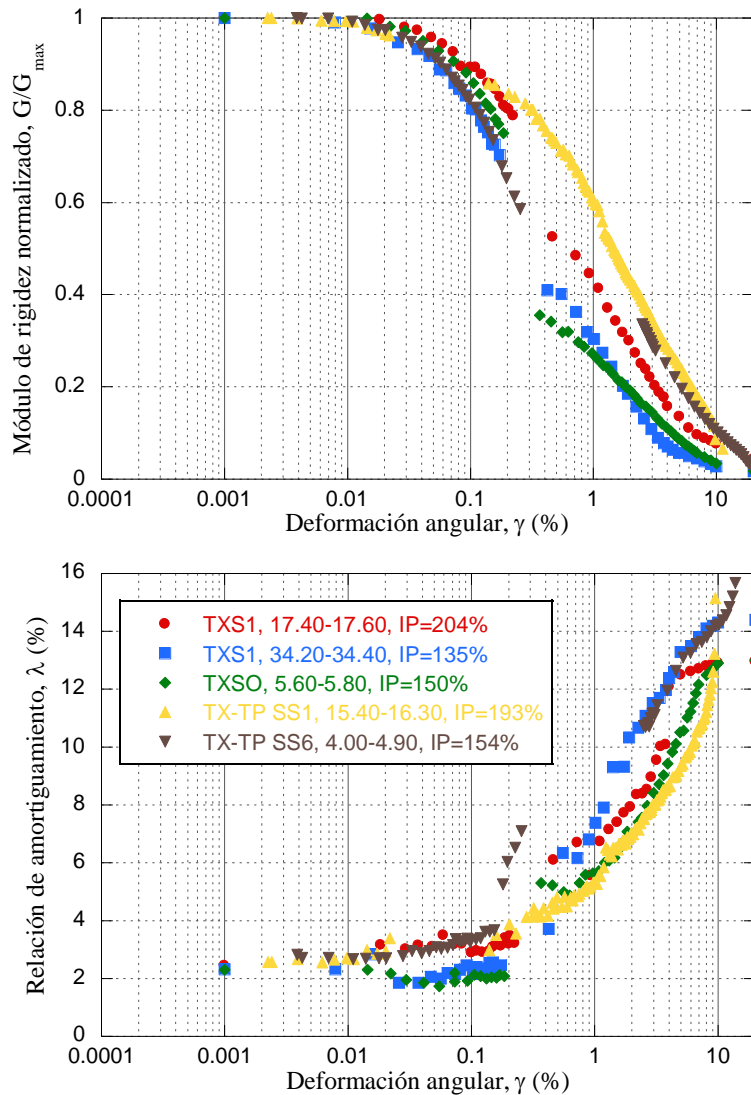


Figura 3.13 Influencia del IP en las propiedades dinámicas



En la figura anterior se observa que la muestra con mayor índice de plasticidad, IP , (TXS1, 17.40-17.60, $IP=204\%$) tiene una degradación del módulo de rigidez mayor a la que presentan otras muestras para una misma deformación angular, de manera similar la relación de amortiguamiento de esta muestra es superior al de otras, lo cual se contrapone a el comportamiento reportado en mucha de la literatura del tema, de manera similar la muestra con menor IP (TXS1, 34.20-34.40, $IP=135\%$) tiene una degradación de G menor con respecto a otras muestras que tiene mayor IP , así mismo se puede apreciar que las curvas de las propiedades dinámicas no se mantienen ordenadas de la misma manera durante todo su comportamiento no lineal, por ejemplo ordenadas de menor a mayor degradación de G para una deformación angular de 0.1% las muestras presentan el siguiente orden:

- TXS1, 34.20-34.40, $IP=135\%$ (azul)
- TX-TP SS6, 4.00-4.90, $IP=154\%$ (café)
- TXSO, 5.60-5.80, $IP=150\%$ (verde)
- TX-TP SS1, 15.40-16.30, $IP=193\%$ (amarillo)
- TXS1, 17.40-17.60, $IP=204\%$ (rojo)

Mientras que para una deformación angular de 3% las muestras tiene el siguiente orden:

- TXS1, 34.20-34.40, $IP=135\%$ (azul)
- TXSO, 5.60-5.80, $IP=150\%$ (verde)
- TXS1, 17.40-17.60, $IP=204\%$ (rojo)
- TX-TP SS6, 4.00-4.90, $IP=154\%$ (café)
- TX-TP SS1, 15.40-16.30, $IP=193\%$ (amarillo)

Este cambio de posiciones de las curvas de degradación del módulo de rigidez (y que también se presenta en las curvas de relación de amortiguamiento, pero con diferente orden), hace aún más evidente la influencia de otros parámetros además del índice de plasticidad en el comportamiento dinámico de los suelos de alta plasticidad.

3.3.4 Influencia del esfuerzo confinante efectivo en las propiedades dinámicas

Debido a que algunas de las muestras de suelo fueron ensayadas para diferentes esfuerzos confinantes, σ'_c , la influencia de este parámetro en las propiedades dinámicas puede ser estudiada de manera sencilla. La Figura 3.14 muestra las curvas resumen de las propiedades dinámicas de dos muestras ensayadas a tres distintos esfuerzos de confinamiento.

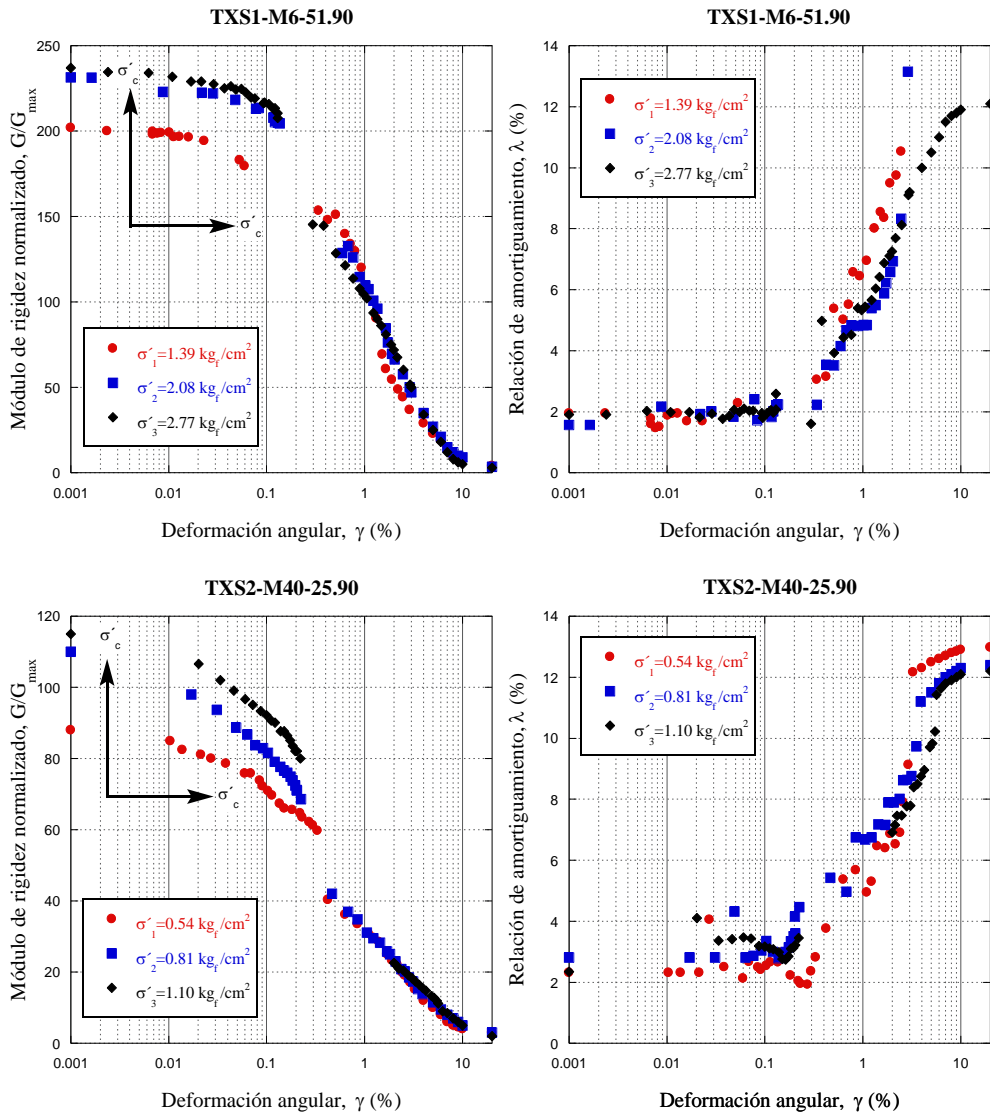


Figura 3.14 Influencia del σ'_c en las propiedades dinámicas

En la Figura 3.14 se puede apreciar claramente que conforme el esfuerzo confinante efectivo aumenta los valores de módulo de rigidez al esfuerzo cortante se incrementan, este efecto es más notorio en deformaciones angulares menores al 2%, ya que a partir de este valor la influencia del esfuerzo confinante es imperceptible, en cuanto al amortiguamiento, este parece no variar significativamente ante el cambio del σ'_c , además de que esta variación no tiene una tendencia clara en los resultados presentados en esta investigación. La Figura 3.15 muestra las curvas normalizadas de G/G_{max} para las mismas muestras presentadas en la Figura 3.14.

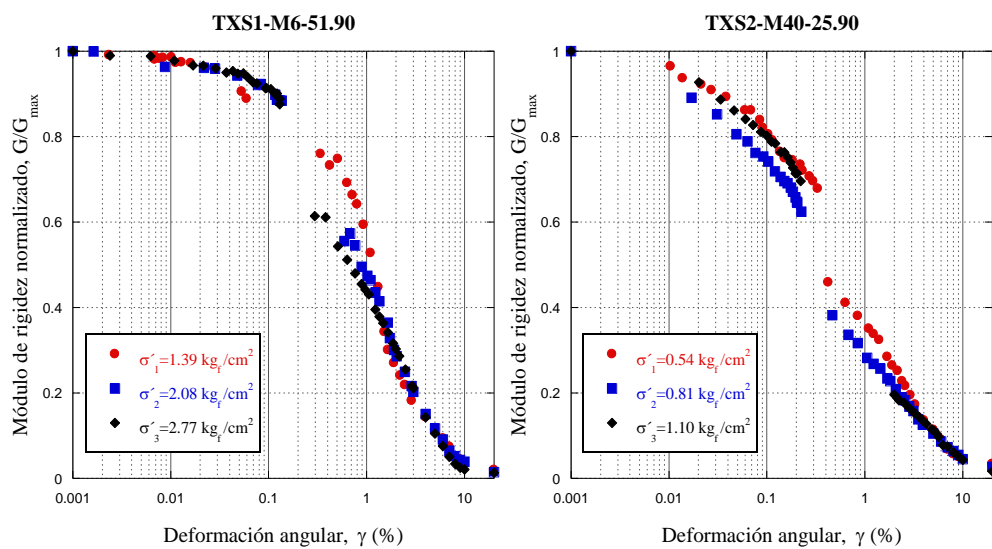


Figura 3.15 Influencia del σ'_c en las curvas $G/G_{max}-\gamma$

Como se ha mencionado anteriormente cuando se obtiene la curva de degradación del módulo de rigidez en el laboratorio la importancia radica en su comportamiento y no en los valores que toma, lo cual significa que la curva normalizada de $G/G_{max}-\gamma$ es la que realmente nos interesa y no la curva $G-\gamma$. En la Figura 3.15 se aprecia que una vez que se han normalizado las curvas de módulo de rigidez, el efecto del σ'_c disminuye significativamente e incluso parece tener una tendencia distinta a la percibida en la Figura 3.14, sin embargo, debido a que esta al igual que en el amortiguamiento no se tiene una tendencia clara no podemos concluir de manera precisa cual es la influencia del σ'_c en el comportamiento de las propiedades dinámicas.



4. MODELACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS DE ALTA PLASTICIDAD ENCONTRADOS EN EL LAGO DE TEXCOCO

Debido a las dificultades que presenta la medición de las propiedades dinámicas de los suelos, ésta no se realiza de manera habitual en la práctica de la ingeniería, por lo que cuando se realiza un análisis de respuesta de sitio se suelen utilizar curvas empíricas o modelos constitutivos. A continuación se presenta la comparación de los datos experimentales con las curvas empíricas desarrolladas por Romo *et al.*, 1988, las cartas desarrolladas por Vucetic y Dobry (1991), y los datos obtenidos con los modelos propuestos por Darendeli-Stokoe (2001) y González y Romo (2011), esta comparación se realizó con el fin de evaluar la validez del uso estas curvas y modelos, los cuales ha sido utilizado en el pasado para simular las curvas degradación de módulo de rigidez y de la relación amortiguamiento de los suelos de alta plasticidad del Lago de Texcoco.

4.1 Modelado con las curvas empíricas propuestas por Romo, Jaime y Reséndiz (1988)

Como se mencionó anteriormente uno de los primeros trabajos enfocados en la modelación de las propiedades dinámicas de los suelos arcillosos de la Ciudad de México, fue el desarrollado por Romo, Jaime y Reséndiz (1988), en esta investigación se presentaron un conjunto de curvas empíricas para distintas zonas del Valle de México, las cuales son presentadas en la sección 1.4.3, debido a que los resultados experimentales presentados en el capítulo anterior caen dentro de la región definida como zona virgen del Lago de Texcoco, estos son comparados con las curvas empíricas propuestas para esta zona en la Figura 4.1.

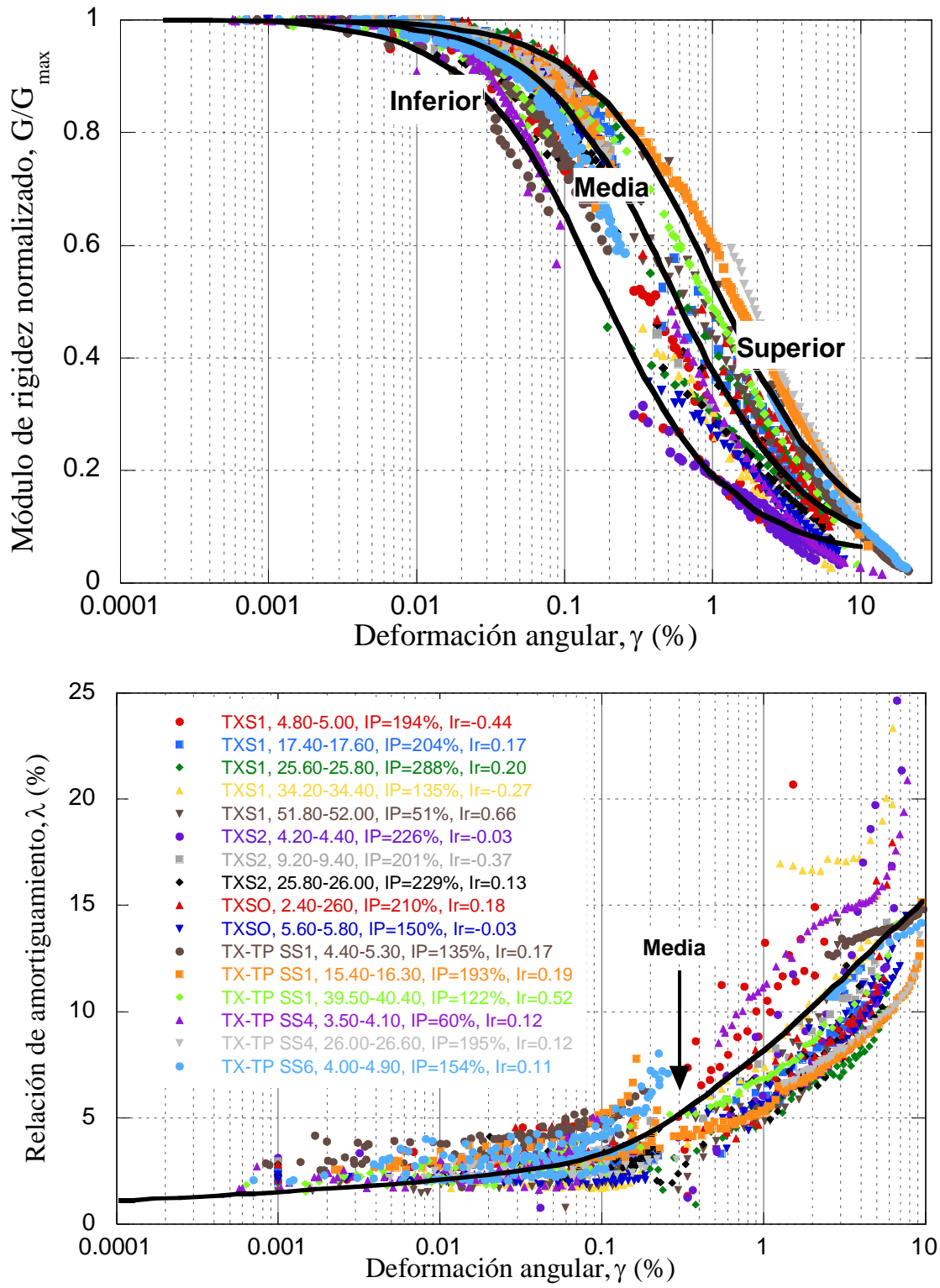


Figura 4.1 Comparación de las curvas experimentales de módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento con las propuestas por Romo et al., (1988)



En la Figura 4.1 se observa claramente que el efecto del tiempo (i.e. alrededor de 30 años) no ha afectado significativamente los límites superior e inferior de las curvas de degradación del módulo de rigidez y, por lo tanto, los datos experimentales caen de manera precisa dentro del rango propuesto por Romo et al. (1988), del mismo modo para las curvas de relación de amortiguamiento, la curva promedio reportada por Romo et al. (1988) también sigue la tendencia obtenida a partir de los datos experimentales, por lo que se considera que el modelado de los suelos plásticos del Lago de Texcoco por medio de estas curvas empíricas es adecuado.

4.2 Modelado con las cartas desarrolladas por Vucetic y Dobry (1991)

En 1991 Vucetic y Dobry desarrollaron un conjunto de curvas empíricas de módulo de rigidez normalizado y de relación de amortiguamiento, en función del índice de plasticidad, IP , para suelos pre consolidados y normalmente consolidados. Estas curvas se desarrollaron considerando que para un mismo valor de deformación angular, si el IP incrementa, el módulo de rigidez también incrementa y la relación de amortiguamiento decrece. El rango de IP que cubren las curvas de Vucetic y Dobry va de entre 0 y 200%, las cuales son presentadas en la sección 1.4.4. Debido a que estas curvas tuvieron como objetivo ser utilizadas ampliamente en la práctica, éstas solamente contemplan al IP en la determinación de las curvas de las propiedades dinámicas. La Figura 4.2 presenta una comparación entre las curvas propuestas por Vucetic y Dobry, (1991) con todos los datos experimentales presentados en el capítulo anterior.

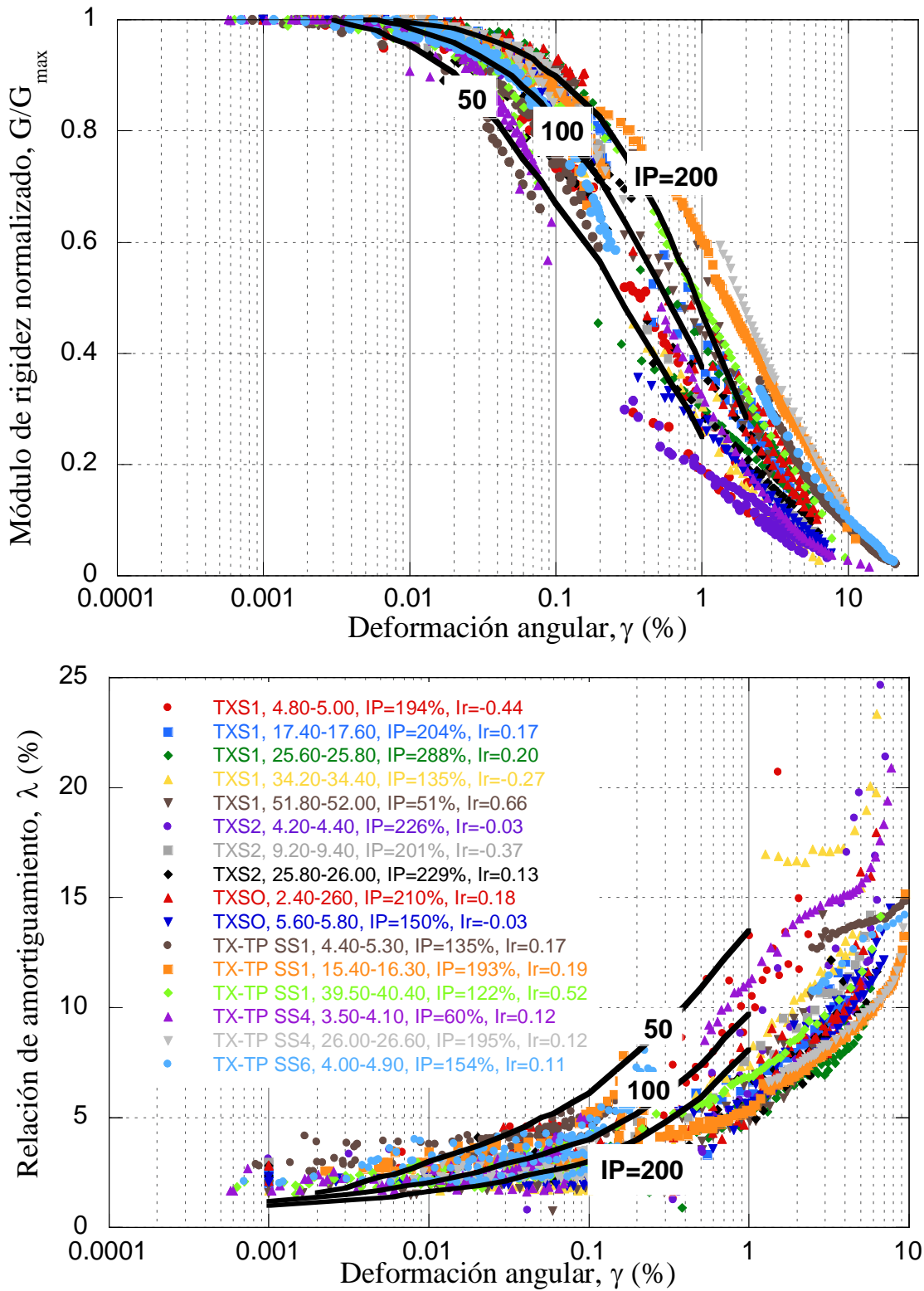


Figura 4.2 Comparación de las curvas experimentales de módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento con las propuestas por Romo et al., (1988)



En la Figura 4.2 se puede observar que la mayoría de los datos experimentales de degradación de módulo de rigidez caen entre las curvas empíricas de 50 y 200%, sin embargo algunos datos experimentales aparecen por debajo de la curva empírica de 50% a pesar de tener un *IP* mayor a 150%, por otra parte al tener muestras que tienen un *IP* mayor a 200%, se esperaba que algunos datos experimentales se encontraran por encima de la curva empírica de 200%, sin embargo, ninguno de los datos experimentales que están por encima de esta corresponden a muestras con *IP* mayores a 210%. En cuanto a las curvas correspondientes a la relación de amortiguamiento la mayoría de los datos experimentales se encuentran por debajo de la curva empírica de 200%, por lo que no tiene la misma tendencia que los datos experimentales. Por lo anterior, podemos concluir que las cartas propuestas por Vucetic y Dobry, (1991) resultan muy limitadas para modelar las propiedades dinámicas de los suelos, sobre todo con respecto a la relación de amortiguamiento, esto debido a que solo considera al *IP* como parámetro, lo cual no significa que sean obsoletas. Por otra parte se considera que para el caso particular del suelo de la Ciudad de México el empleo de las curvas empíricas desarrolladas por Romo et al. (1988), es más apropiado que las cartas propuestas por Vucetic y Dobry.

4.3 Modelado con las propuestas de Darendeli-Stokoe (2001) y de González-Romo (2011)

La modelación de las propiedades dinámicas es un tema de gran importancia cuando se requiere determinar la respuesta sísmica de un lugar, aunque las curvas empíricas pueden proporcionar un buen estimado, un correcto análisis de respuesta de sitio requiere de una mayor exactitud, debido a ello varios autores han propuesto la implementación de modelos matemáticos. En este subcapítulo se presenta la comparación de los datos experimentales con las predicciones de dos de los modelos más utilizados en la actualidad para predecir las propiedades dinámicas de suelos finos, Darendeli-Stokoe, (2001) y González-Romo, (2011). Las expresiones de ambos modelos fueron presentadas en las secciones 1.4.6 y 1.4.7 respectivamente, asimismo se comparan (los datos experimentales) con las curvas empíricas de Vucetic y Dobry según el *IP* de cada muestra. Debido a la extensión de la información generada la comparación de los datos generados con los dos modelos y con las curvas empíricas se presenta en una misma gráfica.

El modelo propuesto por Darendeli-Stokoe (2001) utiliza un gran número de coeficientes ($\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4, \phi_5, \phi_6, \phi_7, \phi_8, \phi_9, \phi_{10}, \phi_{11}$ y ϕ_{12}), los cuales fueron estimados para diferentes tipos de suelo, sin embargo ya que las muestras con las que trabajaron Darendeli y Stokoe tienen diferentes características a las estudiadas en este trabajo, algunos de dichos coeficientes fueron estimados ($a(\phi_5), b$), o en su caso se ignoraron y utilizaron valores conocidos (λ_{min}). El coeficiente de curvatura a presentó un valor igual a 0.9190 para todos los casos, mientras que el coeficiente de escala b varió de entre 0.3 y 0.5. Para definir la relación amortiguamiento mínimo, λ_{min} , se utilizaron los valores obtenidos en el laboratorio (Tabla 3.4) y no la ecuación propuesta por Darendeli-Stokoe, ya que los valores obtenidos con esta última no eran consistentes con los resultados experimentales. El resto de los coeficientes fueron tomados directamente de la investigación de Darendeli-Stokoe, los cuales son presentados a continuación:

$$\phi_1=0.0352, \phi_2=0.001, \phi_3=0.3246, \phi_4=0.3483, \phi_6=0.801, \phi_7=0.0129, \phi_8=-0.107, \phi_9=-0.289$$

Además de estos coeficientes para obtener las curvas de degradación del módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento con este modelo, es necesario conocer el valor de la relación de preconsolidación, OCR , la cual fue considerada igual a uno, ya que la zona de estudio se localiza en la zona virgen del Lago de Texcoco, y la preconsolidación del suelo por desecación sólo ocurre en los primeros dos metros.

En cuanto al modelo desarrollado por González-Romo, este no presentó variables cuyo valor tuviese que ser supuesto, ya que todos ellos fueron obtenidos en el laboratorio (Tabla 3.4), sin embargo este modelo no considera algunas variables que si considera el propuesto por Darendeli y Stokoe como lo son el número de cargas por ciclo, N , la frecuencia de la carga, f , y la relación de preconsolidación, OCR . Debido a el número de gráficas obtenidas, las Figuras 4.3 y 4.4 presentan solamente algunas de las comparaciones de los datos experimentales con las predicciones de los modelos antes mencionados, el resto de comparaciones son presentadas en el Anexo A.

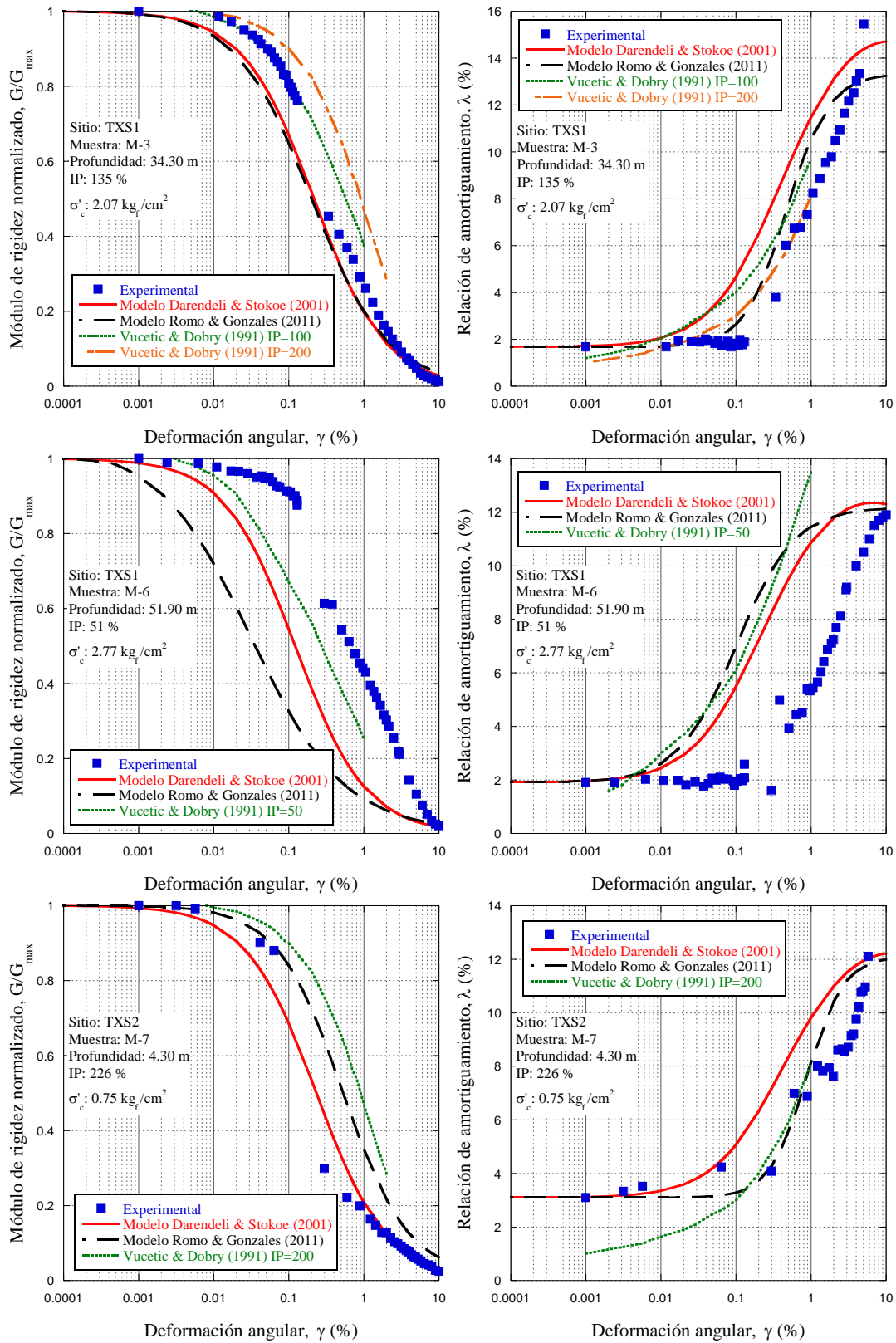


Figura 4.3 Comparación entre los datos experimentales y las predicciones de los modelos

4 MODELACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS DE ALTA PLASTICIDAD ENCONTRADOS EN EL LAGO DE TEXCOCO

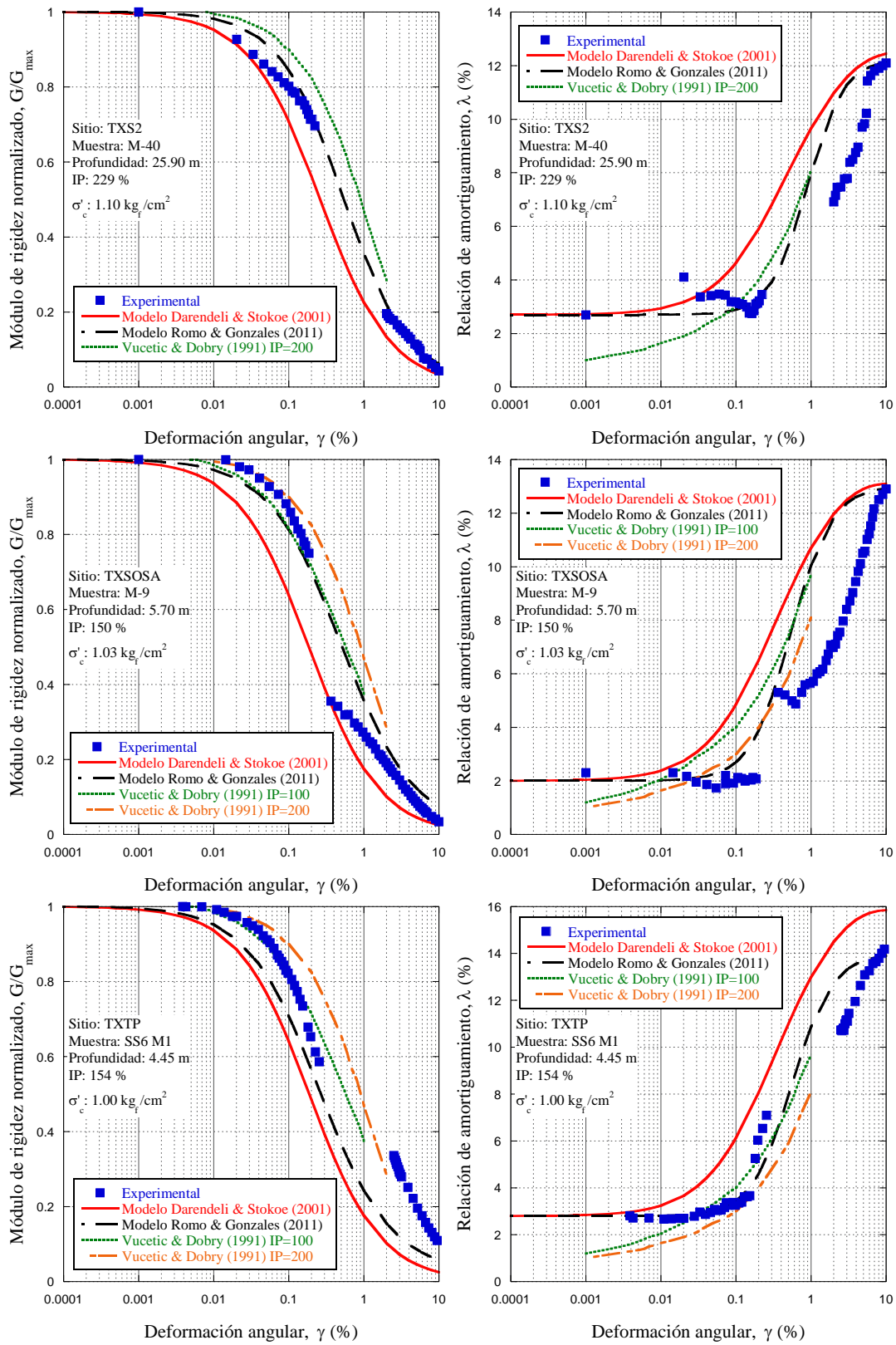


Figura 4.4 Comparación entre los datos experimentales y las predicciones de los modelos



En las Figuras 4.3 y 4.4 se observa claramente que las predicciones de los dos modelos (Darendeli-Stokoe y González-Romo) y de las cartas de Vucetic y Dobry presentan una desviación importante con respecto a los datos experimentales en general. Por medio del modelo propuesto por Darendeli-Stokoe no se obtuvieron predicciones aceptables para ninguna de las propiedades dinámicas, mientras que utilizando el modelo propuesto por González y Romo las curvas de relación de amortiguamiento presentaron un muy buen ajuste en por lo menos dos terceras partes de los datos experimentales, la razón por la que no se obtuvo un buen ajuste en el módulo de rigidez se debe a que en este modelo las propiedades dinámicas son modeladas por separado, lo cual no ocurre en el modelo de Darendeli-Stokoe, por lo que es razonable que mediante éste la predicción de ambas propiedades dinámicas haya sido mala. Es importante mencionar que las predicciones presentadas en las Figuras 4.3 y 4.4 se derivan del uso directo de las ecuaciones que constituyen los modelos matemáticos (salvo en el caculo de λ_{min}).

4.4 Propuesta de ajuste de la deformación angular de referencia

Debido a las discrepancias que se presentan entre los datos experimentales y las predicciones de los modelos, se estudiaron las ecuaciones que componen a cada uno de ellos (modelos), con la finalidad de obtener un mejor ajuste. En este estudio se identificaron dos tipos de coeficientes según la manera en que influyen en las curvas generadas por medio de los modelos, los cuales son los siguientes:

- De forma, este tipo de coeficiente afecta solamente la curvatura de las predicciones; los parámetros de forma en el modelo de Darendeli-Stokoe son a y b mientras que en el modelo de González-Romo los parámetros B_G y B_λ tiene esta función.
- De ubicación, este tipo de coeficiente modifica el lugar en donde se presenta el comportamiento no lineal de las predicciones; debido a que la modelación de las propiedades dinámicas es independiente, en la propuesta de Gonzalez y Romo este presenta dos coeficientes de ubicación (γ_{rG} y $\gamma_{r\lambda}$) mientras que el modelo de Darendeli y Stokoe solo presentan uno (γ_r), tanto en el modelo de Gonzalez y Romo como en el de Darendeli y Stokoe estos parámetro son conocidos como deformación angular de referencia.

Posteriormente se determinó que los parámetros de ubicación son la principal causa de la discrepancia entre los datos experimentales y los generados con los modelos, aunque el parámetro $\gamma_{r\lambda}$ arroja buenos resultados en la mayoría de las predicciones, se identificó que al igual que los parámetros γ_r y γ_{rG} , este puede ser modificado para obtener un mejor ajuste. El parámetro $\gamma_{r\lambda}$ se define como la deformación correspondiente al 50% del incremento de λ . La Tabla 4.1 presenta las $\gamma_{r\lambda}$ calculadas con el modelo de González-Romo y aquellas obtenidas a través de los datos experimentales para las muestras en las que fue necesario modificar este parámetro. En cuanto a γ_r y γ_{rG} , ambos parámetros están definidos como la deformación angular correspondiente al 50% de la degradación de G . La Tabla 4.2 presenta los valores de γ_r y γ_{rG} , obtenidos de los modelos matemáticos y de los datos experimentales, en esta se observa que la γ_r obtenida mediante el modelo de Darendeli y Stokoe varían entre 0.10 y 0.35%, mientras que la γ_{rG} del modelo de González y Romo fluctúa entre 0.03 y 0.82%, ambos rango son muy discordantes con respecto al rango real en el que se presenta la deformación angular de referencia (0.24 a 1.4 %) por lo que podemos afirmar que las ecuaciones propuestas para su estimación son imprecisas. Las Figuras 4.5 y 4.6 presentan algunas de las comparaciones entre los datos experimentales y las predicciones de los modelos considerando un enfoque basado directamente en los datos de laboratorio de los parámetros de ubicación, el resto de las gráficas son presentadas en el Anexo B.

Tabla 4.1 Parámetro $\gamma_{r\lambda}$

Datos Generales					Romo & Gonzales (2011)	Datos Experimentales
Nº de prueba	Sitio	Muestra	Profundidad media [m]	σ'_c [kg/cm ²]	$\gamma_{r\lambda}$ [%]	γ_r [%]
4	TXS1	M3	34.3	1.03	0.47	1.00
5	TXS1	M6	51.9	1.39	0.10	0.60
				2.08	0.10	0.80
				2.77	0.10	0.70
10	SOSA	M9	5.7	0.68	0.54	1.50
				1.03	0.54	1.50
13	TX-TP-SS1	M7	39.95	4	0.42	0.80
14	TX-TP-SS4	1A	3.8	2.5	0.14	0.50
15	TX-TP-SS4	4A	26.3	1.5	0.74	1.40
16	TX-TP-SS6	M1	4.45	1	0.56	1.00



Tabla 4.2 Parámetros γ_r y γ_{rG}

Datos Generales					Darendeli (2001)	Romo & Gonzales (2011)	Datos Experimentales
Nº de prueba	Sitio	Muestra	Profundidad media [m]	σ'_c [kg/cm ²]	γ_r [%]	γ_{rG} [%]	γ_r [%]
1	TXS1	M7	4.9	0.68	0.20	0.40	0.40
				0.9	0.22	0.40	0.24
2	TXS1	M1	17.5	0.7	0.21	0.43	0.90
				1.05	0.24	0.43	0.80
				1.4	0.27	0.43	0.65
3	TXS1	M2	25.7	0.86	0.30	0.82	0.80
				1.29	0.35	0.82	0.60
4	TXS1	M3	34.3	1.03	0.17	0.19	0.40
				1.55	0.20	0.19	0.40
				2.07	0.22	0.19	0.40
5	TXS1	M6	51.9	1.39	0.10	0.03	0.60
				2.08	0.11	0.03	0.80
				2.77	0.12	0.03	0.70
6	TXS2	M7	4.3	0.2	0.15	0.52	0.45
				0.75	0.23	0.52	0.30
7	TXS2	M15	9.3	0.5	0.18	0.42	0.50
8	TXS2	M40	25.9	0.54	0.21	0.53	0.53
				0.81	0.24	0.53	0.40
				1.1	0.26	0.53	0.50
9	SOSA	M1b	2.3	0.3	0.16	0.45	1.00
				0.5	0.19	0.45	0.90
				0.75	0.22	0.45	0.60
10	SOSA	M9	5.7	0.68	0.16	0.24	0.50
				1.03	0.19	0.24	0.50
11	TX-TP-SS1	M2	4.85	1.5	0.19	0.20	0.50
12	TX-TP-SS1	M4	15.85	1	0.23	0.39	1.40
13	TX-TP-SS1	M7	39.95	4	0.25	0.17	0.80
14	TX-TP-SS4	1A	3.8	2.5	0.13	0.04	0.50
15	TX-TP-SS4	4A	26.3	1.5	0.26	0.39	1.40
16	TX-TP-SS6	M1	4.45	1	0.19	0.25	1.00

4 MODELACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS DE ALTA PLASTICIDAD ENCONTRADOS EN EL LAGO DE TEXCOCO

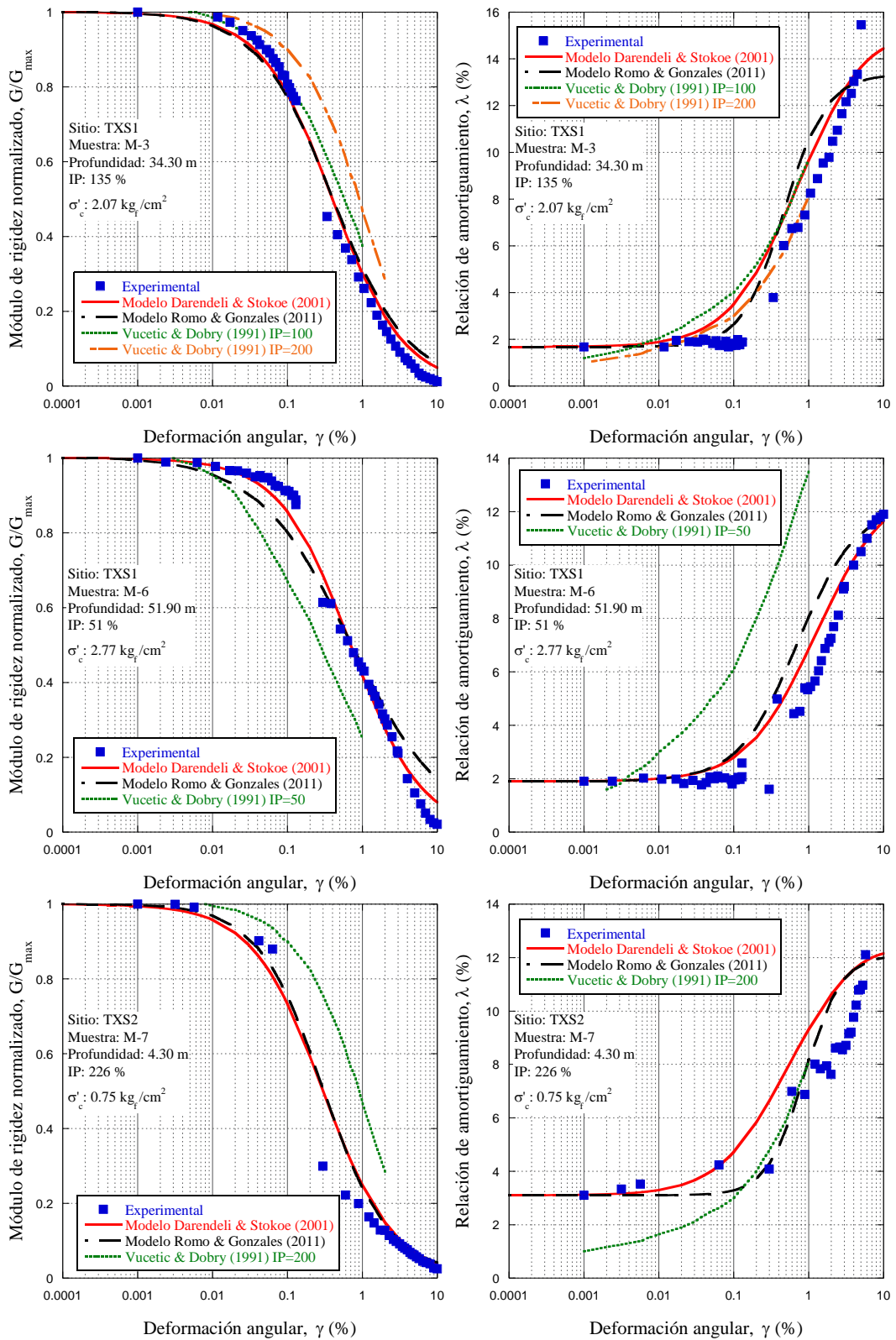


Figura 4.5 Comparación entre los datos experimentales y las predicciones de los modelos modificados

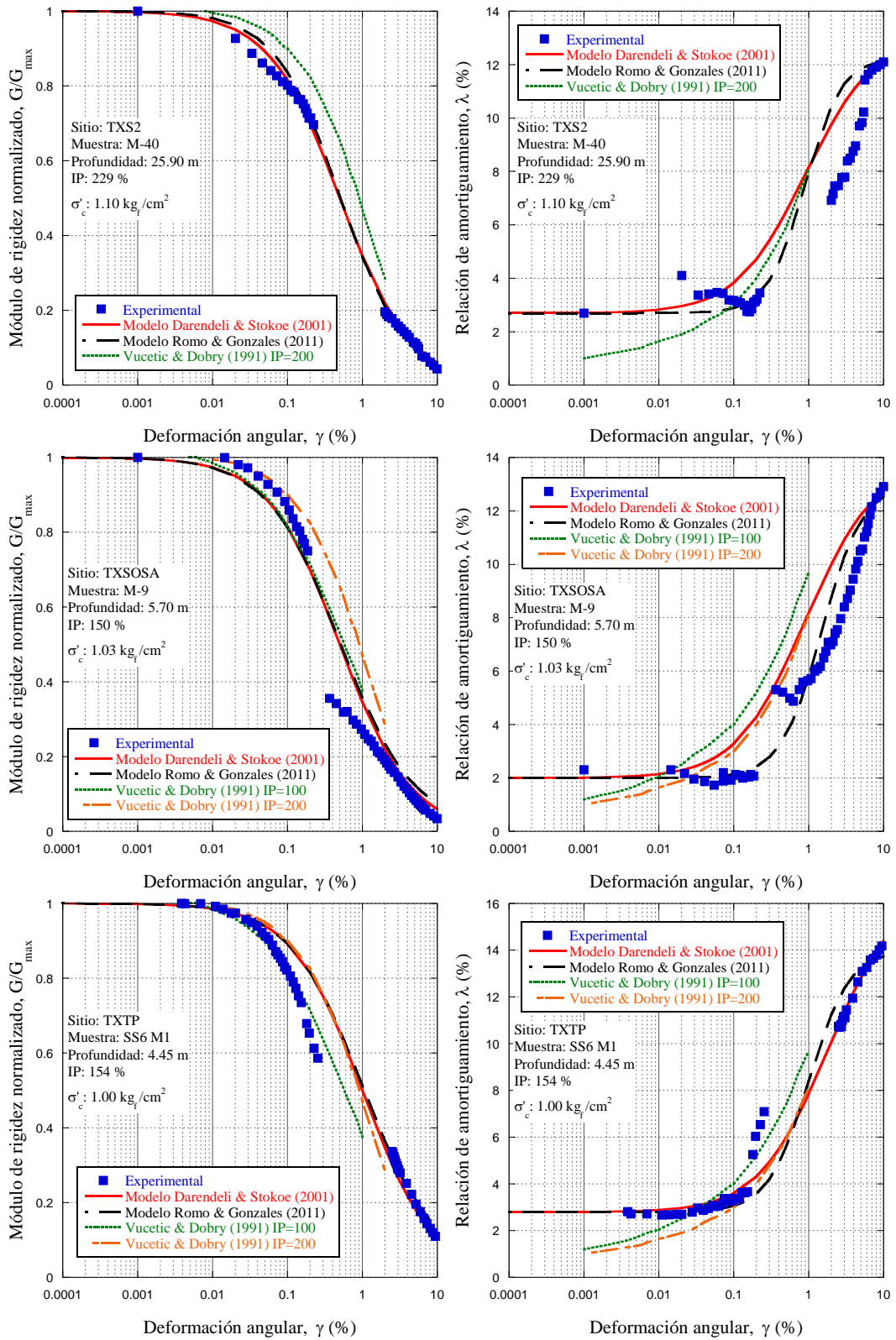


Figura 4.6 Comparación entre los datos experimentales y las predicciones de los modelos modificados

Como se puede apreciar en las Figuras 4.5 y 4.6, el ajuste de las propiedades dinámicas mejora bastante al utilizar los parámetros de ubicación obtenidos directamente de los datos experimentales, además de que los dos modelos arrojan predicciones bastante parecidas. Basado en el análisis de datos, es evidente que los parámetros γ_r juega un papel importante en la caracterización de las curvas de degradación de módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento, debido a ello se buscó desarrollar una mejor correlación entre la γ_r con algún otro parámetro, sin embargo, hasta la fecha, existe una falta de datos experimentales de buena calidad para establecer adecuadamente la relación entre el IP , el σ'_c , el I_R y el w con γ_r , como se muestra en la Figura 4.7.

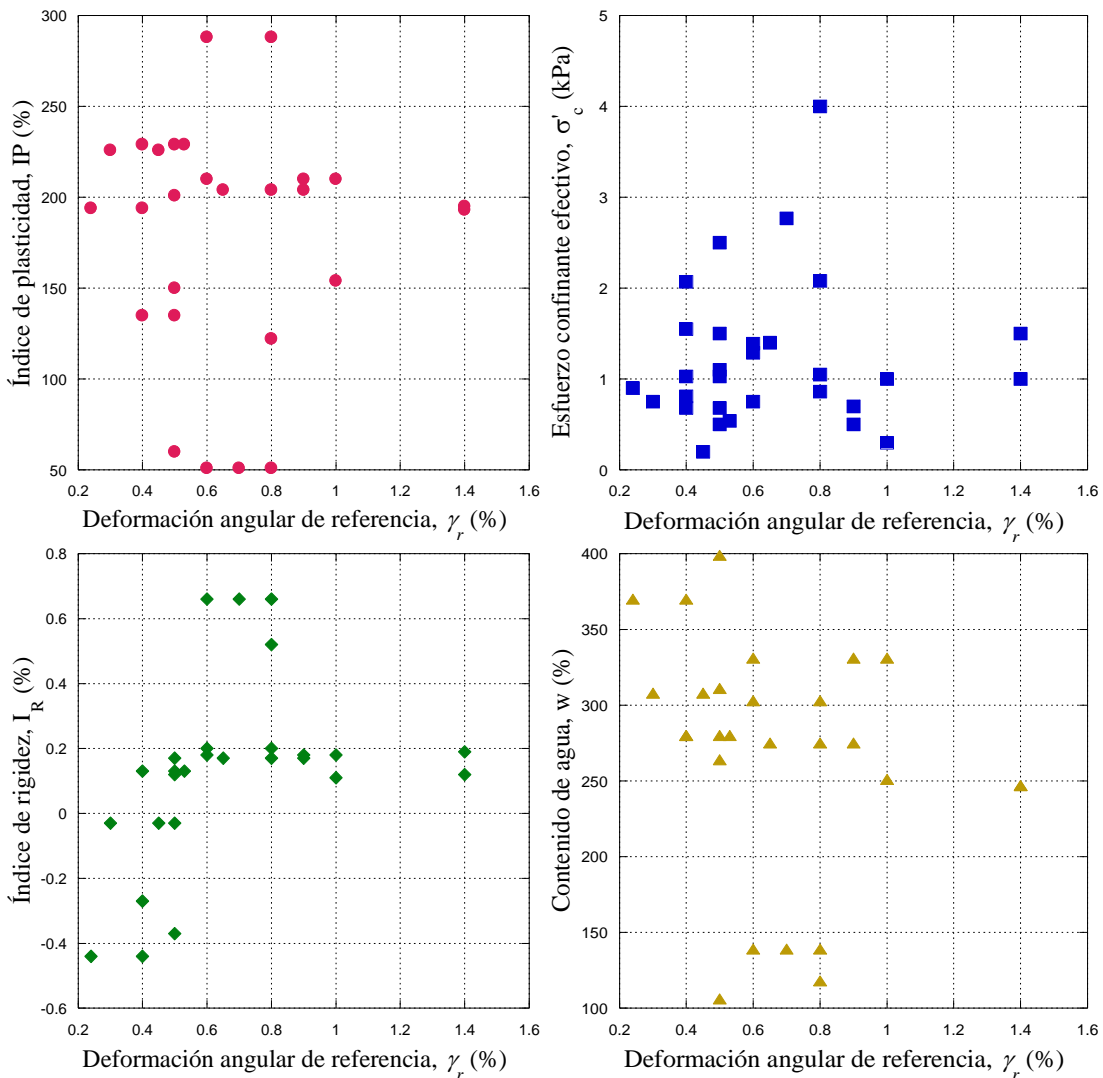


Figura 4.7 Variación γ_r con respecto a IP , σ'_c , I_R y w .



Como se muestra en la Figura 4.7, ninguno de los parámetros presenta una tendencia con respecto a la deformación angular de referencia, por lo que no fue posible desarrollar algún modelo para predecir su valor. Por lo anterior podemos concluir que tanto el modelo Darendeli-Stokoe (2001) como el González-Romo (2011) presentan un buen ajuste de las propiedades dinámicas, lo cual es de suma importancia ya que el uso de estos modelos sin un estudio previo de los mismos, conduciría a estimaciones como las presentadas en las Figuras 4.3 y 4.4, asimismo se puede observar que el índice de plasticidad no constituye un factor plenamente determinante en la predicción de las propiedades índice, por lo que no se recomienda el uso de las cartas desarrolladas por Vucetic y Dobry (1991) en proyectos de gran importancia.



5. VALIDACIÓN DE LA PROPUESTA

Con el fin de estudiar la capacidad predictiva de las curvas del módulo de rigidez y de la relación de amortiguamiento en función de la deformación de referencia, se realizaron cuatro casos estudio, en los cuales se utilizaron los datos de tres estaciones sismológicas ubicadas en el Lago de Texcoco identificadas como Sosa Texcoco (TXSO), Sitio 1 de Texcoco (TXS1), y Sitio 2 de Texcoco (TXS2), así como los de un arreglo vertical en el sitio nombrado TX5B (Figura 3.1). Se realizaron análisis deterministas y probabilistas de respuesta de sitio. El análisis lineal equivalente determinista se llevó a cabo con el programa SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972), el cual resuelve la ecuación de movimiento en el dominio de la frecuencia para las ondas SH propagadas verticalmente considerando propiedades lineales equivalentes. Las propiedades lineal equivalente se consideraron apropiadas para representar las no linealidades del suelo, considerando la alta plasticidad exhibida por los arcilla en el sitio y que todos los movimientos del suelo utilizados fueron registrados durante moderados a grandes eventos sísmicos (i.e. la magnitud del momento sísmico, M_w , varía de 5.8 a 8.1). Para este intervalo de magnitudes, las arcillas de alta plasticidad, tales como las que se encuentran en la zona del Lago Texcoco, se comportan en un rango cuasi-elástico, en el cual presentan una muy reducida degradación de la rigidez del suelo, así como un pequeño incremento del amortiguamiento durante la carga sísmica, incluso para deformaciones angulares tan grande como 0.1% (Mayoral *et al.*, 2008, Mayoral *et al.*, 2015). Para eventos sísmicos extremos se pueden observar importantes no linealidades en suelo, las cuales se incrementa rápidamente con el período de retorno, como es discutido en Mayoral *et al.* (2015). El algoritmo utilizado para calcular la respuesta de sitio, desde un punto de vista probabilístico (RASDH) para depósitos de suelo estratificados horizontalmente sujetos a ondas bidimensionales SH propagadas verticalmente, esta formulado en el dominio de la frecuencia, este algoritmo considera propiedades lineales

equivalentes y utiliza la solución de Thompson-Haskell, (1953). El movimiento de entrada se define en términos de un espectro de respuesta medio a partir del cual se obtiene el espectro de potencia equivalente de la excitación. A partir del espectro de potencia correspondiente y de la teoría del valor extremo se calculan las aceleraciones, deformaciones y espectros de respuesta en diferentes puntos del sistema, por lo tanto, este proceso aleatorio es completamente caracterizado por su espectro de potencia. Usando la teoría de vibración aleatoria, las respuestas máximas de un sistema lineal excitado por un proceso estocástico pueden ser calculadas para un determinado nivel de confianza. Físicamente esta caracterización del ambiente sísmico es equivalente a considerar un número infinito de historias de aceleración con el mismo contenido de frecuencia media pero con fases aleatoriamente distribuidas. En particular, el arreglo vertical en el sitio TX5B está compuesta por cuatro acelerómetros tridimensionales situados a 0, 10, 20, y 40 m. Tanto las estaciones y el conjunto vertical se encuentran desplantadas en suelo blando. Una tercera estación identificada como San Miguel Tlaixpan, TXCR, la cual esta desplantada en un afloramiento de roca situado a aproximadamente 18.70 km al sureste del área de estudio, también fue empleada en los casos estudio. En todos los casos se utilizó el modelo Darendeli y Stokoe para estimar las curvas de degradación del módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento. Mediante el empleo de la información obtenida a partir de los estudios de laboratorio descritos anteriormente.

5.1 Caracterización del subsuelo de los sitios

Para determinar los valores in situ de la velocidad de onda de corte, V_s , en los sitios TXS0, TXS1, y TXS2 se utilizó la técnica de sonda suspendida, SdS, posteriormente se definió el módulo de rigidez inicial, G_{max} (para distorsiones igual o menores a 10^{-5} %), el cual es utilizado para escalar de manera correcta la curva de módulo de rigidez normalizado. La estratigrafía y las mediciones in situ de V_s para los sitio TXS0, TXS1 y TXS2 son presentadas en las Figuras 5.1, 5.2 y 5.3 respectivamente.

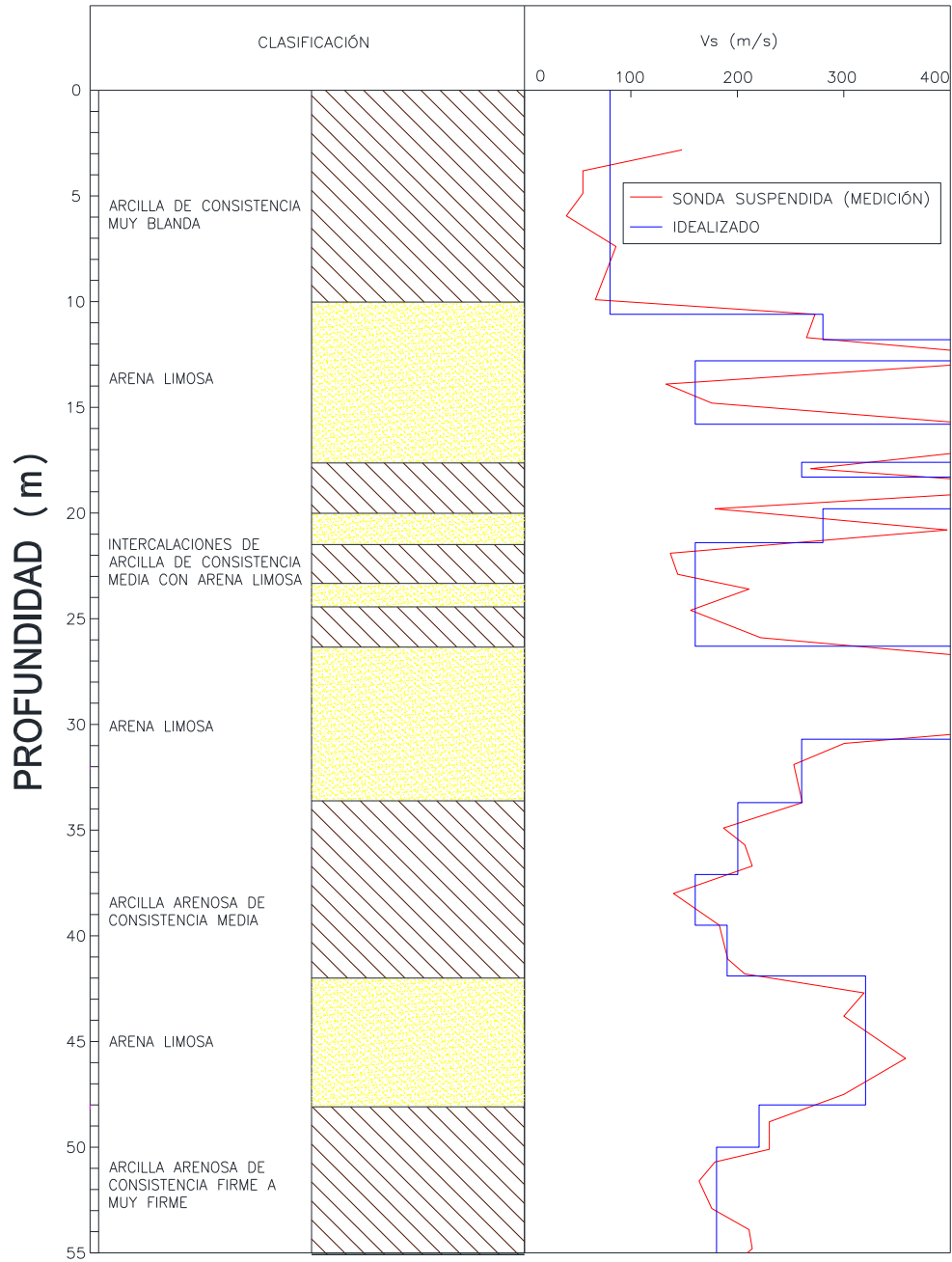


Figura 5.1 Perfil estratigráfico del sitio TXSO

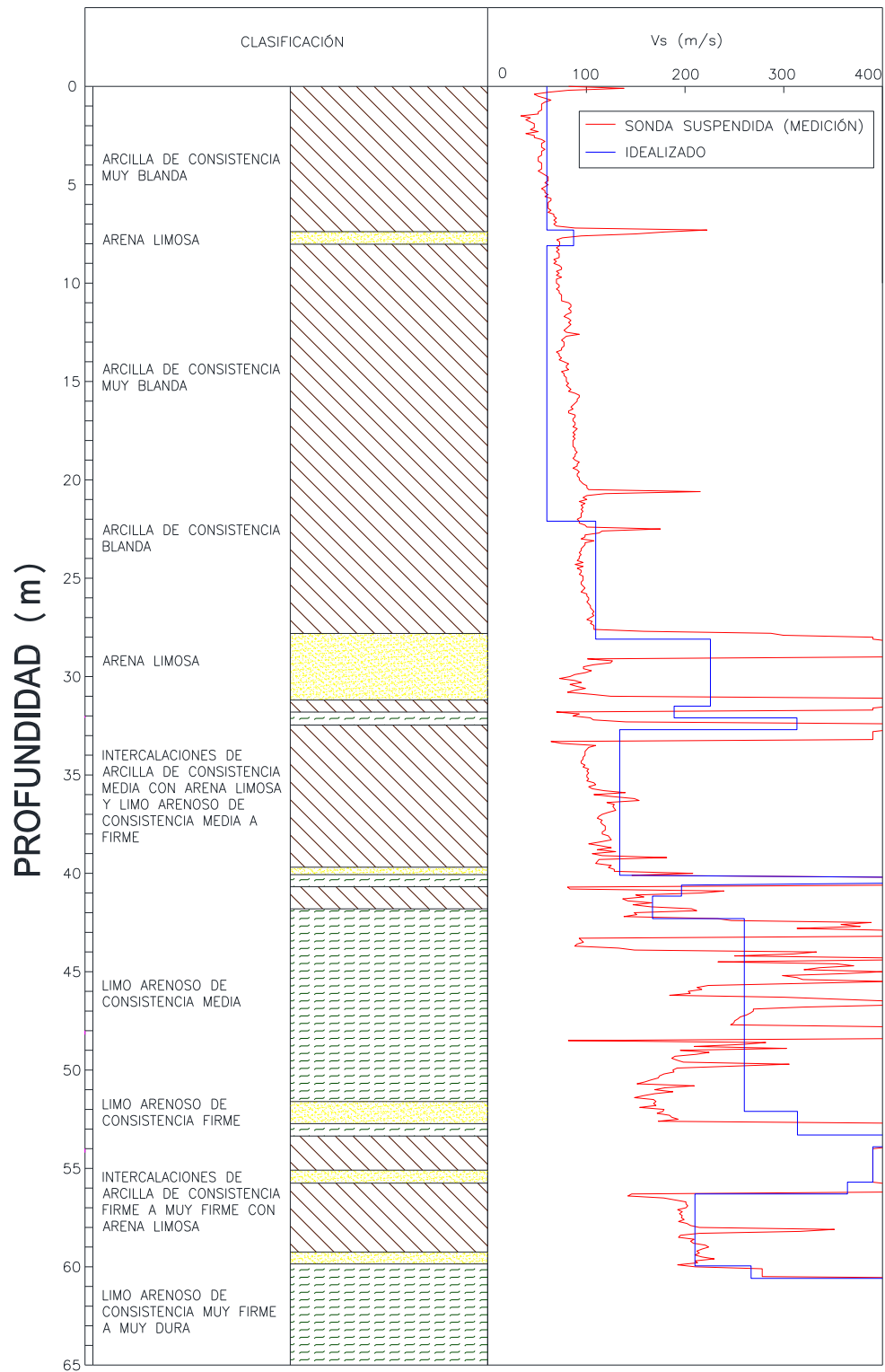


Figura 5.2 Perfil estratigráfico del sitio TXS1

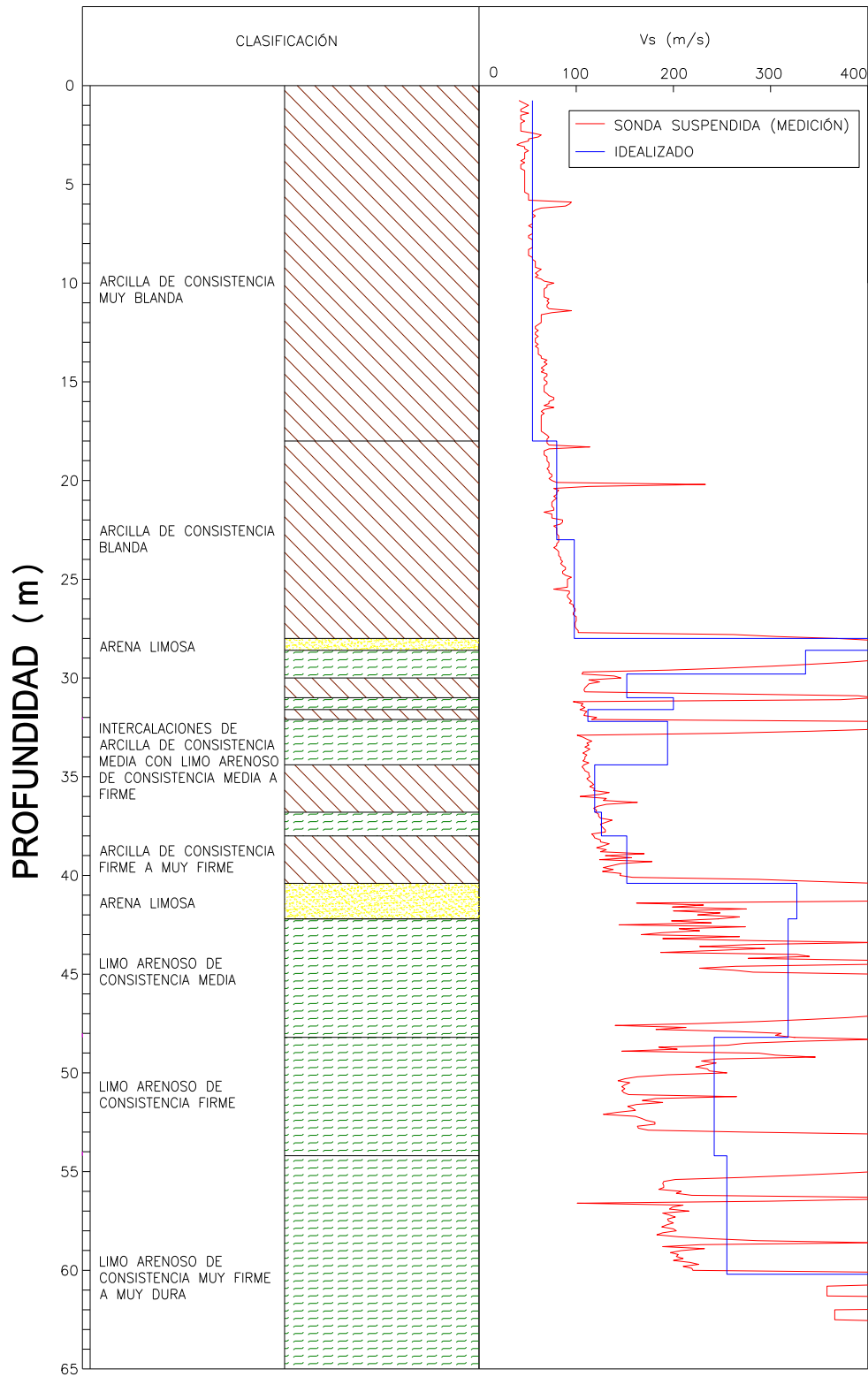


Figura 5.3 Perfil estratigráfico del sitio TXS2

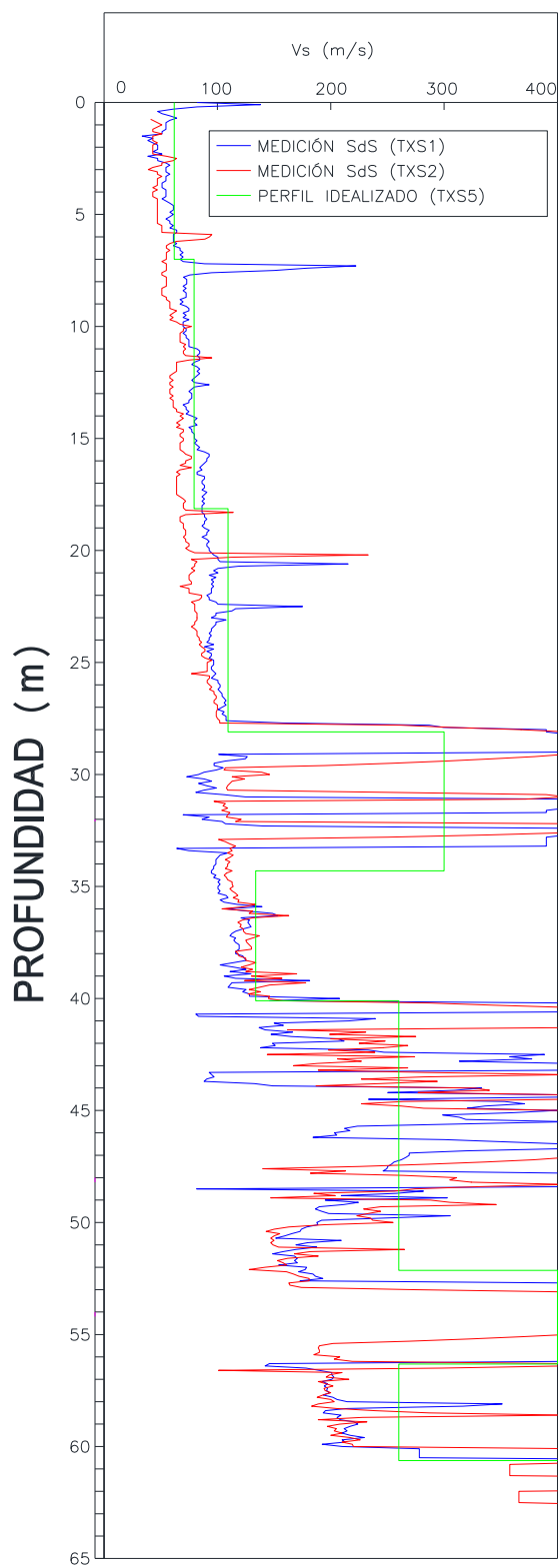


Figura 5.4 Perfil utilizado en el análisis para la estación TX5B



Debido a la falta de datos de in situ en el sitio TX5B y tomando en cuenta que la estratificación en la zona estudiada es casi horizontal, (Osorio y Mayoral 2013), se consideró apropiado utilizar un perfil de velocidad de onda cortante promedio entre los valores de V_s medidos en los sitios TXS1 y TXS2, para establecer la variación de V_s con la profundidad, la Figura 5.4 presenta el perfil de V_s utilizado para el sitio TX5B. Derivado de la dificultad práctica del muestreo en las capas de arena, los límites superior e inferior propuestos por Seed e Idriss (1970) para las curvas de degradación del módulo de rigidez normalizado y de relación de amortiguamiento fueron asumidas como apropiadas, considerando que estas han sido utilizadas en análisis 1-D de propagación de ondas e.g. Romo *et al.*, 1988, Seed *et al.*, 1988, cuyas predicciones fueron concordantes con las respuestas medidas durante el terremoto de Michoacán de 1985.

5.2 Ambiente sísmico

El ambiente sísmico para los sitios TXS0, TXS1 y TXS2 se estableció con base en un espectro de peligro uniforme, EPU, determinado para un periodo de retorno de 125 años, este periodo de retorno, corresponde aproximadamente con el del espectro de diseño presentado en la versión actual del código de construcción de la Ciudad de México, (RCDF, 2004), y casi corresponde al periodo de retorno asociado al devastador terremoto de Michoacán de 8.1 M_w . El EPU fue desarrollado para el sitio próximo de afloramiento de roca donde se encuentra la estación sismológica TXCR, considerando los eventos de subducción de la costa del Pacífico de México y mediante la realización de un análisis de peligro sísmico probabilista, PSHA, como se describe en Osorio y Mayoral, 2013 (Figura 5.5). Se obtuvieron las curvas de peligro sísmico probabilista para el sitio de control con base en un rango de eventos sísmicos con magnitudes que van desde 4.5 a los 8.1 M_w . Las zonas sismogénicas consideradas en este estudio fueron establecidas de acuerdo con regionalización realizada por Nishenko y Singh (1987) de la zona de subducción mexicana. Las zonas sismogénicas irregulares fueron subdivididas en áreas cuadradas uniformes de 30 por 30 km, esta subdivisión permitió asumir que estos cuadriláteros son puntos fuente con toda la sismicidad tributaria concentrada en el centro geométrico (Ordaz, 2004), simplificando el análisis de peligro sísmico probabilista. Para esta investigación se empleó

la ley de atenuación propuesta por Reyes (1999), para estimar la aceleración espectral, S_a , en un afloramiento de roca en las cercanías de sitio de estudio en la Ciudad de México, esta relación tiene la siguiente forma funcional:

$$\ln Y(T) = \ln S_a(T) = \alpha_1(T) + \alpha_2(T)(M - 6) + \alpha_3(T)(M - 6)^2 + \alpha_4(T) \ln R + \alpha_5(T)R + \varepsilon(T) \quad 5.1$$

donde Y representa la aceleración máxima del terreno en una de las direcciones ortogonales, o su media geométrica, MG , en cm/s^2 ; M es la magnitud de momento sísmico; R es la distancia mínima desde el sitio al área de ruptura, en km; α_i son los coeficientes presentados en Reyes (1999) para la media geométrica y las componentes Este-Oeste y Norte-Sur; ε es el error cometido cuando la estimación del espectro de respuesta se realiza con la ley de atenuación. Esta forma funcional es la misma que la propuesta por Joyner y Boore (1988). La utilidad de esta ley de atenuación ha sido corroborada en Osorio y Mayoral (2013), comparando sus predicción con la respuesta medida observada durante el terremoto de 1995 de septiembre en dos sitios ubicados en la roca. El ambiente sísmico para el sitio TX5B se estableció directamente de un fuerte movimiento del terreno registrado durante el terremoto de enero de 2003, el cual presenta las características que se resumen en la Tabla 5.1, el epicentro de este terremoto se localizó a 561,62 kilómetros del área de estudio, en la zona de subducción, tanto la tanto la componente norte-sur como la este-oeste del movimiento fueron analizadas.

Tabla 5.1. Sismos medidos en el arreglo vertical

Sito	Evento	Ms	Distancia epicentral (km)	Suelo	PGA (gal)
TX5B	22/ENE/03	7.6	561.62	Arcilla	NS=-17.03; V=-4.09; EO=-16.61

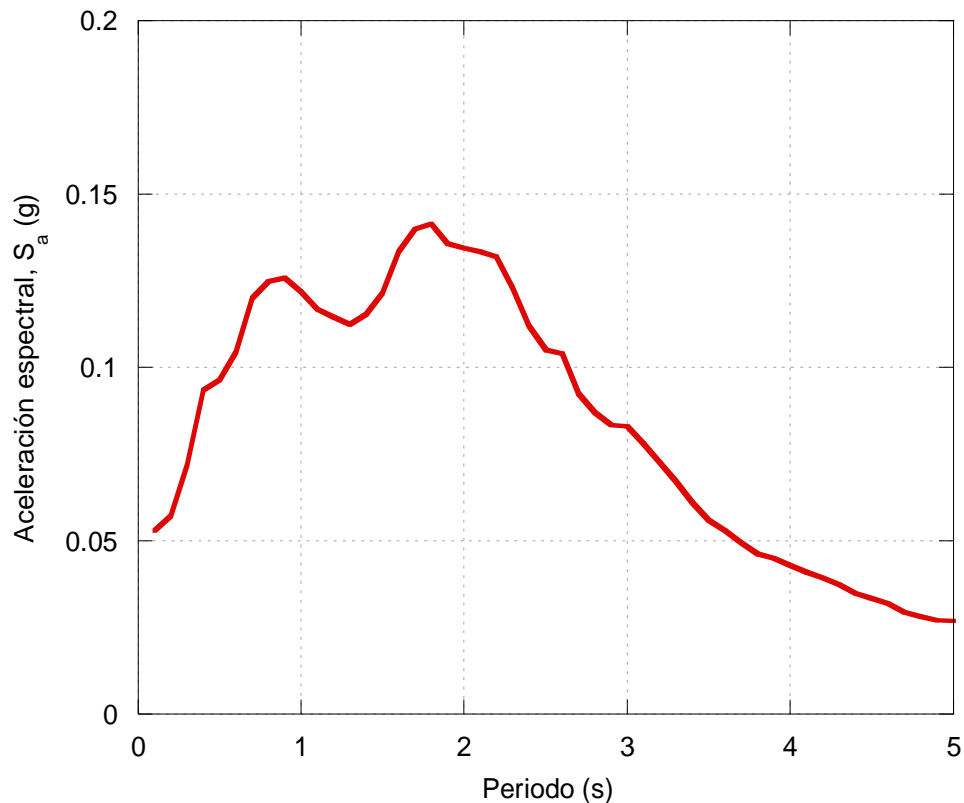


Figura 5.5 Espectro de peligro uniforme calculado para el sitio TXCR (afloramiento de roca) considerando un periodo de retorno de 125.

5.3 Mediciones y estimaciones de la respuesta de sitio

La respuesta sísmica esperada en los sitios TXS0, TXS1 y TXS2 fue estimada considerando un espectro de peligro uniforme para un período de retorno de 125 años, UHS_{125} . Los análisis de respuesta del sitio se llevaron a cabo utilizando la teoría de vibración aleatoria, por lo que el UHS_{125} se utilizó directamente como entrada. Como se mencionó previamente, el algoritmo utilizado para calcular la respuesta del sitio probabilística de depósitos de suelo horizontalmente estratificados sujetos a la propagación vertical bidimensional de ondas de corte SH se formula en el dominio de la frecuencia, asume propiedades lineales-equivalentes en el suelo, y utiliza la solución de Thompson–Haskell, (1953). Como se puede ver en la Figura 5.6, la respuesta calculada para el sitio TXS0 concuerda bien desde un punto de vista práctico. Con respecto a los sitios TXS1 y TXS2, debido a la falta de los registros reales para el terremoto de Michoacán de 1985, la respuesta calculada se comparó con la envolvente y el espectro de respuesta promedio de

cuatro fuertes movimientos correspondientes a eventos sísmicos que van de medianos a grandes registrados en estos sitios. La Tabla 5.2 resume la información respecto a los eventos considerados.

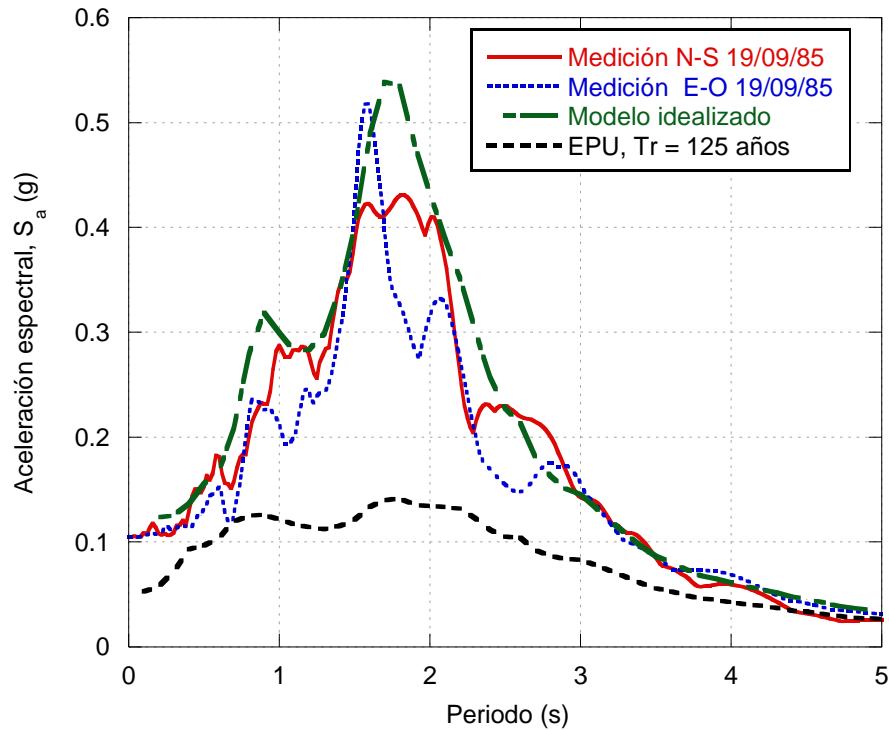


Figura 5.6 Espectro de peligro uniforme calculado para el sitio TXCR (afloramiento de roca) considerando un periodo de retorno de 125.

Tabla 5.2. Sismos empleados en la envolvente y en el promedio

Sitio	Evento	M_s	Distancia Epicentral (km)	Suelo	PGA (gal)
TXS1	03/FEB/98	6.2	492.46	Arcilla	NS=3.03; V=0.936; EO=3.17
	15/JUN/99	6.5	211.83	Arcilla	NS=33.64; V=-12.48; EO=35.82
	21/JUN/99	5.8	323.31	Arcilla	NS=-6.18; V=-5.91; EO=1.17
	30/SEP/99	7.5	442.79	Arcilla	NS=32.83; V=-6.96; EO=30.85
TXS2	03/FEB/98	6.2	492.46	Arcilla	NS=-3.13; V=2.67; EO=0.75
	15/JUN/99	6.5	211.55	Arcilla	NS=-24.14; V=-7.95; EO=25.71
	21/JUN/99	5.8	323.31	Arcilla	NS=3.8; V=3.45; EO=-0.85
	30/SEP/99	7.5	442.27	Arcilla	NS=-24.80; V=4.25; EO=18.54



La Figura 5.7 presenta los correspondientes espectros de respuesta normalizados (i.e. la aceleración espectral sobre la aceleración máxima del suelo, S_a/PGA) de los movimientos del suelo registrados, suponiendo ambas componentes ortogonales como eventos independientes, junto con la forma espectral promedio correspondiente, por lo que un total de ocho espectros se considera en cada sitio. El espectro promedio normalizado fue escalado a una PGA de 0.1 g, que corresponde a la medida en el sitio en la estación de TXSO durante el terremoto de Michoacán de 1985, tal como se representa en la Figura 5.6. Aunque esta estación registro de la respuesta del terreno durante el terremoto de Michoacán de 1985, debido a la falta de datos experimentales, no fue posible determinar para todas las capas de suelo el valor de γ_r . El escalamiento se consideró como representativo, considerando que para la magnitud de los sismos compilados en la Tabla 5.2, y teniendo en cuenta que las arcillas de alta plasticidad de la Ciudad de México exhiben un comportamiento casi lineal hasta una deformación angular de aproximadamente 0.01%, no se esperan que ocurran significativas no linealidades en el depósito de suelo. Como se muestra en la Figura 5.8, las respuestas calculadas para los sitios TXS1 y TXS2 son concordantes con los datos registrados, que cae en la envolvente y el espectro de respuesta promedio. Con respecto al sitio TX5B, los movimientos del suelo registrado en 40 y 20 metros durante el sismo de enero del 2003, fueron utilizados para realizar los correspondientes análisis de respuesta del sitio para las componentes norte-sur y este-oeste, respectivamente, como se mencionó anteriormente, las características de este sismo son compiladas en la Tabla 5.1. Debido a que la instrumentación a 40 m en la componente este-oeste fue dañada durante el proceso no se tiene ningún registro de esta. La respuesta sísmica se calculó con el programa SHAKE91, la Figura 5.9 presenta la comparación de los espectros de respuesta medidos y calculados correspondientes a cada profundidad para ambas componentes de movimiento del suelo, del mismo modo, las correspondientes historias de aceleración y velocidad fueron incluidas en las Figuras 5.10 y 5.11. Las respuestas calculadas siguen razonablemente cerca a los datos registrados.

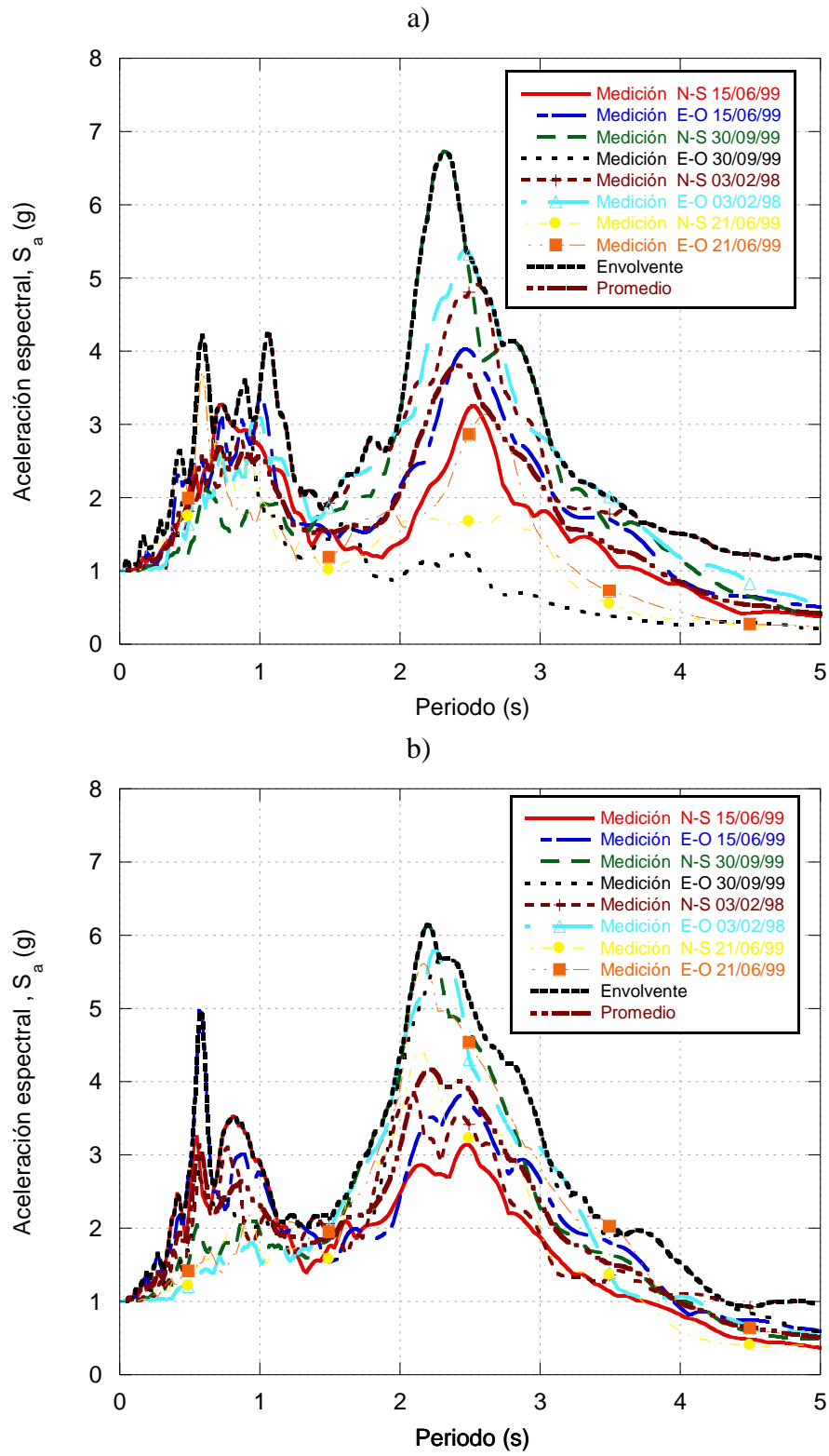


Figura 5.7 Espectros de respuesta normalizados para los sitios TXS1 (a) y TXS2 (b)

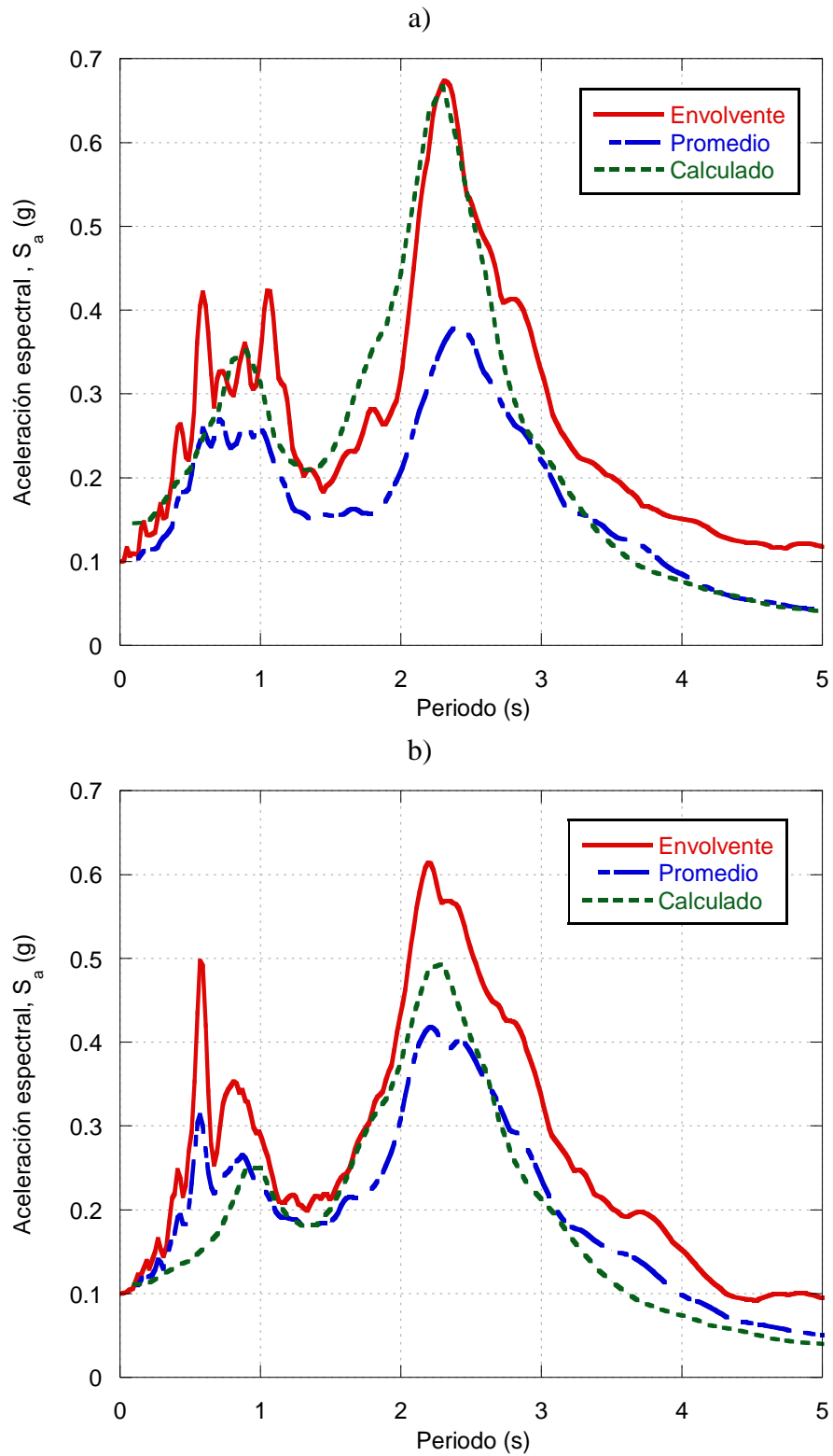


Figura 5.8 Espectros de respuesta, promedio (de mediciones), envolvente y calculado para los sitios TXS1 (a) y TXS2 (b)

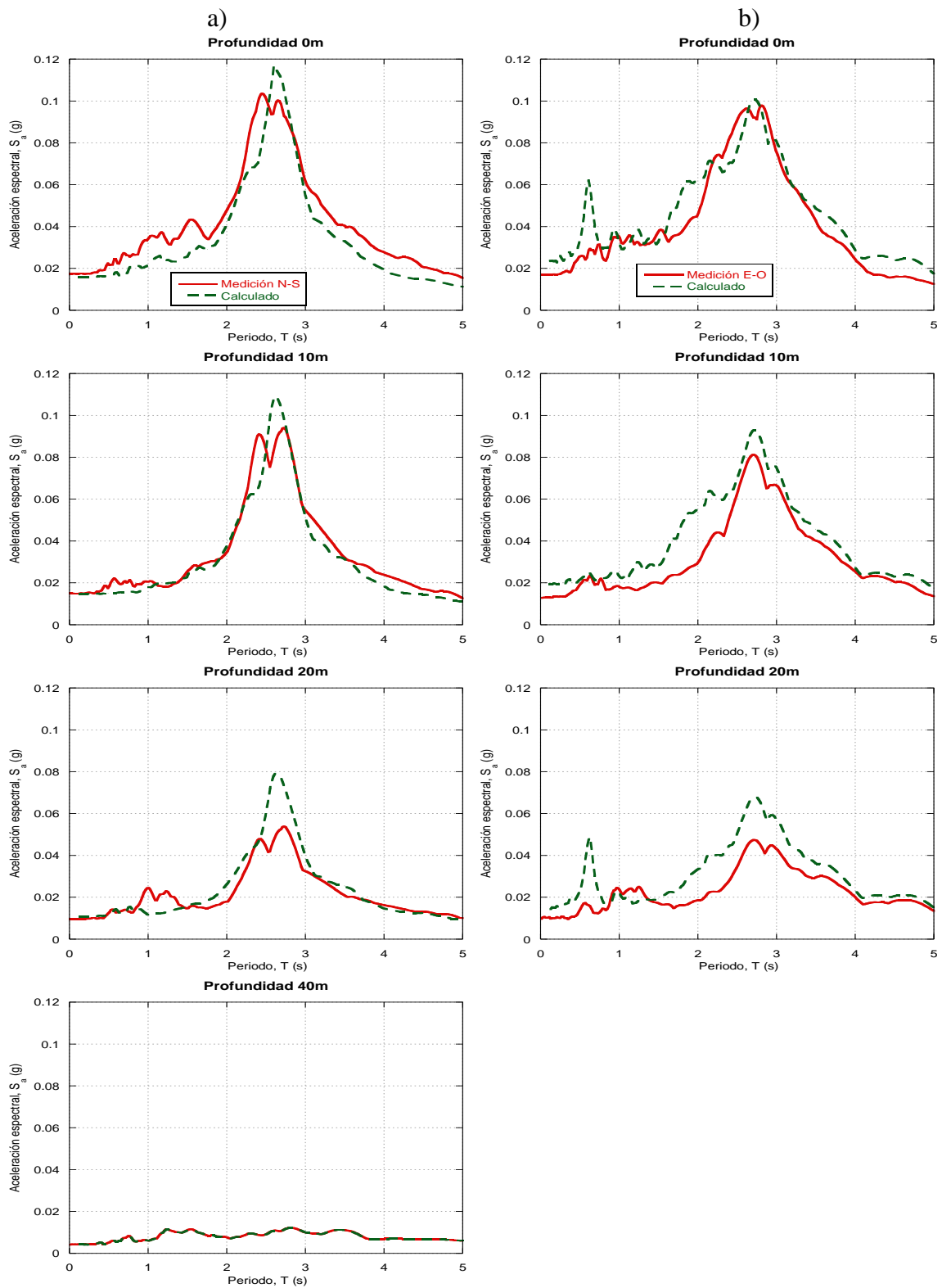


Figura 5.9 Espectros de respuesta medidos y calculados de las componentes N-S (a) y E-O (b) para la estación TX5B

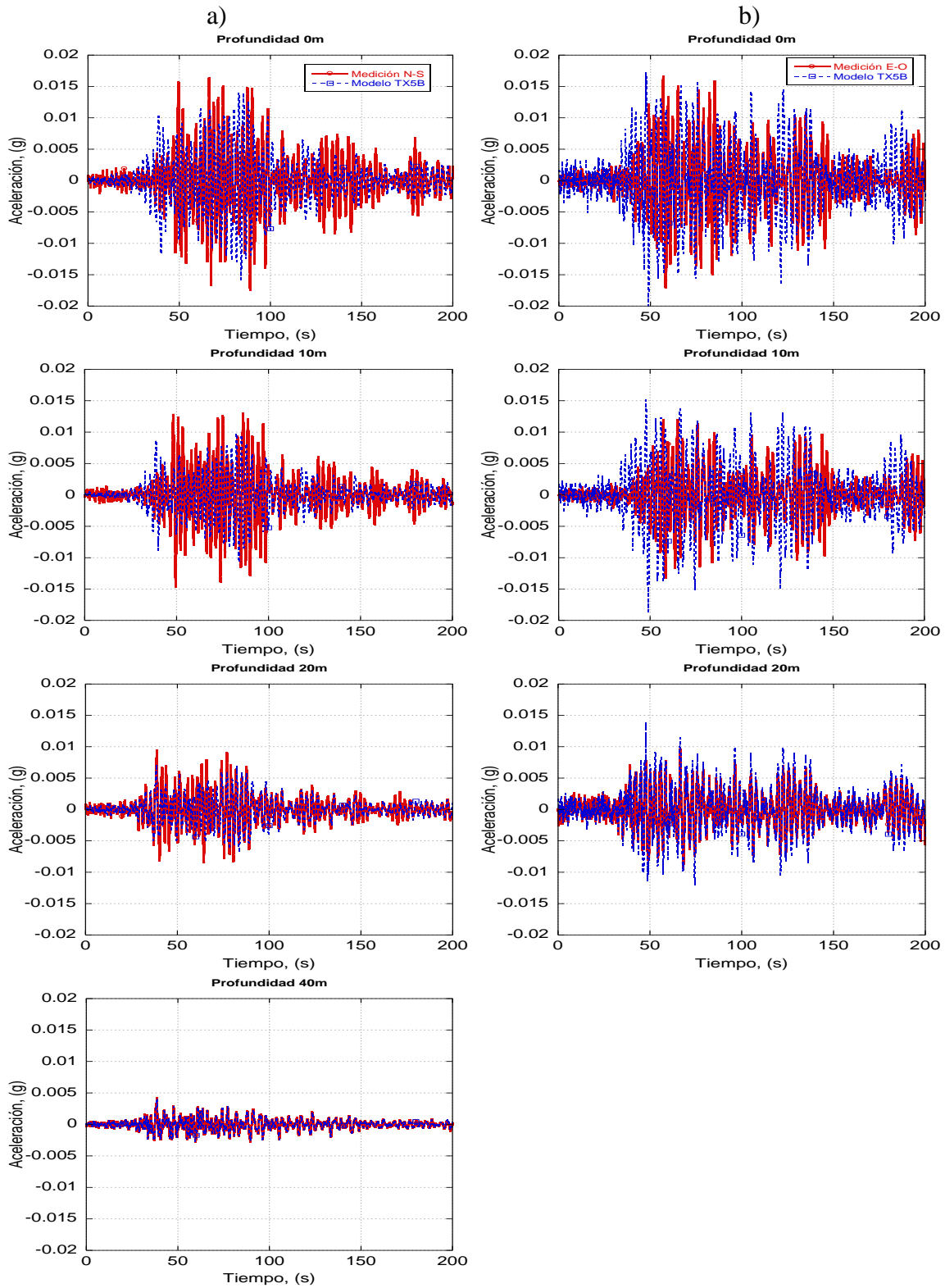


Figura 5.10 Historias de aceleraciones medidas y calculadas de las componentes N-S (a) y E-O (b) para la estación TX5B

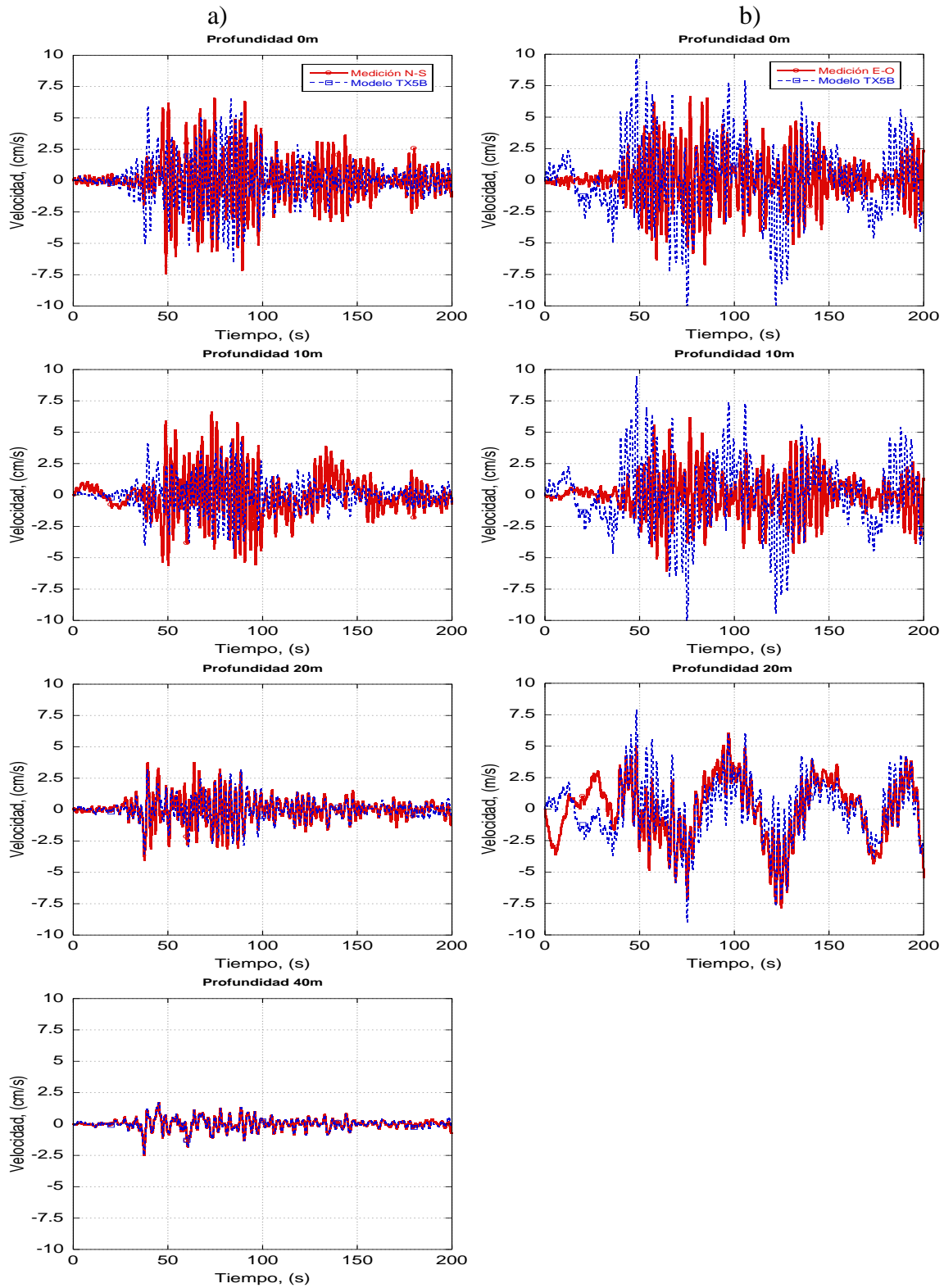


Figura 5.11 Historias de velocidades medidas y calculadas de las componentes N-S (a) y E-O (b) para la estación TX5B



6. CONCLUSIONES

Este trabajo de investigación presenta la caracterización de las propiedades dinámicas de los suelos de alta plasticidad encontrados en el Lago de Texcoco, para lo cual se utilizó una gran cantidad de información generada durante varias campañas de exploración geotécnica, así como de trabajos de laboratorio con muestras inalteradas de suelo, recuperadas en esta zona. Con los datos de laboratorio (pruebas índice) se clasificaron las muestras por medio de SUCS, de esta clasificación se pudo corroborar que la mayor parte de los suelos blandos presentes corresponden a arcillas inorgánicas de alta plasticidad. La importancia de clasificar correctamente a las muestras radicó en que estas fueron utilizadas como probetas en las pruebas dinámicas, de columna resonante y triaxial cíclica, con lo cual se obtuvo su comportamiento dinámico por medio de las curvas de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y de relación de amortiguamiento. De las curvas generadas por medio de las pruebas dinámicas se determinó que los suelos de alta plasticidad pueden presentar un comportamiento elástico en deformaciones de hasta 0.01%, a partir del cual el módulo de rigidez comienza a degradarse, asimismo se observó que la relación de amortiguamiento comienza a incrementarse para deformaciones tan grandes como 0.3%. Posteriormente, se estudió la influencia del índice de plasticidad y del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento de las propiedades dinámicas, de lo cual se concluyó que ninguno de estos dos parámetros son plenamente determinantes. Debido a las dificultades que presenta la medición de las propiedades dinámicas de los suelos y que esta se realiza de manera habitual en la práctica de la ingeniería, se evaluaron dos conjuntos de curvas empíricas (Romo *et al.*, 1988 y Vucetic y Dobry, 1991), así como dos modelos matemáticos desarrollados con el fin de reproducir y predecir las curvas de degradación de módulo de rigidez y de la relación de amortiguamiento (Darendeli y Stokoe, 2001 y González y Romo 2011). Esta evaluación se realizó comparando los datos experimentales con las predicciones

de cada conjunto de curvas y de cada modelo. De esta comparación se determinó que las cartas propuestas por Vucetic y Dobry, (1991) resultan muy limitadas para modelar las propiedades dinámicas de los suelos de alta plasticidad, sobre todo con respecto a la relación de amortiguamiento, esto debido a que solo considera al IP como parámetro, lo cual no significa que sean obsoletas. Por otra parte, se considera que para el caso particular del suelo de la Ciudad de México, es más apropiado el empleo de las curvas empíricas desarrolladas por Romo et al. (1988) que el uso de las cartas propuestas por Vucetic y Dobry. En cuanto a los modelos, por medio del propuesto por Darendeli y Stokoe no se obtuvieron predicciones aceptables para ninguno de las propiedades dinámicas, mientras que utilizando el modelo propuesto por González y Romo las curvas de relación de amortiguamiento presentaron un muy buen ajuste en por lo menos dos terceras partes de los datos experimentales. Para tratar de mejorar la predicción de los modelos, se realizó un análisis a fondo de las variables que utilizan y de los parámetros que calculan, de este análisis se determinó que las deformaciones angulares de referencia, γ_r y γ_{rG} eran los parámetros que estaban siendo mal estimados, por lo que se propuso un enfoque basado directamente en los datos de laboratorio, con lo cual se obtuvo un muy buen ajuste entre las predicciones de ambos modelos con los datos experimentales. Posteriormente se intentó obtener una correlación entre la γ_r con algún otro parámetro, sin embargo, debido a que hasta la fecha existe una falta de datos experimentales de buena calidad no se pudo establecer una adecuada relación. Por lo que se espera que este trabajo sirva a futuras investigaciones que tenga como fin obtener una relación entre parámetros que sean relativamente fáciles de obtener con la γ_r . Para validar las curvas obtenidas por medio de los modelos, se calculó la respuesta de sitio para cuatro casos de estudio los cuales se encuentran instrumentados con estaciones sismológicas desplantadas en depósitos de arcilla, posteriormente la respuesta calculada se comparó con la respuesta medida (real) recopilada durante varios movimientos sísmicos. Los resultados indican que, en general, los modelos modificados de Darendeli-Stokoe y de González-Romo generan una muy buena predicción de los movimientos registrados en todos los casos, y por consiguiente son adecuados para modelar las propiedades dinámicas de los suelos de alta plasticidad.



REFERENCIAS

Andersen, K. H., 1983. Strength and deformation properties of clay subjected to cyclic loading. Report No. 52412-8, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway.

Anderson, D. G. y Richart, F. E., 1976. Effects of straining on shear modulus of clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 102(9): pp. 975-987.

Anderson, D. G. y Stokoe, K. H., 1978. Shear modulus: A time-dependent soil property. *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP654*, pp. 66-90.

Anderson, D. G., Phukunhaphan, A., Douglas, B. J. y Martin, G. R., 1983. Cyclic behavior of six marine clays. *Proc. Evaluation of Seafloor Soil Properties under Cyclic Loads, ASCE*, pp 1-27.

Andreasson B. A., 1981. Dynamic deformation characteristics of a soft clay. *Proc. Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1*: pp. 65-70.

Darendeli, M. B. y Stokoe, K. H., II, 2001. Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves, *Geotechnical Engineering Report GD01-1*, University of Texas at Austin, Austin.

Dobry, R. y Vucetic, M., 1987. State of the art report: Dynamic properties and response of soft clay deposit. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Vol. 2: pp. 51-87.

Esteva, L. y Ordaz M, 1989. Riesgo sísmico y espectros de diseño en la República Mexicana, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Gonzales, C. M. y Romo, M. P. 2011 Estimación de propiedades dinámicas de arcillas. Revista de Ingeniería Sísmica. No. 84: pp. 1-23.

Hardin, B.O. (1965). The nature of damping in sands. ASCE. 91(SM1): pp. 63–97.

Hardin, B.O. y Black, W.L. 1968. Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. 94(SM2): pp. 353–369.

Hardin, B.O. y Drnevich, V.P., 1972. Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM6, June, pp. 603-624.

Hardin, B.O., 1978. The nature of stress-strain behavior of soils. Proc. ASCE Geotech. Engrg. Div. Specialty Conf. on Earthquake Engineering and soil Dynamics, Vol. 1: pp. 3-90.

Idriss, I. M., Dobry, R., Doyle, E. H. y Singh, R. D., 1976. Behavior of soft clays under earthquake loading conditions. Proc. Eighth Annual Offshore Tech. Conf., pp. 605-616

Ishihara, K., 1986. Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis. Geomechanical Modelling in Engineering Practice.



Ishimoto, M. e Iida, K., 1937. Determination of elastic constants of soils by means of vibration methods. Bulletin of Earthquake Research Institute. University of Tokyo. Vol. 15, pp. 67-85.

Joyner, W.B. y Boore, D.M. 1988. Measurement, characterization, and prediction of strong ground. Proceedings of earthquake engineering & soil dynamics II. Geotechnical Division, ASCE, pp : 43-102.

Jaime, A., Reséndiz, D. y Romo, M. P. 1988. El subsuelo de la Ciudad de México: Propiedades dinámicas y zonificación de la FI, UNAM, Vol. LVIII, No. 2, México D.F.

Jaime, A., Romo, M. P. y Reséndiz, D., 1988. Behavior of friction piles in México City clay. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 116: pp. 915-931.

Juárez, E. y Rico, A. 2012. Mecánica de suelos I: Fundamentos de la mecánica de suelos. Limusa, México DF.

Kim, T. C. y Novak, M., 1981. Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 18(3) pp 371-389.

Kokusho, T., Yoshida, Y. y Esashi, Y., 1982. Dynamic properties of soft clay for wide strain range. Soils Foundations, Vol. 22(4): pp 1-18.

Koutsoftas, D. C. y Fischer, J. A., 1980. Dynamic properties of two marine clays. Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE 106(6): pp 645-657.

Lermo, J. y Chávez-García F. J., 1994. Site effect evaluation at Mexico City: dominant period and relative amplification from strong motion and microtremor records. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 13: pp. 413-423.

Leon, J. L. y Chávez-García F. J., 1994. Site effect evaluation at Mexico City: dominant period and relative amplification from strong motion and microtremor records. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 13: pp. 413-423.

Leon, J. L., Jaime, A. y Rabago, A., 1974. Propiedades dinámicas de suelos, estudio preliminar. Reporte Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Lodde, P F. y Stokoe, K. H., 1982. Dynamic response of San Francisco Bay mud. *Geotechnical Engineering Report GT-82-2*, Univ. of Texas at Austin.

Marcuson, W. F. y Wahls, H. E., 1972. Time effects on the dynamic shear modulus of clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 98(12): pp. 1359-1373.

Matsui, T., Ohara, H. e Ito, T., 1980. Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 106(10): pp. 1101-1120.

Marsal, R. J. y Mazari M., 1959, *El subsuelo de la ciudad de México*, Publicado por la UNAM, segunda edición en 1969.

Mayoral, J. M., Castañón, E. y Sarmiento, N., 2015. Seismic response of high plasticity clays during extreme events. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 77: pp. 203-207.

Mayoral, J. M., Romo, M. P. y Osorio, L., 2006. Estudios de campo y laboratorio llevados a cabo para la caracterización geo-sísmica en la zona del Lago de Texcoco. Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.



Mayoral, J. M., Romo, M. P. y Osorio, L., 2008. Seismic parameters characterization at Texcoco lake, Mexico. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 28(7): pp. 507-521, July.

Nishenko, S.P. y Singh, S.K. (1987). Conditional probabilities for the recurrence of large and great interpolate earthquakes along the Mexican subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 77:2095-2114.

Nishigaki, Y., 1971. Young's modulus change of clay due to strain level. *Proc. 26th Convention of the JSCE*. Part 3: pp. 93-95.

Ordaz, M. 2004. Some integrals useful in probabilistic seismic hazard analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 94: 1510-1516

Osorio, L. y Mayoral, J.M., 2013. Seismic microzonation for the northeast Texcoco lake area, Mexico. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, ELSEVIER, Vol. 48: 252-266.

Pérez-Rocha, Sánchez-Sesma, Ordaz, Singh y Reinoso, 2000. Strong ground motion prediction at México City. *Proceedings 12WCEE*, New Zealand, paper 2693.

RCDF 2004 "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" Administración Pública del Distrito Federal, Jefatura de Gobierno, "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Reiter, L., 1990. *Earthquake Hazard Analysis. Issues and Insights*. Columbia University Press, New York.

Reyes, C. 1999. El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios. Tesis doctoral en ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Richart, F. E., 1975. Some effects of dynamic soil properties on soil-structure interaction. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101(12): pp 1193-1240.

Richart, F. E., Woods, R. D., y Hall, J. R., 1970. *Vibrations of soils and interaction*. Prentice-Hall, Inc., Englewoof Cliffs, N.J.

Rojas, E., Romo, M. P. e Hiriart, G., 1987. Modelo constitutivo para simular el comportamiento de la arcilla del valle de México. *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*, No 522, Sep.

Romo, M. P., 1976. *Soil-structure interaction in a random seismic environment*, PhD dissertation, University of California, Berkeley

Romo, M. P. y Jaime, A., 1986. Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta de sitio. *Reporte Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM*, Abril.

Romo, M. P., Jaime, A. y Reséndiz, D., 1988. General soil conditions and clay properties in the Valley of Mexico. *Earthquake Spectra*, Vol. 4: 687-730.

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

Romo, M. P., 1995. Clay Behavior, Soil Response and Soil Structure Interaction Studies in Mexico City. *Proceedings of the Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. San Luis Missouri, USA, Vol 2: pp 1039-1051.

Romo, M. P. y Ovando E., 1996. Modelling the dynamic behaviour of Mexican clays. *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco San, México.



Rosenblueth, E., 1987. Modelos probabilísticos de la ocurrencia de temblores, Memorias del Simposio Generación, Propagación y Efectos de Temblores, SMMS, SMIS, SMF, UGM, abril.

Rosenblueth, E. y Ovando, E., 1991. Geotechnical lessons from Mexico City and other recent earthquakes. Proc. Second Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earth. Engng. and Soil Dynamics, vol II, 1799-1811, Univ. of Missouri, Rolla.

Schnabel, B. Lysmer, J. y Seed, H.B. 1972. SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. University of Berkeley, California.

Seed, H. B., 1966. A Method for Earthquake-Resistant Design of Earth Dams. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 92(1): pp 13-41.

Seed, H. B., Lee, K. L. e Idriss, M. I., 1969. Analysis of Sheffield Dam Failure. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 95(6): pp 1453-1490.

Seed, H. B. e Idriss, M. I., 1970. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Report No. EERC 70-10, Univ. of California at Berkeley.

Seed, H. B., Idriss, M. I. y Arango, I., 1983. Evaluation of liquefaction potential using field performance data. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109(3): pp 458-82.

Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, M. I. y Tokimatsu, K., 1986. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 112(11): pp 1016-1032.

Seed, H. B. y Sun, J. I., 1989. Implications of site effects in the Mexico City earthquake of Sept. 19, 1985 for earthquake-resistant design criteria in the San Francisco Bay area of California. Report No UCB/EERC-89/03, March.

Singh, S. K. y Ordaz, M., 1994. Sismicidad y Movimientos Fuertes en México: Una Visión Actual. CENAPRED.

Tan, K. Y. y Vucetic, M., 1989. Behavior of medium and low plasticity clays under cyclic simple shear conditions. Proc. Fourth Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Soil dynamics and liquefaction, pp. 131-141.

Thomson-Haskell, N.A 1953. The dispersion of surface waves on multilayered media. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 43: 17-43

Vega, L. 2003. Análisis y modelación de algunas propiedades dinámicas de las arcillas del Ex Lago de Texcoco. Tesis de maestría en ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Vucetic, M. y Dobry, R., 1986. Cyclic degradation of normally and overconsolidated clay under simple shear loading conditions. Report No. CE-86-01, Civil Engineering Department, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, N.Y.

Vucetic, M., 1988. Normalized behavior of offshore clay under uniform cyclic loading. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 25(1), pp. 33-42.

Vucetic, M. y Dobry, R., 1988. Degradation of marine clays under cyclic loading. Journal of Geotech. Engineering, ASCE, Vol. 114(2) pp. 133-149.

Vucetic, M. y Dobry, R., 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotech. Engineering, ASCE, Vol. 114(1) pp. 89-107.

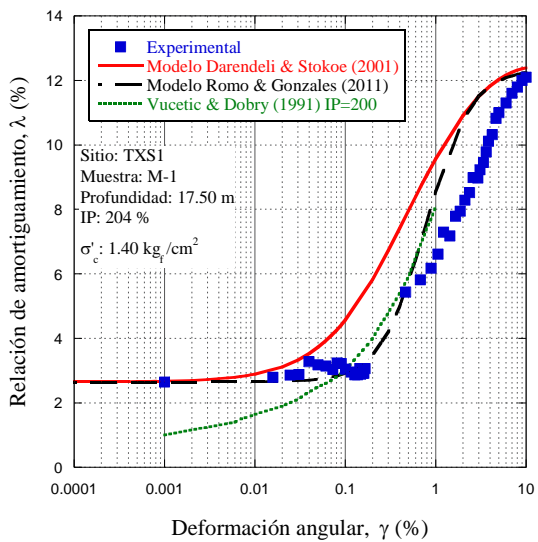
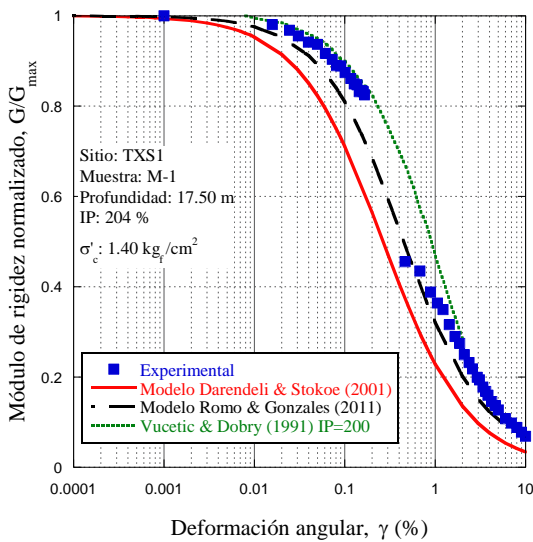
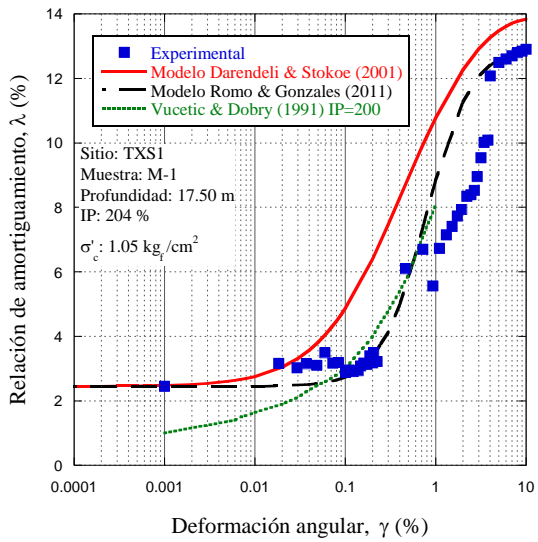
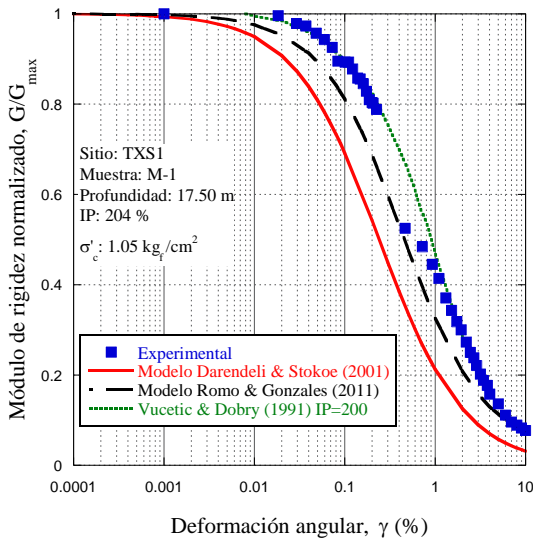
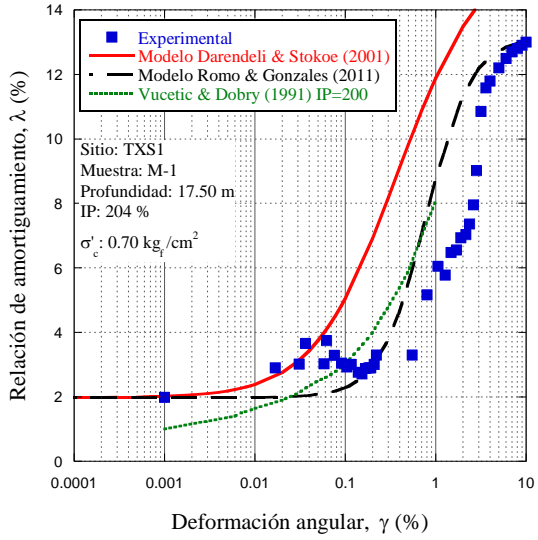
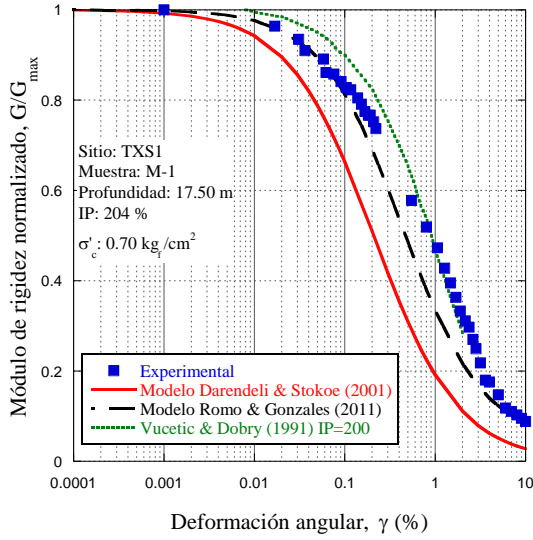


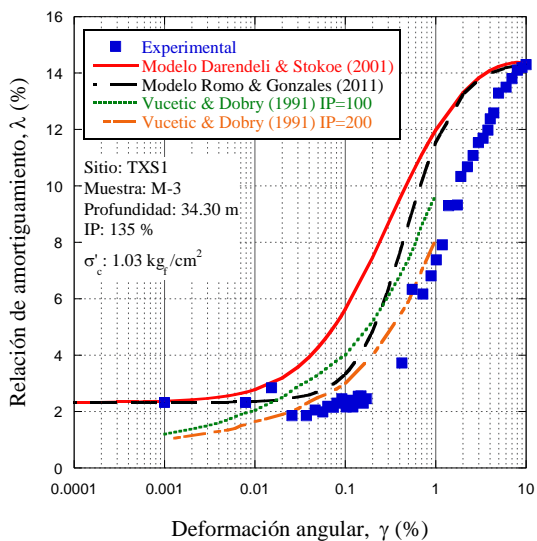
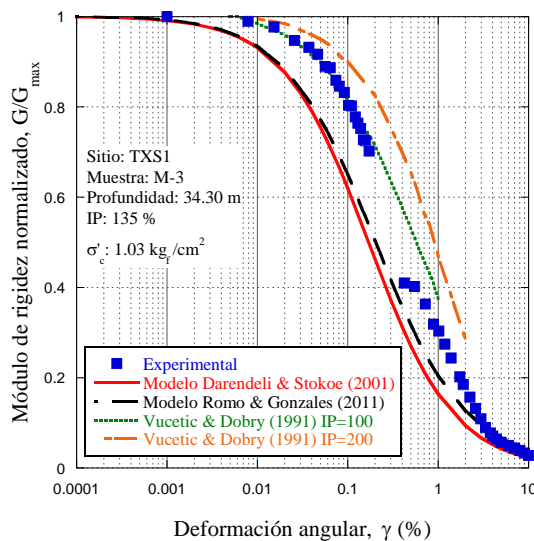
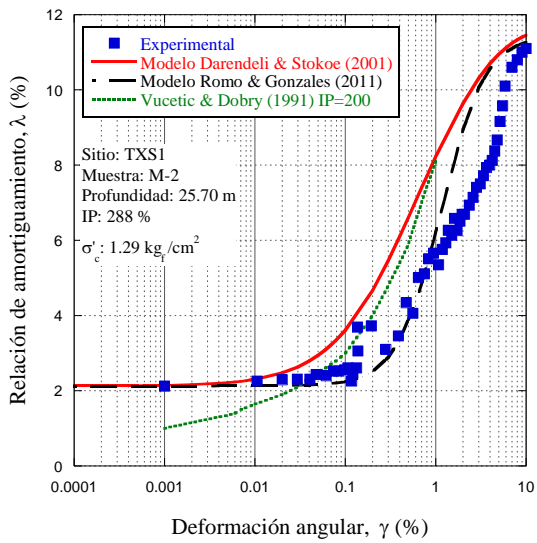
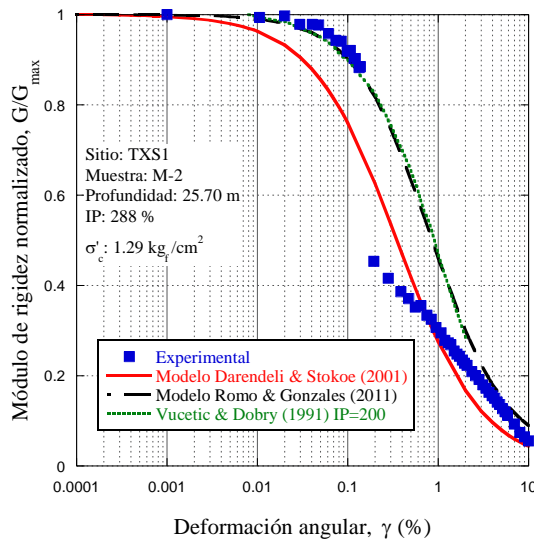
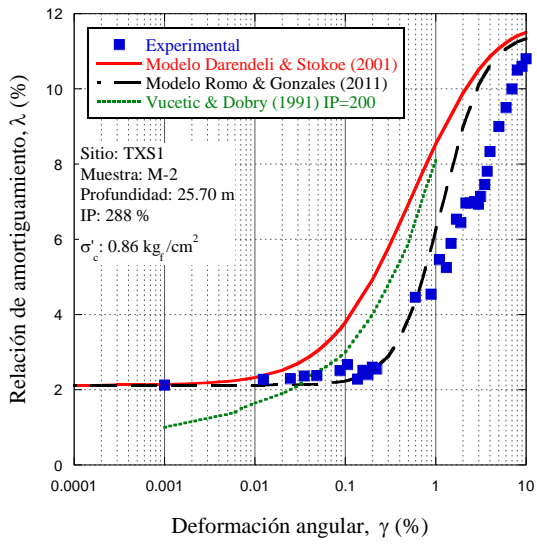
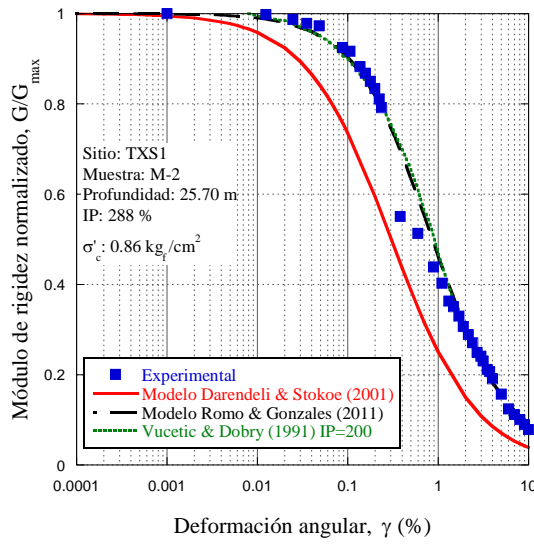
Zen, K., Umehara, Y. y Hamada, K., 1978. Laboratory tests and in situ seismic survey on vibratory shear modulus of clayey soils with various plasticities. Proc. Fifth Japanese Earthquake Engineering Symp. pp. 93-95.



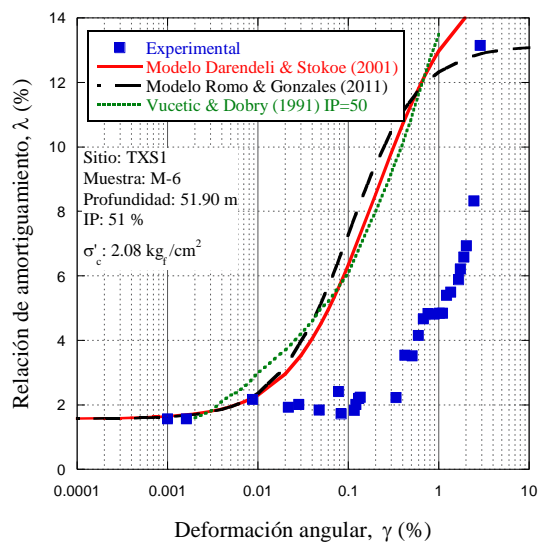
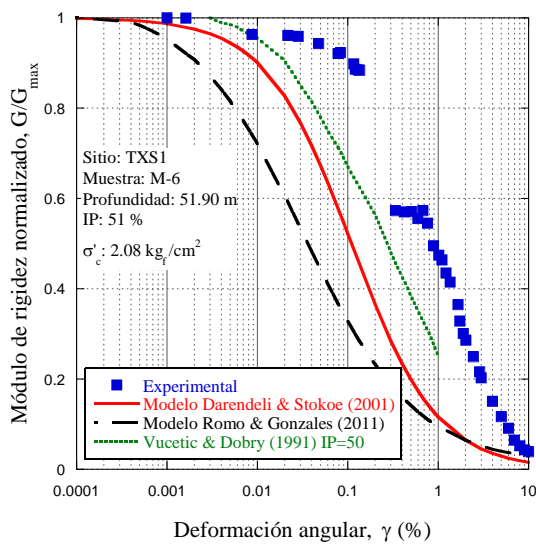
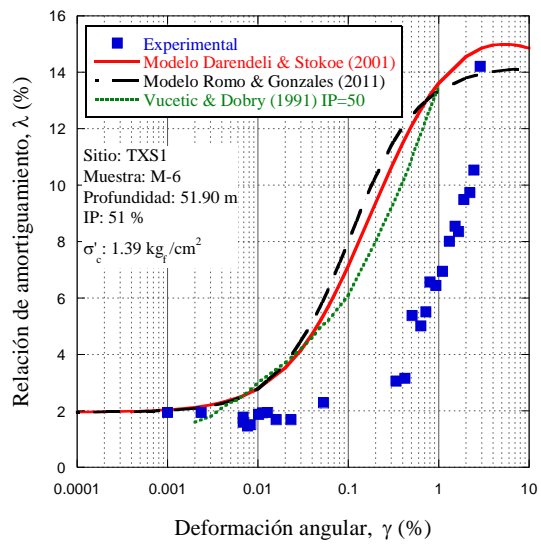
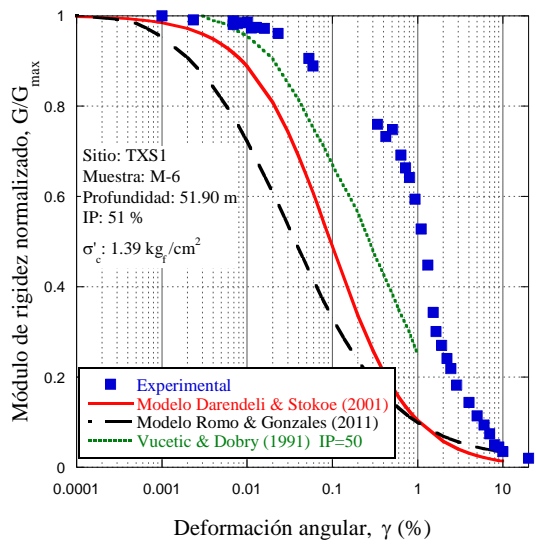
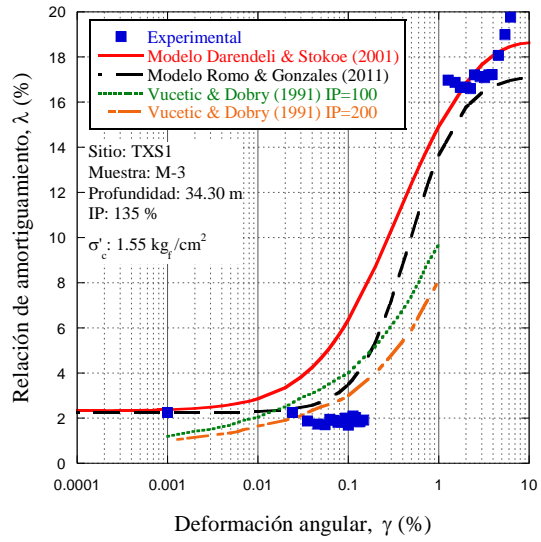
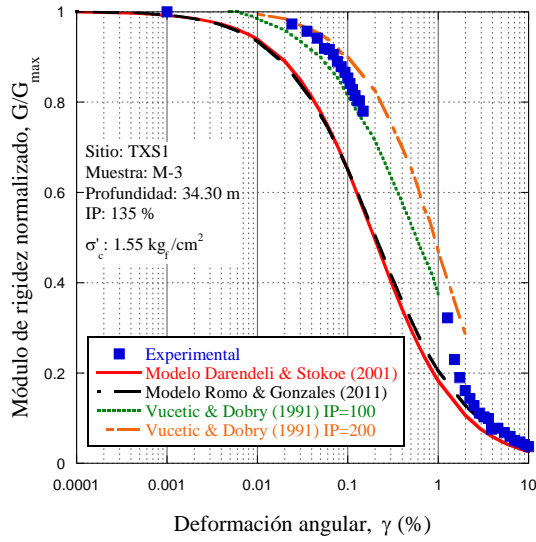
ANEXO A

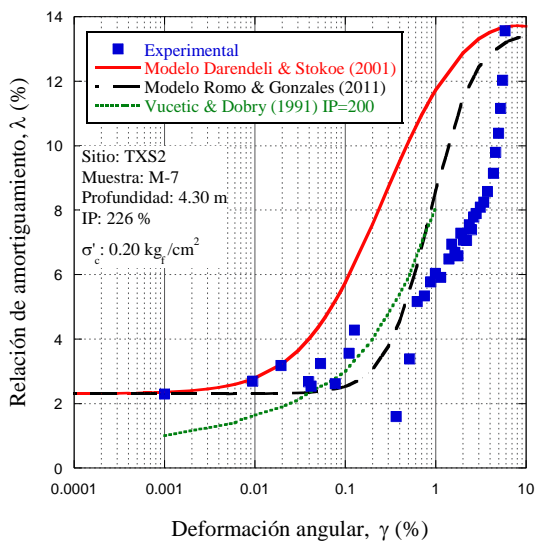
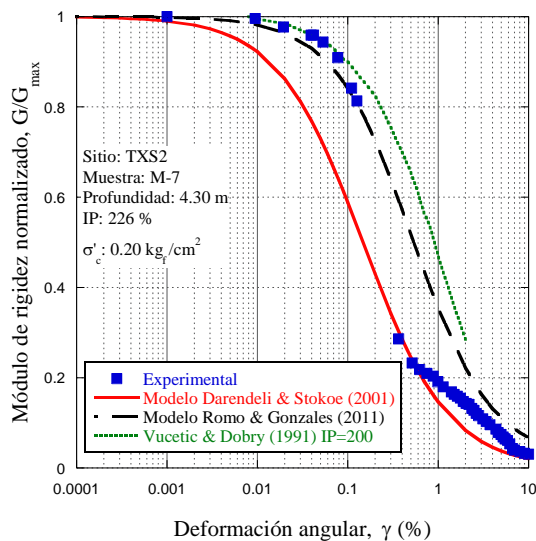
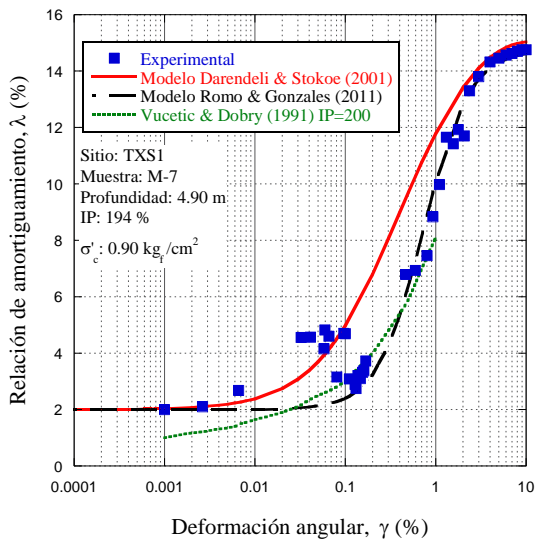
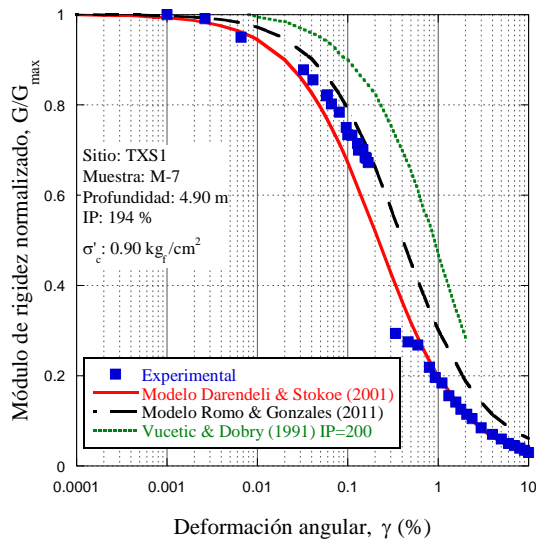
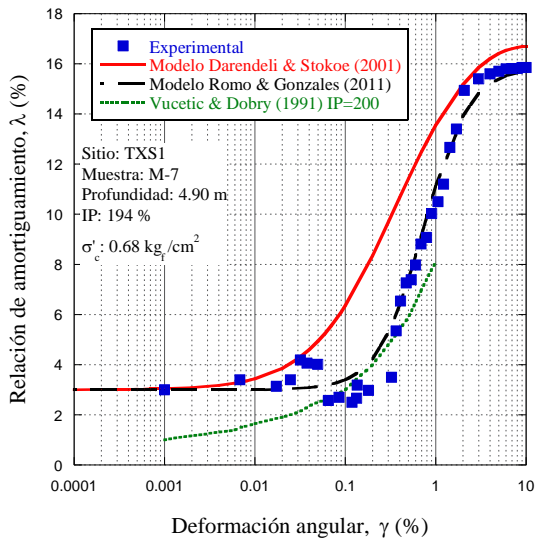
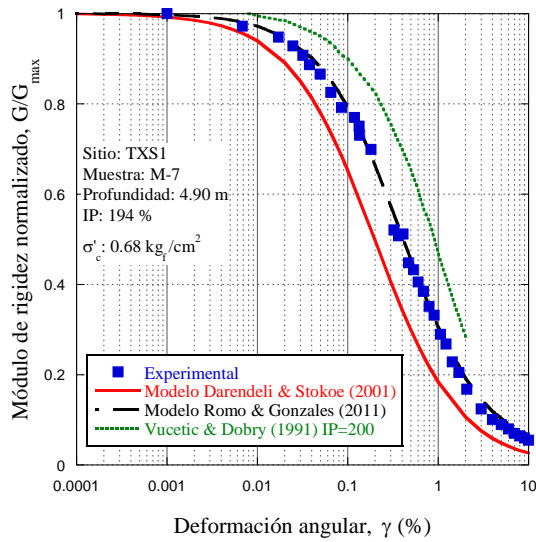
**Comparación de los datos experimentales con las predicciones de los
modelos de Darendeli-Stokoe y Romo-González.**



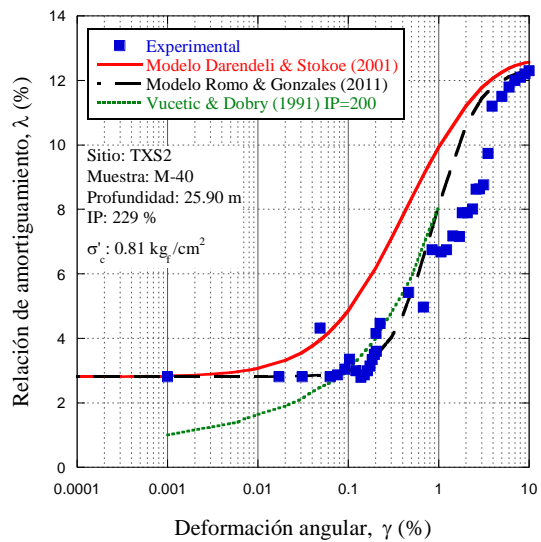
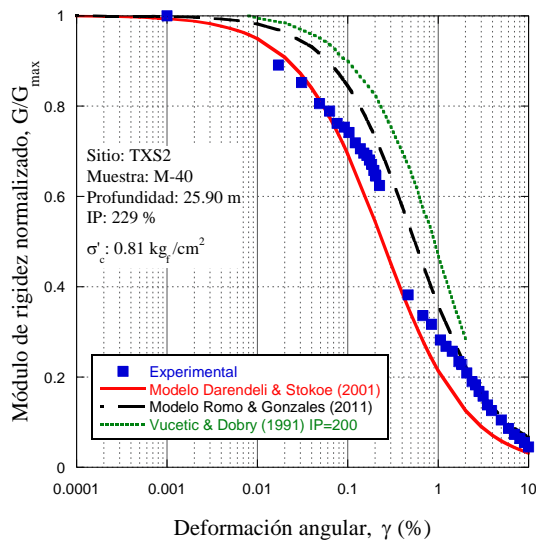
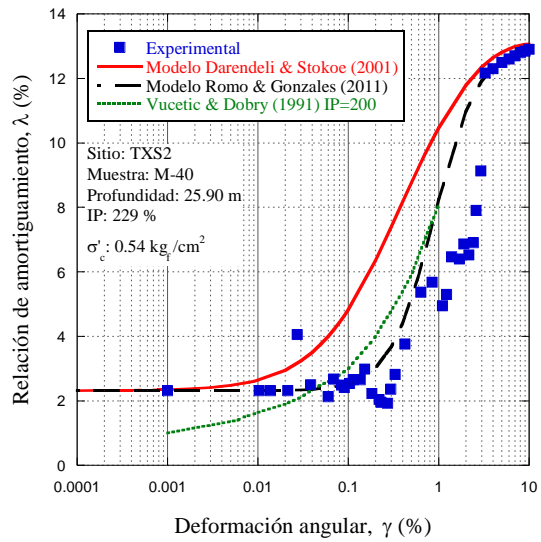
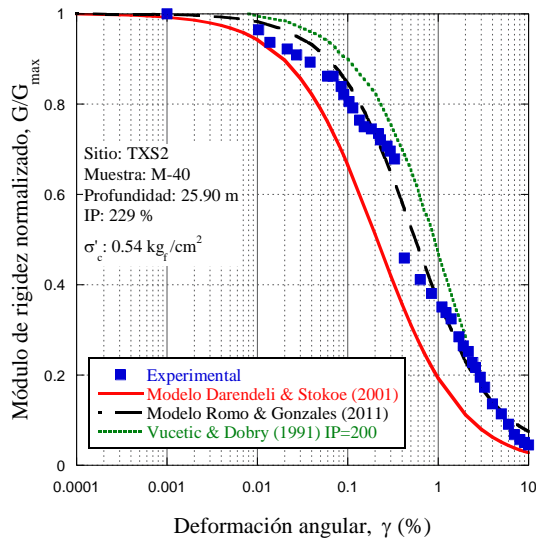
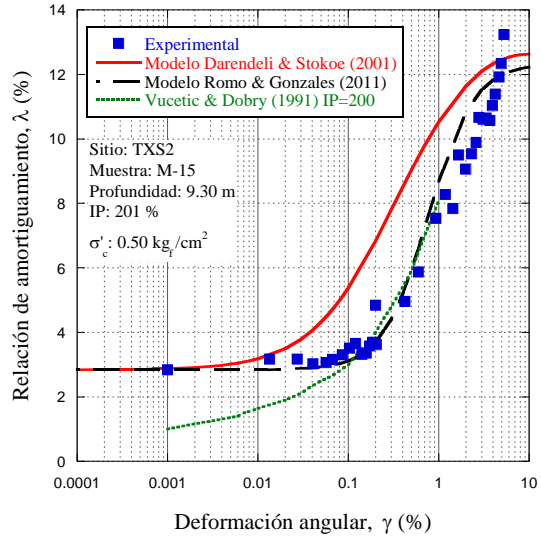
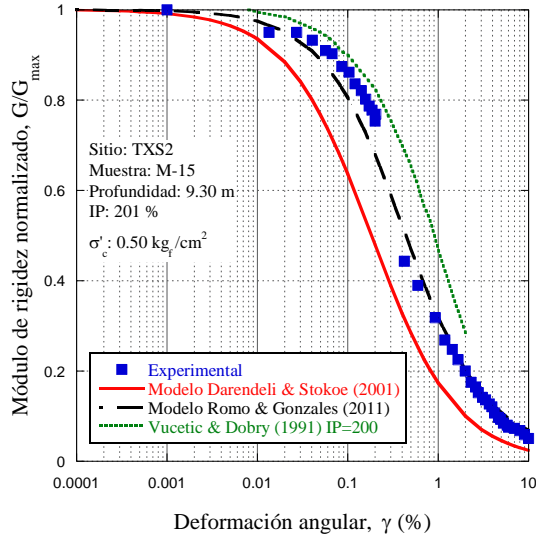


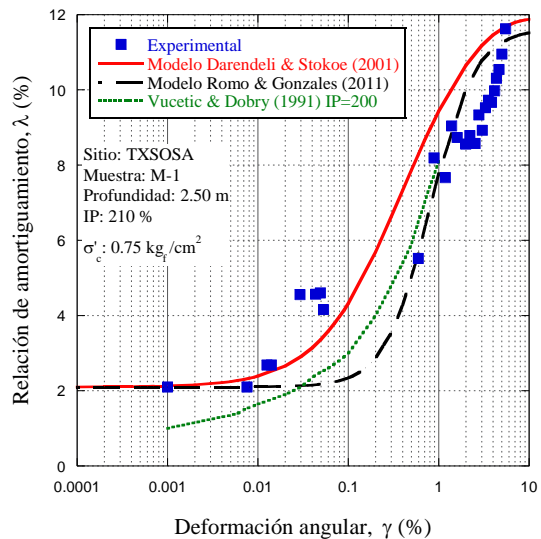
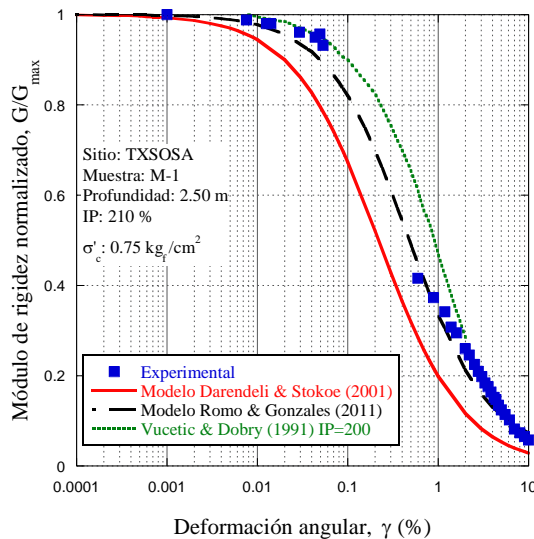
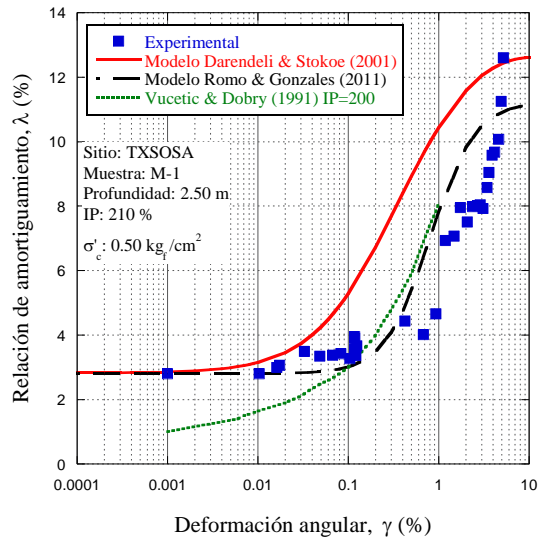
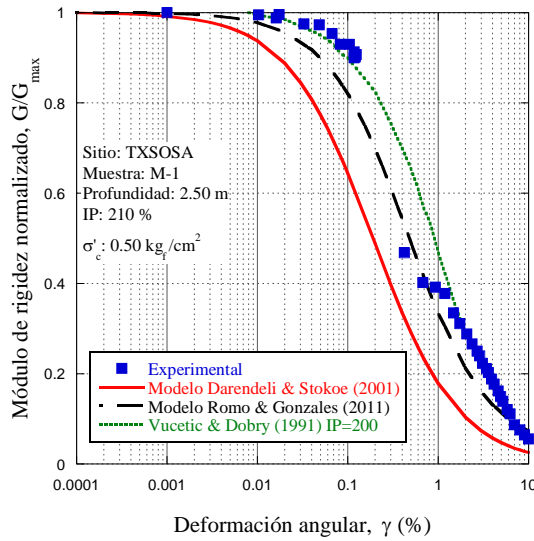
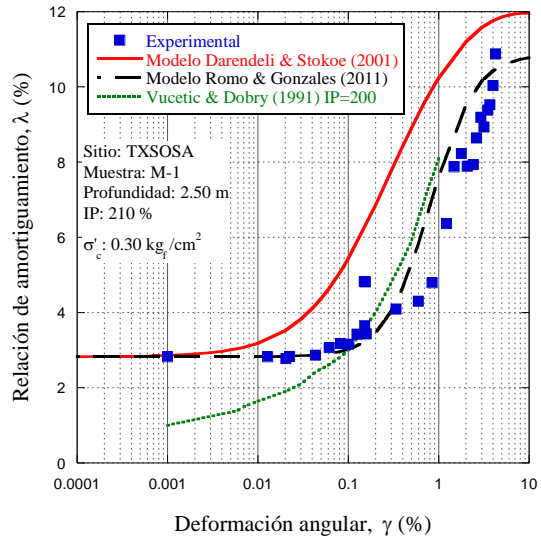
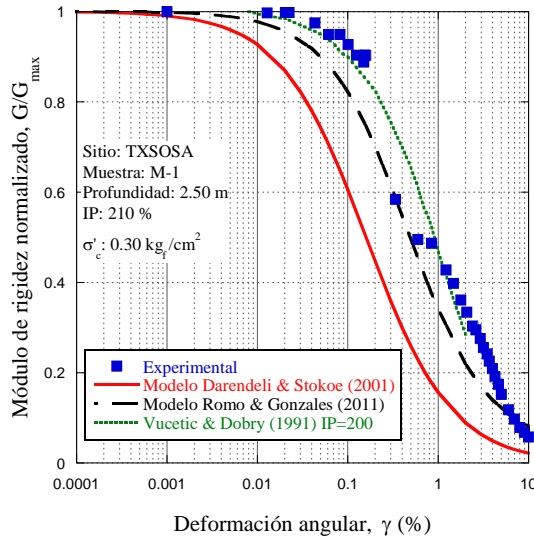
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ANEXO A



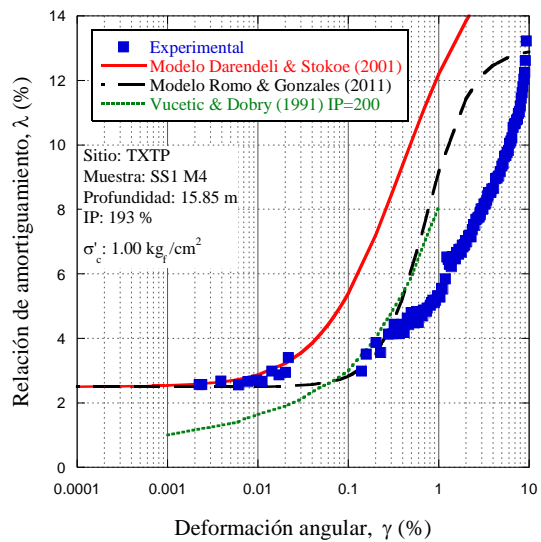
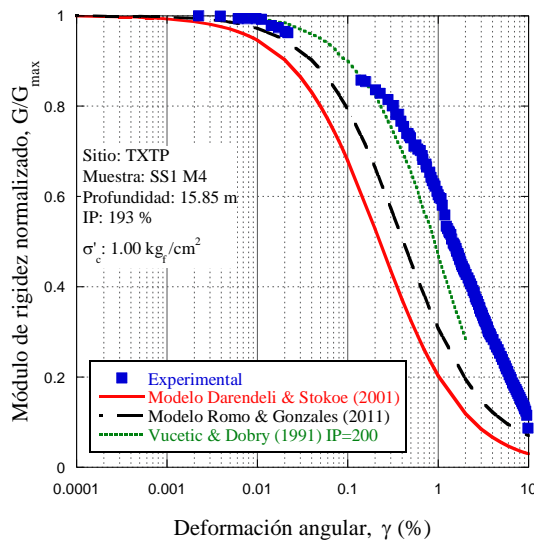
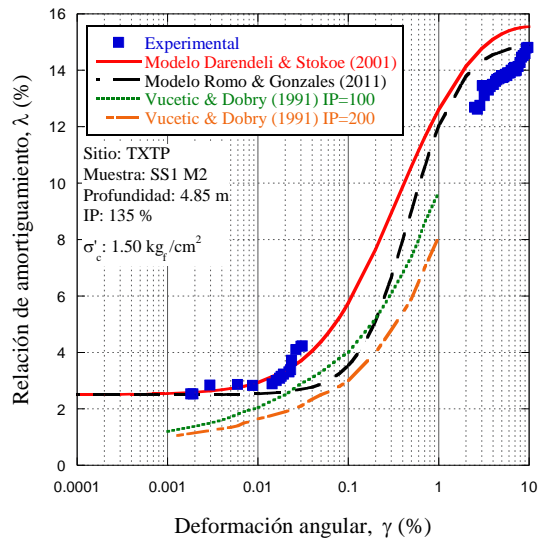
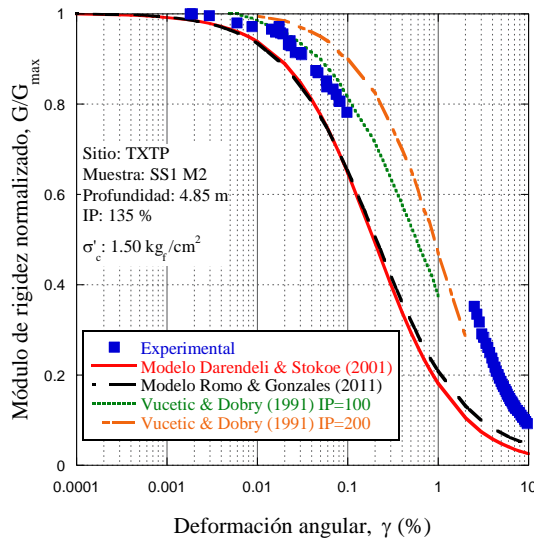
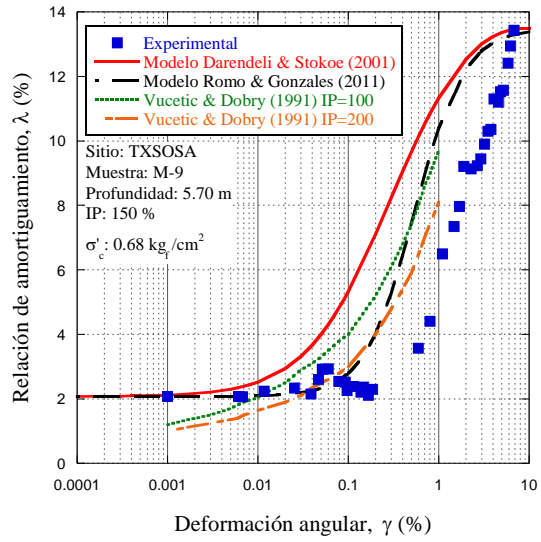
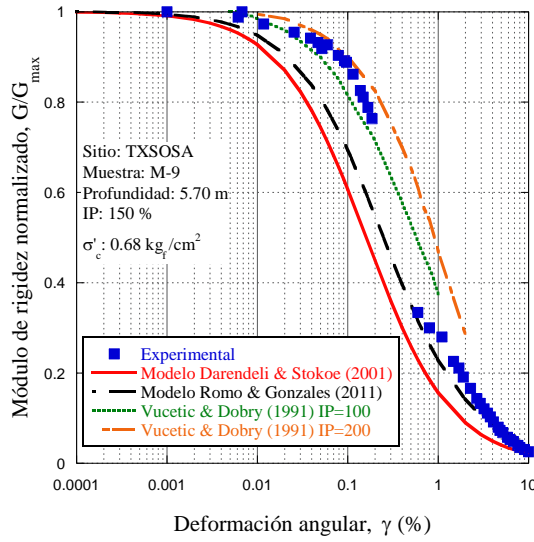


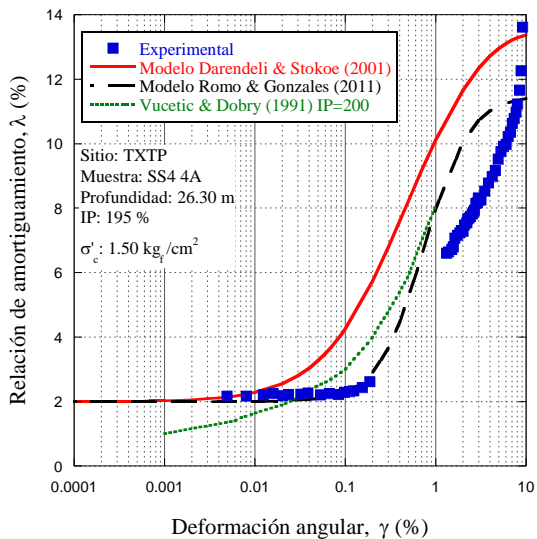
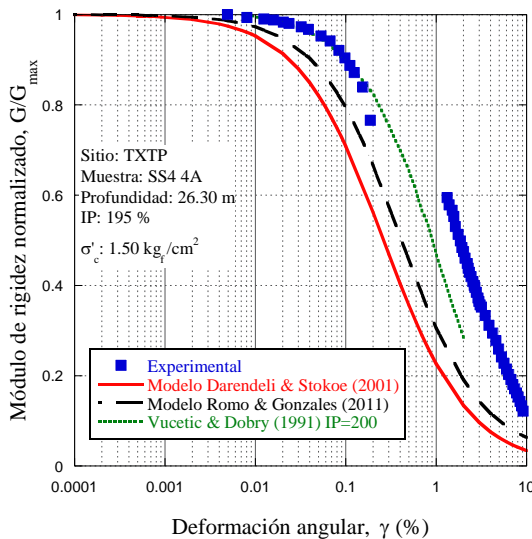
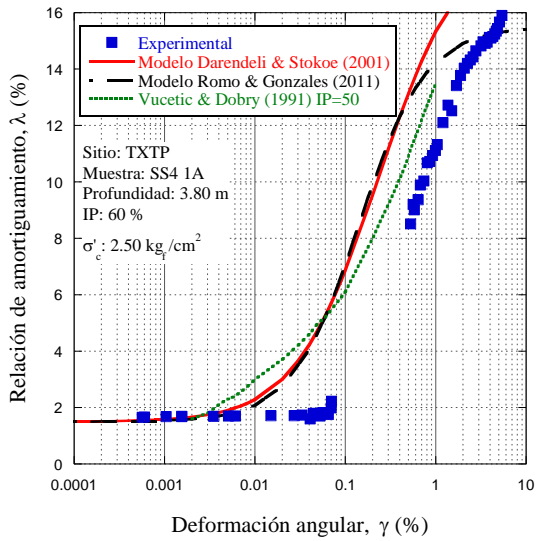
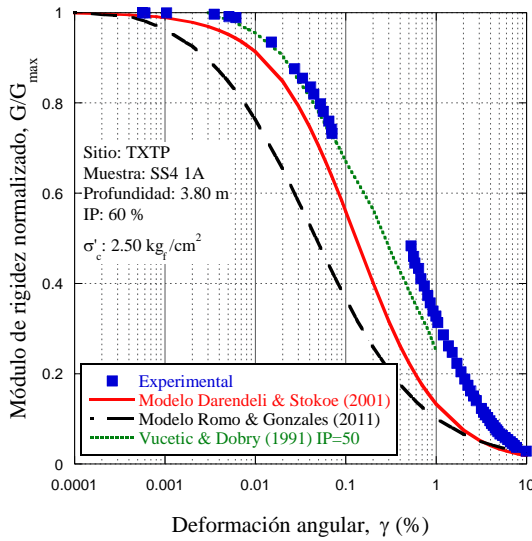
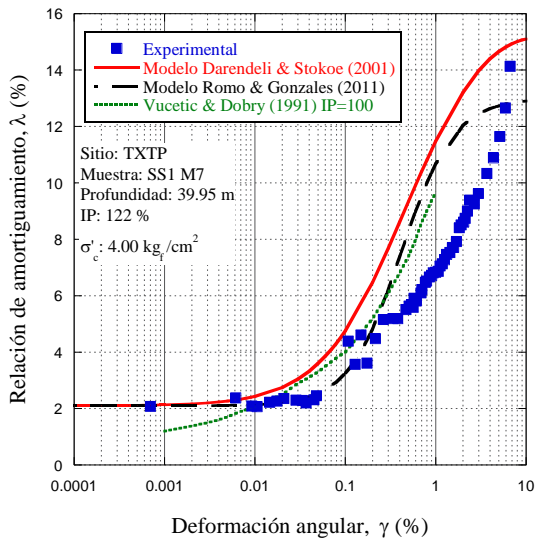
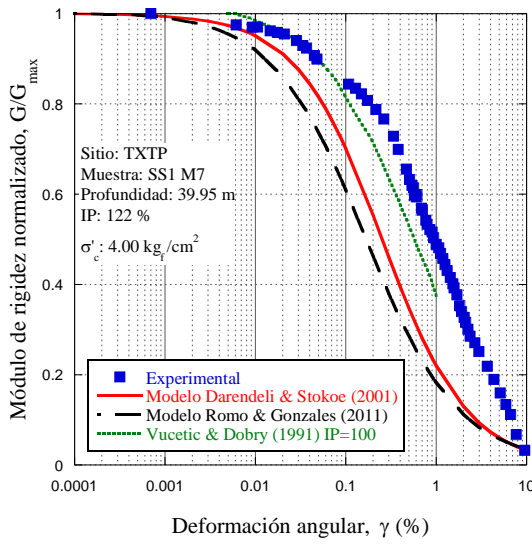
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ANEXO A





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ANEXO A

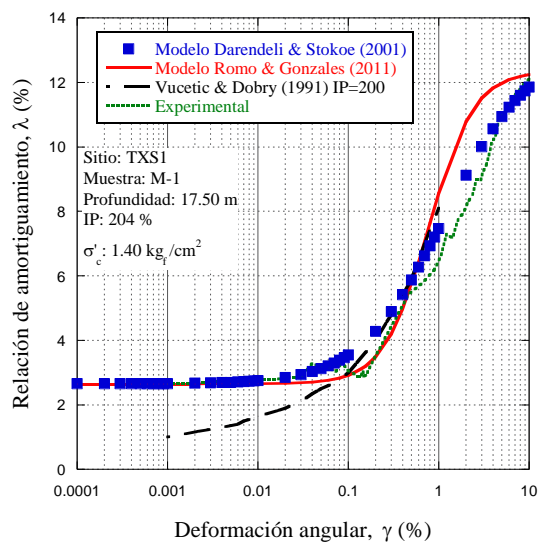
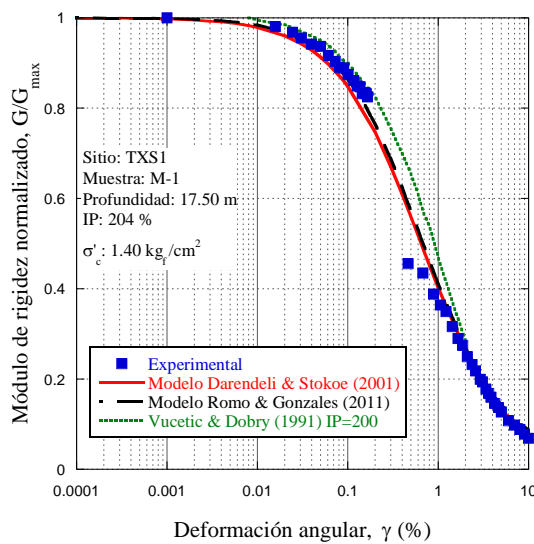
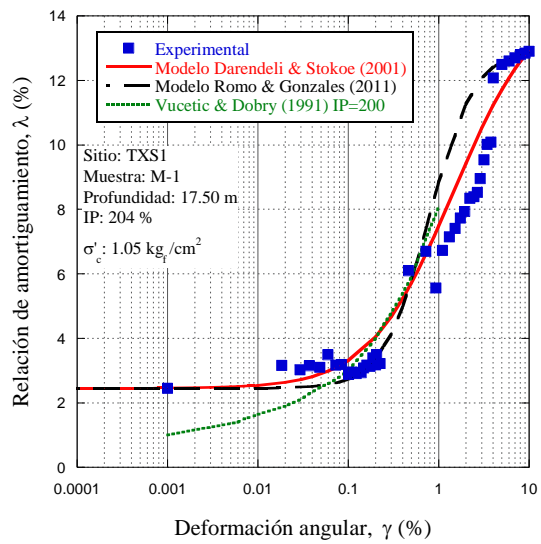
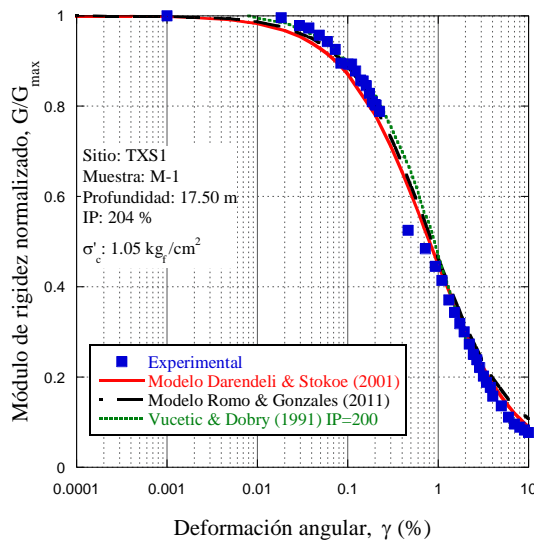
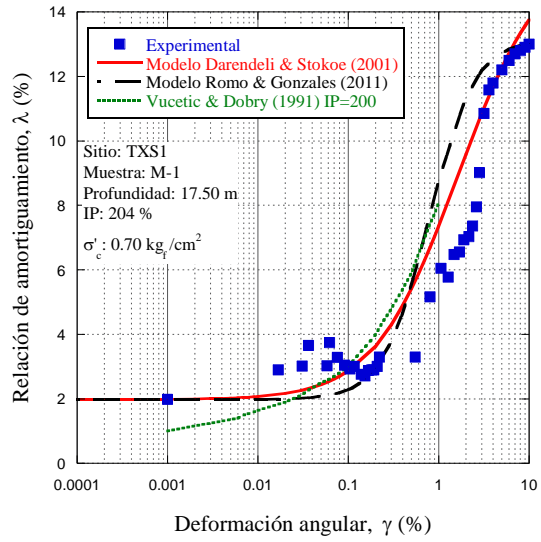
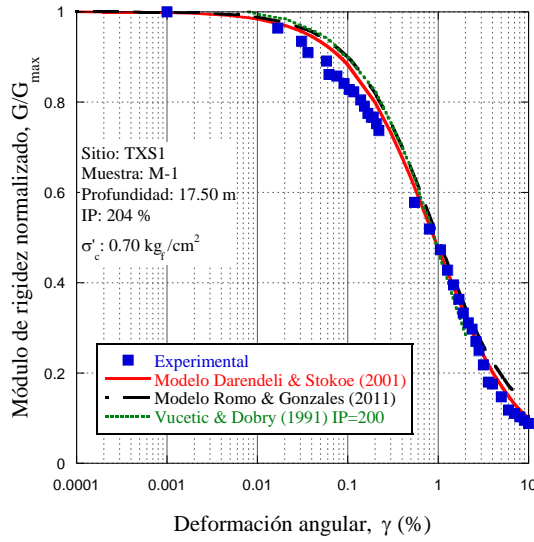


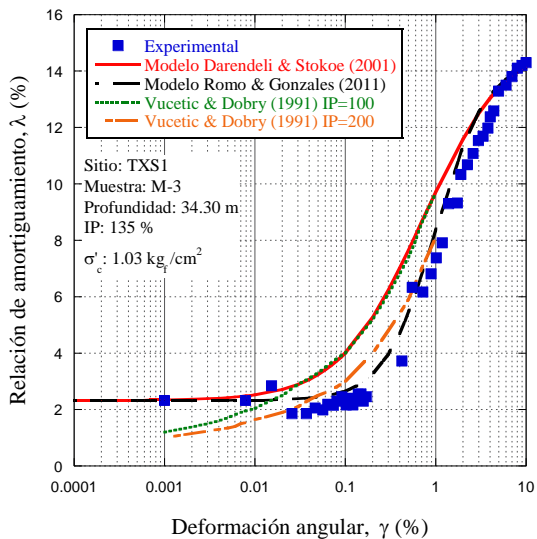
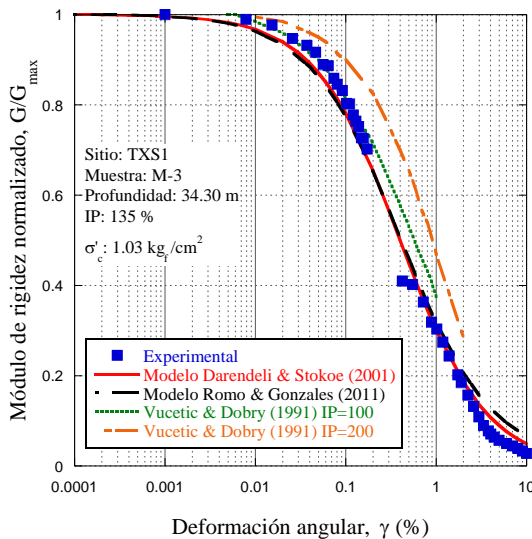
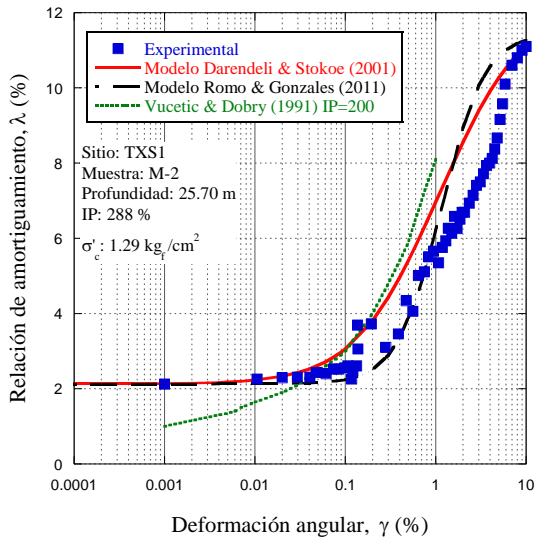
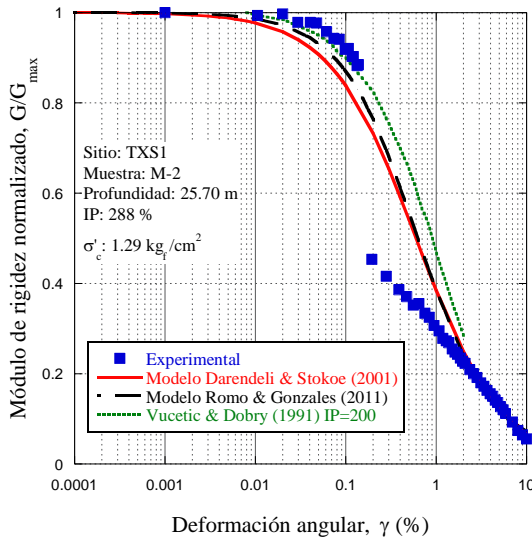
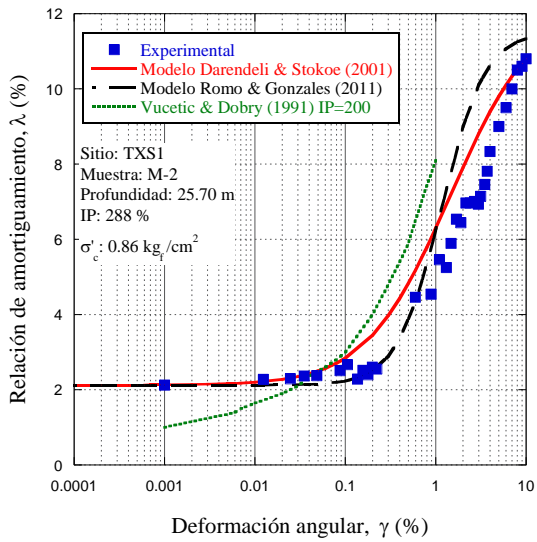
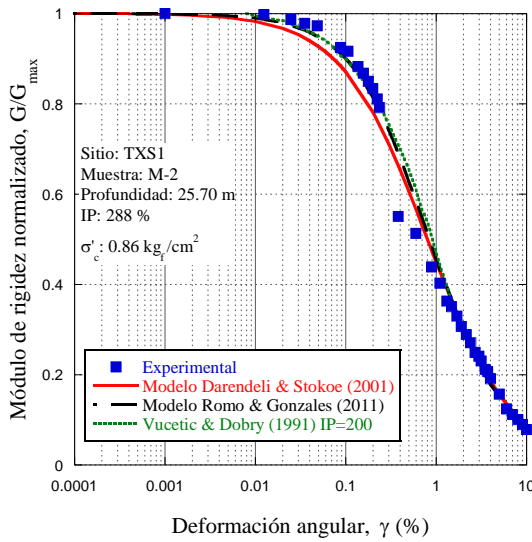




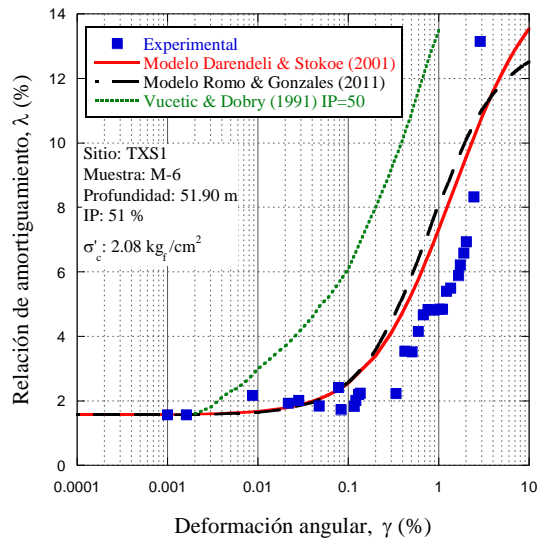
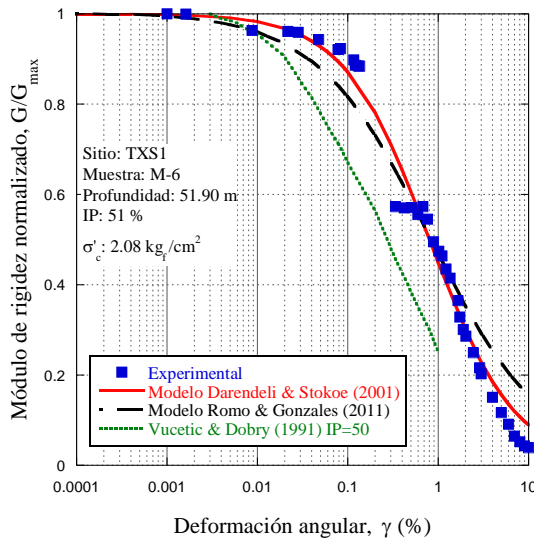
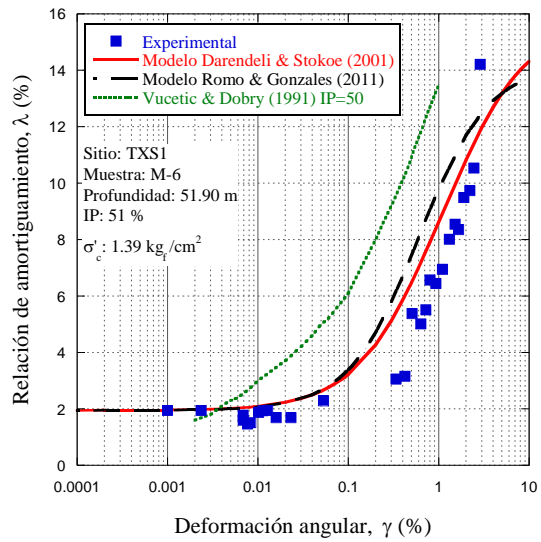
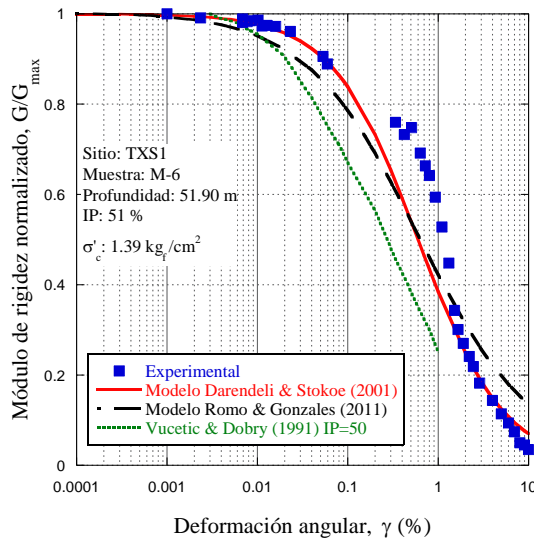
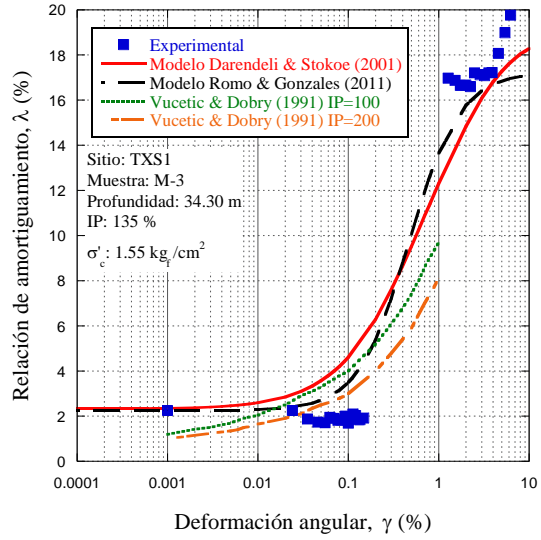
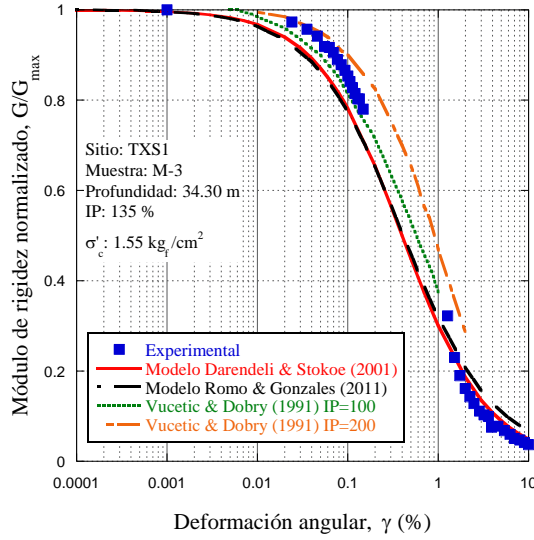
ANEXO B

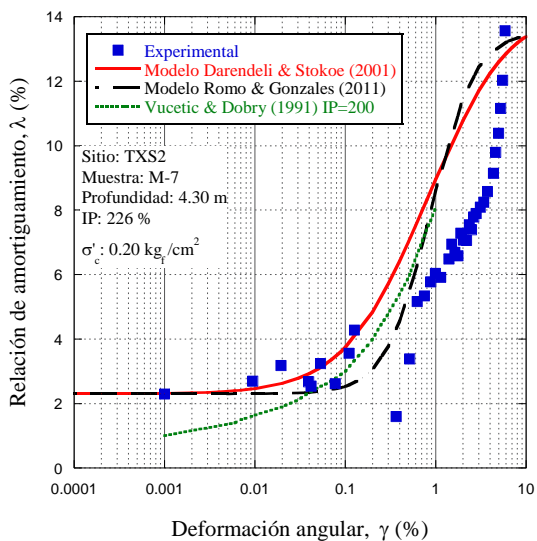
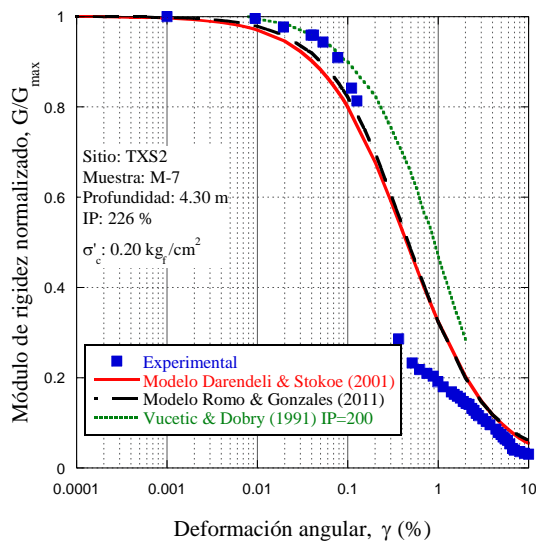
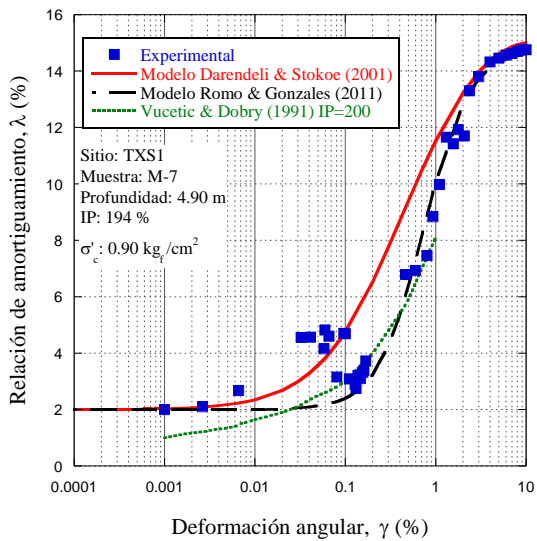
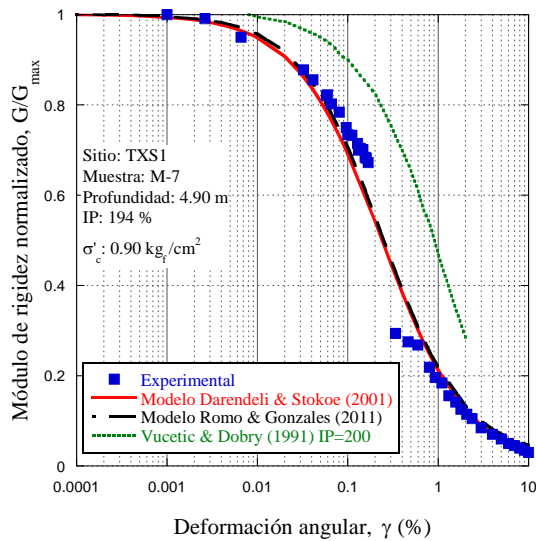
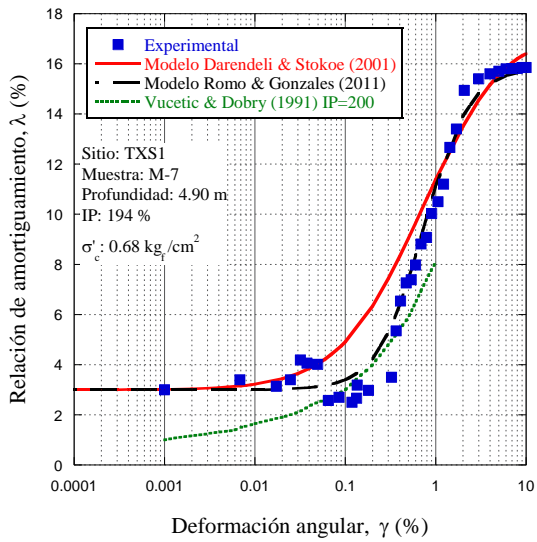
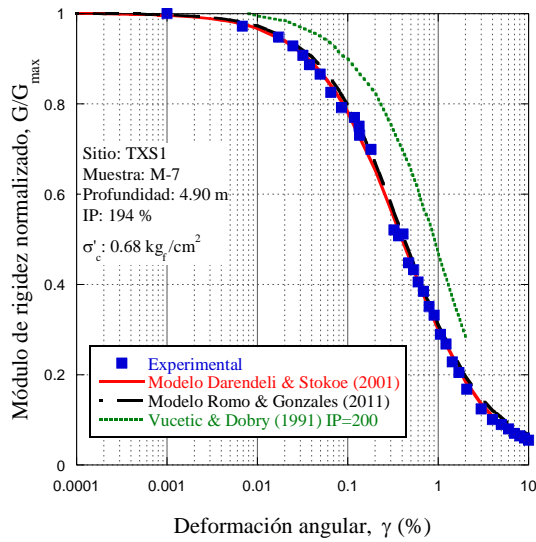
**Comparación de los datos experimentales con las predicciones de los
modelos de Darendeli-Stokoe y Romo-González, considerando la
modificación de los parámetros de ubicación**





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ANEXO B





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ANEXO B

