

01149



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA

**“COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE SUELOS
COMPACTADOS, PARCIALMENTE SATURADOS”**

TESIS

Que para obtener el grado de Maestro en Ingeniería
(Geotecnia)

Presenta

Ing. Juan Carlos Martínez Rojas

Director de tesis
Dr. Miguel P. Romo Organista



Ciudad Universitaria, México D. F.
Junio de 2005

m345133



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

DEDICATORIA.

A MIS PADRES

POMPEYO MARTÍNEZ GARCÍA
FRANCISCA ROJAS NAVARRETE

A MI ESPOSA E HIJO

REYNA C. VILLEDA QUINTANA
FRANCISCO MARTÍNEZ VILLEDA

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la
UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el
contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Juan Carlos Martínez
Rojas

FECHA: 6 Junio 2005

FIRMA: [Firma]

AGRADECIMIENTOS.

El presente trabajo no hubiese sido posible sin la apreciable ayuda de las siguientes personas a las cuales les extiendo mi agradecimiento, por su valiosa contribución de alguna forma u otra, ya fuese de tipo académica o bien como una simple palabra de aliento en esos momentos que es necesario escucharla.

A mis hermanas y hermanos:
Velia, Adriana, Emmanuel y Pompeyo.
Gracias por todos los momentos compartidos.

A mi tutor y miembros del jurado:
Dr. Miguel P. Romo Organista.
M. en I. Osvaldo Flores Castrellón.
Ing. Jesús Alberro Aramburu.
Dr. Rigoberto Rivera Constantino.
Dr. Efraín Ovando Shelley.
Dr. Daniel Reséndiz Nuñez.
Especial agradecimiento ofrezco al Dr. Miguel Romo y al M. en I. Osvaldo Flores, por su tiempo y apoyo, desde que llegue al Instituto de Ingeniería.

A mis tíos:
Sr. José Luis Rojas Navarrete.
Sr. José Mauro Rojas Navarrete
Sr. José Trinidad Martínez Armenta.
Sra. Trinidad Rojas Navarrete.
Sra. Angela Rojas Navarrete.
Así como a sus respectivas familias, por apoyarme en cada momento, especialmente a mi tío José Luis por su gran amistad.

A mis primos:
Ing. Alejandro Reséndiz Rojas.
Ing. Georgina Martínez Escudero.
Elizabeth Martínez Zumaya.
Francisco Javier Alcántara Rojas.
Por que aún cuando ya no nos veamos tan seguido, están siempre conmigo.

A mis compañeros del Instituto de Ingeniería de la UNAM.
Ing. Gaspar Ruiz Orozco.
Ing. César Dorado Santana.
Ing. Hiram González Márquez.
Ing. Daniel Castillo Ramírez.
Por su gran compañerismo.

¡A todos gracias!

**COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE SUELOS COMPACTADOS,
PARCIALMENTE SATURADOS.**

ÍNDICE	i
RESUMEN	iii
INTRODUCCIÓN	v
1. ASPECTOS GENERALES	1
1.1. Sobre la compactación de suelos	1
1.2. Sobre la determinación de parámetros dinámicos	7
1.3. Alcances	12
2. DESCRIPCIÓN DE MATERIALES Y EQUIPO EMPLEADOS	15
2.1. Localización de los bancos de material	15
2.2. Propiedades índice	18
2.3. Clasificación de acuerdo al SUCS	21
2.4. Descripción del pisón empleado	23
2.5. Descripción de la columna resonante	26
3. PROCEDIMIENTOS DE ENSAYE Y FORMACIÓN DE PROBETAS	33
3.1. Descripción del método de compactación	33
3.2. Descripción del procedimiento de ensaye de columna resonante	43
4. ANÁLISIS DE RESULTADOS	51
4.1. Módulo de rigidez y amortiguamiento con la deformación angular	51
4.2. Influencia del grado de saturación en los parámetros dinámicos	67
4.3. Influencia del esfuerzo de confinamiento en los parámetros dinámicos	71
5. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS UTILIZANDO UN MODELO DINÁMICO NO LINEAL TIPO MASING	77
5.1. Descripción del modelo	77
5.2. Variables experimentales para alimentar el modelo	84
5.3. Comparación de las curvas $G - \gamma$, $\lambda - \gamma$ experimentales y obtenidas con el modelo	87
6. CONCLUSIONES	99
REFERENCIAS	101
ANEXO I	107
ANEXO II	117

RESUMEN

Se llevaron a cabo diferentes pruebas tipo UU en suelos compactados parcialmente saturados, correspondientes a los bancos de materiales de "El Tamarindo" y "Huajintepec" pertenecientes a los bancos de estudio para el proyecto hidroeléctrico La Parota. Mediante el empleo del equipo de columna resonante del Instituto de Ingeniería de la UNAM, se estudió su comportamiento dinámico a bajas deformaciones, γ , y se determinaron algunas correlaciones útiles entre propiedades de los suelos como el contenido de agua óptimo, w_{opt} , el grado de saturación, G_w , la relación de vacíos, e , y el peso volumétrico seco, γ_d , y parámetros dinámicos como el módulo de rigidez al corte, G , y la relación de amortiguamiento crítico, λ . De igual forma, se presenta un análisis de los resultados experimentales mediante un modelo dinámico no lineal tipo Masing con el objeto de obtener algunas ecuaciones simples que nos permitan predecir a través de las propiedades de los suelos antes mencionadas, una de las propiedades dinámicas de mayor importancia el módulo de rigidez al cortante máximo, $G_{máx}$.

INTRODUCCIÓN.

Este trabajo propone obtener algunas relaciones entre las variables de compactación de los suelos y sus propiedades dinámicas, así como obtener expresiones analíticas simples, basadas en la aplicación de un modelo dinámico de tipo hiperbólico a un conjunto de resultados de pruebas en columna resonante de tipo UU (no-consolidadas no-drenadas) para diferentes niveles de confinamiento en suelos compactados parcialmente saturados. El objetivo último es probar, si con el conocimiento de algunas variables de fácil obtención, como el peso volumétrico seco y el grado de saturación, puede estimarse de manera aproximada, los parámetros dinámicos del suelo como el módulo de rigidez, G , y el amortiguamiento, λ , para diferentes niveles de deformación angular, γ .

En el capítulo 1 se presentan los conceptos básicos de la compactación de suelos finos, así como el enfoque del presente trabajo. También se explica la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos por métodos de laboratorio y de campo, así como a través de correlaciones matemáticas basadas en mediciones obtenidas con los dos métodos antes mencionados. Se presentan además, los avances en la determinación de parámetros dinámicos de suelos compactados en los diez últimos años.

En el segundo capítulo se describen los materiales estudiados y la localización geográfica de donde se extrajeron. Se describen también el molde y pisón empleados en la compactación de los materiales, así como el equipo usado para obtener los parámetros dinámicos.

El procedimiento de compactación del material se especifica en el capítulo 3, a la vez que las pruebas que se realizaron. También se expone la manera como se obtienen las curvas de módulo de rigidez y amortiguamiento *versus* deformación angular con el equipo de columna resonante.

En el capítulo cuarto se analizan los resultados de las pruebas efectuadas; además, se inquiriere cuáles son los efectos de variables como el grado de saturación, la relación de vacíos y el esfuerzo de confinamiento en los parámetros dinámicos obtenidos.

En el capítulo quinto, se describen las bases teóricas del modelo dinámico no-lineal que permite estimar los parámetros dinámicos citados. Finalmente, en el tercer apartado de este capítulo se analizan los resultados experimentales y se proponen ecuaciones simples que permiten estimar las propiedades dinámicas, a través de parámetros del suelo de fácil determinación.

La aportación de este trabajo al conocimiento de los parámetros dinámicos, consiste en que plantea posibles caminos a seguir para comprender mejor el comportamiento dinámico de suelos compactados.

I. ASPECTOS GENERALES.

1.1. Sobre la compactación de suelos.

Generalidades.

Se sabe que la compactación tiene sus orígenes en Asia donde la construcción de bordos se hacía apisonando manualmente con varillas de bambú, así como con el paso de animales sobre los terrenos por compactar; tiempo después en Europa, específicamente en Inglaterra, los constructores adoptaron tal práctica y observaron que los rebaños de cabras, por la forma especial de sus patas, compactaban de forma más eficiente los suelos como las arcillas. Como se puede ver la compactación no es un método nada nuevo y por el contrario ha sido ampliamente usado por el hombre a través de los años.

La compactación de los suelos es el procedimiento mecánico que se da a los mismos con objeto de mejorar su comportamiento mecánico, así como el de producir una respuesta más eficiente ante el ataque de algunos agentes del intemperismo. La compactación del suelo está ligada a una reducción de los vacíos del mismo (densificación); es decir, una expulsión del aire, por la aplicación de cargas, que pueden ser estáticas, de impactos, por amasado o vibratorias, que inducen un incremento del peso volumétrico seco, obteniendo así una rigidización del material. Es precisamente en ésta donde radica la importancia de la compactación ya que además de que se aumenta la resistencia, se disminuye la deformabilidad de la masa de suelo compactada y se reduce su permeabilidad. En otras palabras, la compactación mejora la estabilidad estructural del suelo natural.

Generalmente los métodos o procedimientos de compactación se aplican a rellenos artificiales como son: presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, pavimentos, o bien para el caso en el que el suelo se utilice como base para el desplante de cimentaciones.

De forma muy general, el proceso que define el procedimiento de compactación es como sigue: cuando se va a realizar una obra en la que el suelo va a ser compactado se recaban muestras de los suelos que se han de usar; en el laboratorio se sujetan esos suelos a distintas condiciones de compactación, hasta encontrar algunas que garanticen un proyecto seguro y que puedan lograrse económicamente con el equipo de campo, con el que se han de reproducir lo más cercano posible, las condiciones de laboratorio aprobadas para el proyecto. Para lograr esto, la práctica dicta la construcción de terraplenes de prueba con el suelo a usar, en éstos se ve el número de veces que debe pasar el equipo, el espesor de las capas de los suelos depositados para compactar, etc. Finalmente, una vez iniciada la construcción, se verifica la compactación lograda en el campo con muestras al azar, tomadas del material compactado en la obra, y se comprueba que se están preservando los requerimientos del proyecto.

En lo que se refiere a los equipos de campo, existe toda una gama de rodillos compactadores; sin embargo, éstos pueden caer en una clasificación basada en cómo compactan el suelo, ésta es:

- De Neumáticos,
- Por amasado,
- Vibratorios y
- Rodillos tándem.

Existen diversas pruebas cuyos objetivos son, reproducir en el laboratorio las condiciones de compactación en campo, así como el estudio de los diferentes factores que gobiernan la compactación de los suelos, tales pruebas son las tipo Proctor o las correspondientes al Manual de la Tierra del Bureau of Reclamation o de la universidad de Harvard en Estados Unidos; además de las diversas modificaciones que se les ha hecho a las mismas; sin embargo, puede decirse que todas se derivan de la prueba Proctor Estándar. Actualmente existen al menos tres pruebas ampliamente conocidas que son las de mayor uso en la práctica profesional, éstas son:

- La prueba Proctor estándar,
- La prueba Proctor modificada y
- La prueba Harvard miniatura

En tales pruebas es de fundamental importancia el concepto de curva de compactación, que como sabemos es una gráfica empleada en laboratorio, en la que se colocan en las abscisas los valores del contenido de agua y en las ordenadas los valores del peso volumétrico seco correspondiente, obteniendo una curva con una forma generalmente bien definida. Los conceptos anteriores no se exponen aquí, pero el lector interesado en este tema puede consultar en: Alberro *et al* (1984), Terzaghi *et al* (1996), Hilf, (1975), Mendoza, (1982), Juárez y Rijo (1998), Mitchell, (1981), etc.

Factores que influyen en la compactación.

Con objeto de tratar de explicar los fenómenos que determinan el comportamiento de los suelos se han desarrollado investigaciones en las que se han estudiado los efectos de variables como:

- Energía de compactación,
- Contenido de agua de compactación y
- Método de compactación empleado.

El contenido de agua es de una importancia esencial, dado que existe una tendencia a que los suelos finos, particularmente los suelos residuales y montmoriloníticos, formen grumos, lo que produce un cambio en la granulometría inicial, especialmente cuando se someten a secado; por lo anterior, debe observarse cómo se agrega el agua a la muestra de suelo, ya que no es lo mismo partir de un suelo previamente secado y agregar la cantidad de agua requerida, que partir de un suelo relativamente húmedo que se vaya dejando secar parcialmente al elaborar la prueba. Lo segundo es menos recomendable ya que en tal caso la humedad superficial de los grumos resulta menor que la interna lo que provoca que la presión capilar sea aún mayor que en el primer caso; entonces, lo más deseable es que el

material traído de los bancos se deje secar sin permitir la formación de grumos o disgregarlo si es necesario, para después agregar el agua a distintas porciones de material y dejarlo curar para su posterior ensaye.

En lo que concierne al método de compactación, se debe observar que para cada método de compactación (llámese estático, de amasado o por impactos), existe un valor $w_{\text{opt}}-\gamma_{\text{dmáx}}$ asociado, y aún cuando se ajustaran la energías de compactación entregadas a cada suelo compactado por diferentes métodos, a fin de llevar al suelo a un mismo valor $w_{\text{opt}}-\gamma_{\text{dmáx}}$, la micro-estructura generada en el suelo será diferente, y por lo tanto los resultados obtenidos también serán diferentes. Alberro *et al.*, 1984 observaron, dentro de lo que se refiere al método de compactación, algunos factores de interés; éstos se encuentran relacionados con la preparación del material, y son:

- a) Tiempo de curado,
- b) Tiempo de reposo,
- c) Efecto de escala y
- d) Efecto de esbeltez.

a) *Tiempo de curado.* Observaron que existen variaciones en el peso volumétrico seco y la resistencia a la compresión simple, en especímenes sometidos a diferentes tiempos de curado, sobre todo en aquellos formados con un contenido de agua menor que el óptimo. Estos autores recomiendan que se debe fijar al menos un periodo de 24 hrs como tiempo de curado a fin de uniformizar el contenido de humedad en la muestra de suelo por compactar.

b) *Tiempo de reposo.* Esto se refiere al tiempo transcurrido entre el momento en que se forma la probeta y se ensaya; se ha observado que existe un efecto de aumento de resistencia por el envejecimiento; entonces este factor debe tomarse en cuenta a fin de fijar un tiempo t de reposo común para tener las mismas condiciones iniciales de prueba.

c) *Efecto de escala.* Este efecto, así como el de esbeltez fueron considerados por Alberro y colaboradores como efectos debidos a la granulometría. El efecto de escala se refiere a que al ensayar un espécimen con una relación de esbeltez idéntica pero con diferentes volúmenes; entre mayor sea el volumen de la muestra, más disminuye la resistencia. Lo anterior se debe al hecho de que entre mayor sea el volumen de la muestra, la probabilidad de existencia de defectos o debilidades que propician la falla, también aumenta. Me parece que tanto el efecto de escala como el de esbeltez forman parte del método de compactación por lo cual convendría considerarlos como variables de entrada, ya que ambos suponen un manejo al inicio de la prueba.

d) *Efecto de esbeltez.* A fin de evitar variaciones debidas a la relación altura/diámetro del molde, esta relación no debe ser menor a un valor de 2.4.

Las características del suelo que deseamos mejorar, para lograr una mejor estabilidad estructural son:

- Deformabilidad volumétrica.
- Permeabilidad.
- Relaciones esfuerzo–deformación–resistencia.
- Alterabilidad.

Las anteriores pueden considerarse como las variables de salida para el caso de ensayos en que se observa fundamentalmente un comportamiento estático, en el caso del estudio del comportamiento dinámico de los suelos, las variables de salida que nos interesan son:

- El módulo de rigidez al cortante, G , (o la velocidad de onda de cortante, V_s).
- El amortiguamiento con respecto al amortiguamiento crítico, λ , y
- La deformación angular, γ .

De acuerdo con Reséndiz, (1980) para el caso de los suelos compactados los modelos que pueden ayudarnos a definir el comportamiento de los suelos, así como las relaciones existentes entre las variables involucradas, pueden ser de dos tipos:

- i) Modelos explicativos. Aquí las relaciones entre las variables de entrada y las de salida se basan en conceptos fundamentales (variables internas) y es a través de éstas que se trata de explicar el fenómeno.
- ii) Modelos de “caja negra”. En éstos, las relaciones se establecen de una forma directa y no existen referencias con ninguna variable interna. En el caso de estos modelos el objetivo central del mismo no es explicar sino mostrar la relación existente entre las variables de entrada y de salida.

Las condiciones de compactación (variables de entrada) suelen ser seleccionadas para cada caso particular y tomando en consideración las relaciones entre éstas y las variables de salida. En el caso de los modelos de caja negra los dos tipos de variables antes mencionadas (de entrada y salida) bastan para ser desarrollados, no es así para el caso de los modelos explicativos. En estos últimos se requiere de un conjunto adicional de variables, estas son conocidas como *variables internas*, y son las apropiadas para establecer la conexión entre las variables de entrada y las variables de salida. Un modelo explicativo, requiere de la definición de un amplio número de variables internas para poder explicar de mejor forma el fenómeno, por ello a estas variables se les considera como los factores reales que influyen en el caso de la compactación, en sí misma. En este trabajo trataremos de apegarnos más a un estudio de modelo explicativo, a fin de observar cuáles pueden ser esos factores reales que afectan los parámetros dinámicos en los suelos compactados.

Mendoza, (1982) destaca que han sido diversos los investigadores que han tratado de definir cuáles son los factores que influyen de manera importante en el comportamiento de los suelos compactados, resaltando trabajos como los de Lanbe, (1958, 1958b), Mitchell, (1976) etc. Hasta la década de los 1980's se consideraba que el conjunto de factores que

mejor explicaba las relaciones entre las condiciones de compactación y las variables resultantes, eran:

- i. el peso volumétrico seco (o la relación de vacíos),
- ii. el grado de saturación y
- iii. la microestructura.

Para el caso de los modelos explicativos, la microestructura sólo puede considerarse en un nivel cualitativo debido a que ésta no puede medirse y aún si lograra cuantificarse su influencia en investigaciones en el laboratorio, se extrapolaría a problemas de escala natural en forma cualitativa. Lo anterior ha provocado que este factor no se haya estudiado tanto como los otros dos.

Sobre las variables internas peso volumétrico seco y grado de saturación, se cuenta con bastante información, sin embargo en lo que se refiere a microestructura, existe menos investigación aunque ésta se ha venido incrementando con el paso del tiempo, al respecto se puede mencionar, que se han elaborado diversas descripciones cualitativas sobre la microestructura con el objeto de explicar las diferencias de comportamiento entre suelos arcillosos y suelos friccionantes, o bien para el caso de suelos compactados, entre muestras de arcilla que han sufrido condiciones de formación diferentes o distintas historias de deformación. Son diversos los investigadores que se han abocado al estudio de la microestructura, algunos de ellos son: Lambe, (1958), Barden y Sides, (1970), Mendoza, (1982), sólo por mencionar algunos. Alberro *et al*, (1984) presentan en su estudio algunos factores de interés que aunque no los relacionan con la estructura del suelo (por considerar que no existen las partículas arcillosas aisladas sino que siempre forman paquetes o grumos), los conectan con la granulometría; podríamos entonces dividir a las variables involucradas con la microestructura en dos partes: aquéllas relacionadas con efectos macroestructurales como los granulométricos, y los efectos microestructurales; es decir, los relacionados con las interacciones entre fuerzas físico-químicas entre partículas. Se sabe que son dos los factores que determinan principalmente, la microestructura de un arcilla compactada, estos son: un factor interno que representa la interacción físico-química entre partículas y otro factor externo dado por las deformaciones angulares inducidas por el efecto de amasado, del particular método de compactación. De lo anterior se observa la complejidad del factor microestructura ya que, es más difícil lograr una mejor comprensión, si no existe antes una clasificación y una terminología unificada para la geometría de la microestructura, algo en lo que tampoco ha habido un consenso global.

Sobre los efectos relacionados con la granulometría se observan al menos dos importantes, estos son:

- a) Efecto de pared y tamaño de los gruesos y
- b) Efecto de la granulometría inicial.

a) *Efecto de pared y tamaño de los gruesos*: Está relacionado con la formación de grumos en los suelos finos, ya que puede darse el caso que al formarse tales asociaciones de partículas, cuyo tamaño máximo, $T_{m\acute{a}x}$, sea de consideración, (esto se debe a la compactación del material en el laboratorio) pueden presentarse efectos de pared, que ocasionan un

incremento en la relación de vacíos del material en la cercanía con las paredes del molde lo que produce una reducción en el peso volumétrico seco.

b) Efecto de la granulometría inicial. A fin de asegurar que el comportamiento observado por las pruebas de laboratorio sean más representativas del comportamiento del material compactado en la obra, conviene asegurarse que las granulometrías de las muestras ensayadas en el laboratorio y las correspondientes a las obtenidas en campo sean idénticas. Es decir, existe un efecto debido a la disgregación del material antes de realizar la prueba de compactación, lo que genera un cambio en el tamaño de los grumos, por lo que la granulometría empleada en las pruebas de laboratorio debe ser semejante a la que existe en campo.

No se abunda aquí más sobre los efectos relacionados a la microestructura, no porque éstos no sean importantes, sino porque para este trabajo, nos apoyaremos más sobre la influencia de las variables internas, tales como el grado de saturación o el peso volumétrico seco, además del efecto que tiene la presión de confinamiento en pruebas tipo UU, sobre las propiedades dinámicas de los suelos.

1.2. *Sobre la determinación de parámetros dinámicos*

Se han hecho intentos por tratar de determinar la resistencia al corte dinámica desde mediados del siglo pasado, más no es sino hasta las décadas de 1960's y 1970's que se reconoce existe un gran énfasis para medir algunas propiedades dinámicas como el módulo de rigidez dinámico, G y el amortiguamiento, λ .

Diversos problemas en la ingeniería geotécnica requieren del conocimiento de las propiedades dinámicas del suelo, tales problemas abarcan un amplio rango de situaciones que involucran desde cimentaciones para maquinaria que conllevan amplitudes de deformación pequeñísimas, hasta intentos por mitigar efectos debidos a movimientos de grandes magnitudes, como en el caso de terremotos. La necesidad de resolver tal amplitud de problemas ha generado el desarrollo de una gran variedad de técnicas de campo y laboratorio que permiten evaluar las propiedades dinámicas del suelo y por lo tanto, tratar de explicar su comportamiento dinámico. Veamos cuáles son algunas de tales técnicas existentes para determinar dichas propiedades.

En campo.

Existen múltiples técnicas con las que pueden evaluarse de forma indirecta algunas de las propiedades dinámicas de los suelos, principalmente el módulo de rigidez al cortante dinámico, G ; con tales técnicas se pueden obtener también perfiles estratigráficos que nos permiten determinar espesores de una masa de suelo en estudio. Algunas de las técnicas actuales en un inicio no eran empleadas para fines ingenieriles sino de exploración, sin embargo su aplicación en la ingeniería ha aportado beneficios, por ejemplo el uso de éstas técnicas nos permite obtener las propiedades requeridas in situ, lo cual minimiza (o quizá elimine) la alteración del suelo causada por la extracción, transporte y manipulación de las muestras de suelo, etapas necesarias para su estudio en laboratorio.

En la tabla 1.2.1 se presenta un resumen de las diferentes técnicas disponibles, así como algunos comentarios sobre cada una de ellas. Los aspectos teóricos y la metodología de trabajo de cada una de las técnicas mencionadas en dicha tabla salen del alcance de este trabajo, sin embargo existen diversas referencias que permiten conocer más al respecto, algunas son: Richart *et al*, (1970), Woods, (1978), Kramer, (1996), Ishihara, (1996), Díaz, (2000), etc.

De acuerdo con Woods, (1978), para fines de la década de los 1970's la mejor técnica para poder determinar G in situ, era a través de la medición de la velocidad de propagación de ondas a través de barrenos, técnica conocida como Cross-Hole; en orden descendente, aquella técnica que le seguía era la de Down-Hole (Up-Hole), la cual parecía reducir los costos que representa la primera, pero que aportaba datos menos confiables, según estudios de Wilson *et al*, (1977). En fin, actualmente contamos con un mayor número de herramientas cada una con sus ventajas y desventajas, éstas se mencionan brevemente en la tabla 1.2.1.

CAPÍTULO I.

Tabla 1.2.1. Técnicas de campo para la medición de parámetros dinámicos.

<i>Técnica</i>	<i>V_p</i>	<i>V_s</i>	<i>Otras mediciones.</i>	<i>Ventajas</i>	<i>Desventajas</i>
Refracción	x	x	Determinación de profundidad de estratos	Se emplea desde la superficie, sin necesidad de barrenos. Útil en zonas amplias.	Difícilmente determina zonas con velocidades de onda bajas.
Cross - Hole	x	x	Velocidades como una función de la amplitud de deformación.	Se conoce la trayectoria de las ondas. Útil en espacios limitados. Encuentra velocidades bajas.	Requiere al menos dos barrenos. Se necesita que los barrenos sean netamente verticales.
Down - Hole (Up - Hole)	x	x	Velocidades como una función de la amplitud de deformación.	Requiere un solo barreno. Encuentra velocidades bajas. Útil en espacios limitados.	Mide velocidades promedio. Genera demasiado "ruido" cerca de la superficie.
Penetración estándar (SPT)			Puede determinar suelos potencialmente licuables, a través de correlaciones empíricas. Uso de procedimientos probabilísticos (Bayesianos) para mejorar la interpretación de los datos de campo, etc.	Ampliamente utilizado y disponible.	Necesita "estandarización" previa.
Prueba cilíndrica in situ (CIST)	x	x	Proporciona ecuaciones constitutivas.	Proporciona un amplio rango de amplitudes.	Técnica muy elaborada.
Reflexión	x		Determinación de profundidad de estratos	Útil para fines de exploración bajo el mar y altas profundidades.	Difícil distinguir claramente el tiempo de arribo de ondas.
Sonda suspendida	x	x		Alto nivel de resolución.	Imposible realizar mediciones sin agua en los barrenos.
Análisis espectral de ondas superficiales (SASW)	x	x	Medición de ondas Rayleigh.	No necesita barrenos.	Difícil identificar estratos delgados.
Penetración de cono (CPT)	x	x	A través de relaciones como las propuestas por Ovando y Romo, (1991) permite pasar del q_c a V_s y de ahí a G y λ .	Relativamente económico.	Difícilmente útil para suelos duros.

En laboratorio.

Tanto las técnicas de laboratorio como las de campo son necesarias para obtener soluciones satisfactorias en muchos problemas de la dinámica de suelos. Romo, (2001) comenta que en el caso de que se desee realizar un comparación entre el módulo de rigidez máximo de campo ($G_{máxf}$) y el módulo de rigidez máximo de laboratorio ($G_{máxl}$), es necesario hacer algunas consideraciones relevantes ya que se han encontrado dos tendencias bien definidas en las que la relación $G_{máxl}/G_{máxf}$ es menor a uno o bien lo opuesto; sin embargo, ambas tendencias están relacionadas con el nivel de alteración que sufre el suelo debido a su manejo para la posterior elaboración de pruebas en el laboratorio o bien debido al nivel de deformaciones inducidas a través de los métodos de campo y las respectivas en el laboratorio, las cuales no son siempre iguales. Por lo anterior las consideraciones que deben tomarse en cuenta principalmente son: el grado de alteración debido a la extracción y muestreo de los materiales, el nivel de deformaciones medidas en cada uno de los métodos empleados y el tipo de método o equipo empleado para determinar las propiedades dinámicas ya sea de campo o laboratorio.

Ahora bien, a fin de lograr una comprensión más precisa sobre el comportamiento dinámico, es necesario llevar a cabo algunos estudios paramétricos, los cuales son difíciles de ejecutar en campo.

En lo que respecta a las pruebas de laboratorio, algunas de ellas son diseñadas para medir propiedades del suelo, tales como resistencia al corte o el módulo de rigidez dinámico, G ; en otras pueden observarse las características esfuerzo-deformación de los suelos sometidos a cargas dinámicas. En el caso de los equipos de laboratorio se han desarrollado diferentes técnicas, equipos y procedimientos que nos permiten medir el comportamiento de los suelos en condiciones lo más cercanas posible a las que estarán sometidos en las diversas obras de ingeniería.

Como se mencionó anteriormente quizá una de las mayores desventajas de las pruebas de laboratorio es el manejo que necesariamente debe darse a las muestras de suelo a fin de ensayarlas en los equipos existentes, sin embargo son también muchas las ventajas que se obtienen al llevar a cabo estudios experimentales como los que ofrecen las pruebas de laboratorio.

No se mencionan aquí las consideraciones teóricas para cada uno de los equipos, sólo para el equipo de columna resonante, que es el empleado en este trabajo de tesis, pero esto se verá en un capítulo posterior.

En la tabla 1.2.2 se presenta un breve resumen de los equipos de laboratorio existentes y las propiedades que cada uno de estos puede determinar.

Tabla 1.2.2. Resumen sobre los equipos de laboratorio existentes.

<i>Equipo</i>	<i>G</i>	<i>E</i>	λ	<i>Relaciones esfuerzo-deformación.</i>
Columna resonante	x	x	x	
Pulsos ultrasónicos	x	x		
Triaxial cíclica	x	x	x	x
Corte simple cíclico	x		x	x
Corte torsional cíclico	x		x	x
Mesa vibradora	x			x
Elementos bender	x	x		
Centrífuga	x			x

A través de correlaciones o modelos matemáticos.

A lo largo del tiempo se han elaborado diversos modelos matemáticos o correlaciones, en los que se conjugan tanto la determinación de propiedades dinámicas en campo como en laboratorio, lo anterior ha ampliado el desarrollo de este tipo de técnicas que sin lugar a dudas son una potente herramienta en la posible predicción de parámetros, cuando no se cuenta con suficiente información y se desea tener al menos una simple valoración o aproximación cuantitativa de los parámetros dinámicos para un sitio específico.

Existen diversas muestras de lo antes mencionado, por ejemplo:

Hardin y Black, (1968) a través de pruebas de laboratorio concluyen que el valor de $G_{m\acute{a}x}$ depende directamente del nivel del esfuerzo de consolidación y de la relación de vacíos,

Affi y Richart, (1973) observaron que en pruebas de laboratorio en arcillas inalteradas, G aumenta con el tiempo de aplicación del esfuerzo de consolidación,

Anderson y Woods, (1975) estudiaron a través de columna resonante y cross-hole que existe buena aproximación entre los valores de laboratorio con respecto a los de campo, siempre y cuando se tome en cuenta los efectos secundarios en las pruebas de laboratorio,

Imai y Tonouchi, (1982) a través de pruebas de penetración estándar, proponen una expresión para determinar el valor de $G_{m\acute{a}x}$,

Ovando y Romo, (1991) empleando la teoría de expansión de cavidades, así como de un modelo hiperbólico para la representación esfuerzo-deformación de la arcilla, desarrollaron una expresión para evaluar V_s a través de correlaciones con resistencias de penetración medidas con cono eléctrico,

Romo, (1990) propone una ecuación para determinar $G_{m\acute{a}x}$ de forma teórica, en donde tal parámetro depende principalmente del índice de plasticidad y la consistencia relativa, así como del esfuerzo de consolidación efectivo.

En fin, podríamos seguir así una amplia lista, sin embargo podemos concluir de acuerdo con las referencias anteriores así como las de las tablas 1.2.3 y 1.2.4, (donde se muestra algunas

ASPECTOS GENERALES.

expresiones analíticas, para técnicas de campo y laboratorio) que existen actualmente diversos estudios en los que se han usado diversos tipos de materiales y técnicas donde se han propuesto expresiones para estimar algunos parámetros dinámicos, principalmente G .

Tabla 1.2.3. Relaciones empíricas entre $G_{m\acute{a}x}$ y parámetros de pruebas de campo.
Modificada de Kramer, 1996.

Prueba	Relación $G_{m\acute{a}x} =$	Tipo de suelo	Referencias	Comentarios
SPT	$20000 (N_1)_{60}^{0.333} (\sigma_m)^{0.5}$	Arena	Ohta y Goto, 1976 Seed <i>et al.</i> , 1986	$G_{m\acute{a}x}$ y σ_m en lb/ft ²
	$325 N_{60}^{0.68}$	Arena	Imai y Tonouchi, 1982	$G_{m\acute{a}x}$ en kips/ft ²
CPT	$1634 (q_c)^{0.25} (\sigma_v)^{0.375}$	Arena	Rix y Stokes, 1991	$G_{m\acute{a}x}$, q_c en kPa
	$406 (q_c)^{0.695} e^{-1.13}$	Arcilla	Mayne y Rix, 1993	$G_{m\acute{a}x}$, q_c y σ_v en kPa

Tabla 1.2.4. Relaciones empíricas entre $G_{m\acute{a}x}$ y parámetros de pruebas en laboratorio.
Modificada de Ishihara, 1996.

Equipo	Material	Referencias	Parámetros		
			A	F(e)	n
Columna resonante	Arena	Hardin y Richart, 1963	7000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5
			3300	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5
Pulsos ultrasónicos	Arena	Shibata y Soelamo, 1975	42000	$(0.67-e)/(1+e)$	0.5
Columna resonante	Arena	Iwasaki <i>et al.</i> , 1978	9000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.38
Triaxial cíclica	Arena	Kokusho, 1980	8400	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5
Columna resonante	Arena	Yu y Richart, 1984	7000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5
Columna resonante	Arcilla	Hardin y Black, 1968	3300	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5
			4500	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5
Columna resonante	Arcilla	Marcuson y Wahls, 1972	450	$(4.4-e)^2/(1+e)$	0.5
Columna resonante	Arcilla	Zen <i>et al.</i> , 1978	2000-4000	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5
Triaxial cíclica	Arcilla	Kokusho <i>et al.</i> , 1982	141	$(7.32-e)^2/(1+e)$	0.6

$G_{m\acute{a}x} = A F(e) (\sigma_0)^n$ de Kokusho, 1987

$G_{m\acute{a}x}$ y σ_0 en kPa

Vemos ahora si existen expresiones como las antes presentadas, que se hayan realizado específicamente para suelos compactados.

1.3. Alcances.

Se puede decir que en los últimos 10 años se han llevado a cabo pocas investigaciones con objeto de determinar las propiedades dinámicas de los suelos compactados; algunas de éstas se presentan a continuación:

Hoyos *et al.* (2004) realizaron pruebas de columna resonante en probetas compactadas cuyo objetivo principal consistía en determinar la respuesta dinámica de las arcillas expansivas de Arlington, Texas ante 23 tipos de estabilizadores químicos. Estos investigadores concluyen que una de las variables de mayor importancia es el contenido de agua de compactación tanto para bajas como medianas deformaciones. Encontraron también que el peso volumétrico seco juega un papel importante, ya que el amortiguamiento más bajo obtenido fue el que presentaban las probetas compactadas al 95% del $\gamma_{d\text{máx}}$ en la rama húmeda bajo compactación Proctor Modificada.

Inci *et al.* (2003) determinaron algunas propiedades dinámicas en suelos arcillosos compactados sujetos a bajas amplitudes de vibración empleando el método de pulsos ultrasónicos a través de probetas cúbicas y cilíndricas bajo energías Proctor estándar y modificada, con lo que encontraron que las variables que más influyen en la determinación de dichas propiedades son las variables: índice de plasticidad, contenido de agua y grado de saturación. Observaron que la velocidad de propagación de las ondas P y S, así como el módulo de rigidez G, aumenta si el índice de plasticidad disminuye. Dado que después del proceso de compactación dejaron secar las muestras para después ensayarlas, observaron que la velocidad de propagación de las ondas P y S y el módulo G aumentan, mientras la relación de Poisson disminuye al decrecer el grado de saturación, resaltando que lo antes mencionado era más notable al compactar con energías bajas en la rama húmeda.

Flores y Romo, (2003) presentan resultados de ensayos en la columna resonante, para la determinación de propiedades dinámicas en suelos arenosos finos compactados, comparando diferentes energías de compactación obtenidas con un molde de menor tamaño al molde Proctor pero tratando de reproducir una energía de compactación específica. El origen del molde de menor diámetro tiene fundamento en hacer más eficiente la producción de probetas para su posterior ensaye. Los autores observaron que en el caso de la energía de compactación más baja el módulo de rigidez máximo se incrementaba al aumentar el contenido de agua y al pasar el contenido de agua óptimo, el módulo disminuye, mientras que para las otras dos energías de compactación empleadas, el módulo de rigidez máximo disminuye con el incremento del contenido de agua. De lo anterior se dedujo que dos de las variables de interés son el contenido de agua y el grado de saturación.

Anh Dan *et al.* (2002) midieron las propiedades dinámicas en arenas y gravas densificadas a través de un método de compactación manual utilizando un pisón de madera de 11 kg y 14 capas de 4 cm en muestras rectangulares a través de una nueva técnica que presentan mediante una cámara triaxial "gigante" y el auxilio de acelerómetros piezoeléctricos en donde el objetivo principal del trabajo consiste en generar un nuevo método de medición de propiedades dinámicas a través de las características mencionadas y compararlas con una técnica de medición semiestática a través de ciclos de carga de muy bajas amplitudes y

2. DESCRIPCIÓN DE MATERIALES Y EQUIPO EMPLEADOS.

2.1. *Localización de los bancos de material.*

El estudio que aquí se presenta se elaboró principalmente con materiales arcillosos provenientes de dos bancos de material, con el propósito de evaluar sus propiedades y su potencial empleo como elemento impermeable en la presa La Parota.

El proyecto hidroeléctrico La Parota, se localiza sobre el río Papagayo en la porción sur-central del estado de Guerrero, a 30 km al NE del puerto de Acapulco. Sus coordenadas geográficas son: 16° 55' 04" latitud norte y 99° 37' 40" longitud oeste (ver fig. 2.1.1).

El acceso es por la carretera federal No. 200 (Acapulco-Pinotepa Nacional). Aproximadamente a 23 km del recorrido desde Acapulco, se halla una desviación a la izquierda en el poblado de nombre la Vereda y de ahí inicia un camino de terracería con una longitud de 22 km que conduce hasta el campamento del P. H. La Parota pasando por las rancherías de Oaxaquilla, Agua Caliente, La Concepción, Parotilla, Los Ílamos y La Parota.

Para el diseño de la obra civil se consideraba hasta 1998 la construcción de una cortina de materiales graduados, que consiste de un núcleo central de arcilla y respaldos grava-arena y enrocamiento, por lo que se realizaron diversas exploraciones a fin de localizar tales materiales y cuantificarlos.

En los bancos de materiales arcillosos se había venido observando que la acumulación de este tipo de material en la región, se debe principalmente, a la alteración de rocas de las partes altas, cuyo producto después de haber sido transportado distancias relativamente cortas, rellena las partes bajas, constituyendo suelos residuales. Con tal criterio se recorrieron las partes topográficamente bajas de la región y se localizaron hasta 1998, once bancos.

Para tales bancos de material se obtuvieron las áreas mediante levantamientos topográficos y los espesores fueron medidos con perforadoras portátiles, dado que su ubicación no siguió un arreglo sistemático, se determinó que el volumen utilizable dependía de los resultados de las pruebas de laboratorio y del muestreo sistemático de cada localidad.

Para el año 2005, al menos en el Instituto de Ingeniería se han estudiado las propiedades mecánicas y dinámicas de tres bancos de materiales, estos son: "La Concepción", "El Tamarindo" y "Huajintepec". En este trabajo solamente nos referiremos a los dos últimos ya que estos son los que se ensayaron y analizan para este trabajo; en el caso del material de "La Concepción" se hace solamente una breve descripción en cuanto a sus propiedades índice y su clasificación dentro del SUCS, además de presentarse su respectiva curva de compactación en un capítulo posterior, esto se debe a que este material se toma solamente como comparación en el capítulo 5 con objeto de revisar si el modelo dinámico no lineal propuesto permite estimar de forma aproximada los parámetros dinámicos en estudio. Información detallada sobre este banco de material puede encontrarse en Flores y Romo, (2003).

El Tamarindo.

Este banco de material se encuentra a una distancia de 25 km hacia el sur-este del eje de la boquilla y tiene espesores aproximados de 3.8 m, con un área aproximada de 720, 211 m².

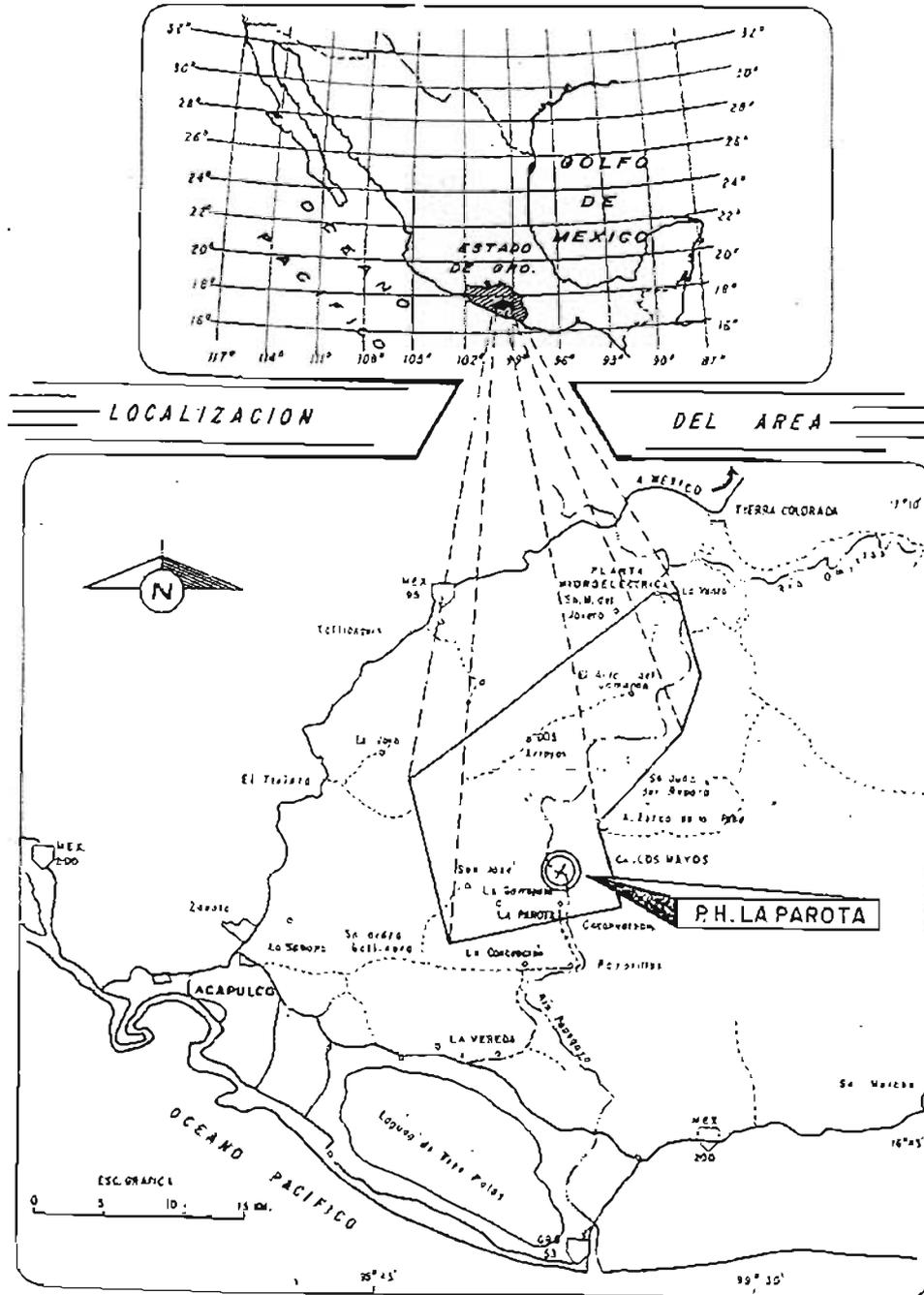


Figura 2.1.1. Localización del P. H. La Parota. Tomada de C.F.E., (1998).

DESCRIPCIÓN DE MATERIALES Y EQUIPO EMPLEADOS.

Huajintepec.

Este banco de material se descubrió en exploraciones más recientes; sin embargo, al momento de la redacción de este documento, las brigadas de topografía se encontraban elaborando los planos de localización de este banco.

CAPÍTULO 2.

2.2. Propiedades índice.

En este apartado se presentan las propiedades índice de los materiales en estudio.

Granulometría

A continuación, se muestra la información granulométrica de los bancos “El Tamarindo” y “Huajintepec”. En la tabla 2.2.1 se muestran las dimensiones de sus partículas y en la figura 2.2.1, se observan las curvas granulométricas respectivas. Cabe mencionar que éstas se obtuvieron a partir de una selección como se indica: del material que llegó al laboratorio del Instituto de Ingeniería, se tomó una muestra representativa de cada uno de los bancos con el contenido de agua que traía; de este material se tomó lo suficiente para determinar el contenido de agua y otra parte se puso a saturar 24 horas para poder efectuar las granulometrías por vía húmeda.

Tabla 2.2.1. Granulometría de partículas de los bancos “El Tamarindo” y “Huajintepec”.

BANCO		EL TAMARINDO			HUAJINTEPEC		
Malla Número	Abertura malla mm	Peso Retenido gr	Retenido %	Pasa %	Peso retenido gr	Retenido %	Pasa %
1/2"	12.700	14.240	1.495	98.505			
3/8"	9.525	7.180	0.754	97.752			
1/4"	6.350	23.320	2.448	95.304			
4	4.750	10.630	1.116	94.188			
10	2.000	92.850	9.745	84.443	73.200	9.042	90.958
20	0.840	136.020	14.276	70.167	43.200	5.336	85.623
40	0.420	120.250	12.621	57.545	152.100	18.787	66.835
60	0.250	69.220	7.265	50.280	126.200	15.588	51.248
80	0.177	27.900	2.928	47.352	53.200	6.571	44.676
100	0.149	47.930	5.031	42.321	47.400	5.855	38.822
200	0.074	71.300	7.484	34.838	84.900	10.487	28.335
PASA 200		331.920	34.838		229.400	28.335	
Σ		952.760	gr		809.600	gr	

Las curvas granulométricas se obtuvieron sólo por vía húmeda, por lo que no es posible, a través de una comparación con una granulometría vía seca, determinar de forma cuantitativa el nivel de formación de grumos, sin embargo estos existían en ambos materiales. Se puede observar que el porcentaje de finos para el caso de “El Tamarindo” es del 34.84%, mientras que para “Huajintepec”, es del 28.34%.

DESCRIPCIÓN DE MATERIALES Y EQUIPO EMPLEADOS.

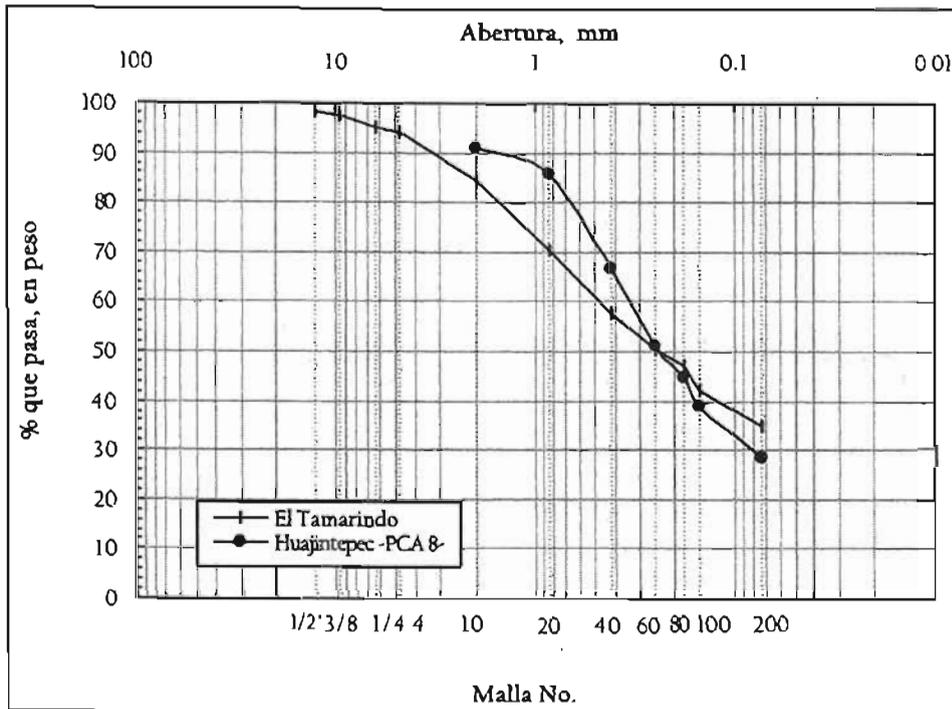


Figura 2.2.1. Curvas granulométricas de los bancos "El Tamarindo" y "Huajintepec".

Límites de consistencia.

Se obtuvieron los límites de consistencia para estos materiales, y cuya fracción pasó la malla No. 40. Fue difícil obtener por el procedimiento tradicional tanto el límite líquido como el límite plástico, por lo que el valor del límite líquido se determinó con el método del cono Sueco. En lo que concierne al límite plástico, éste sólo pudo determinarse en algunos casos, lo que nos daba ya una idea de la baja plasticidad de los finos, lo cual se observa más adelante en la carta de plasticidad.

⊕ El Tamarindo.

Para este material se determinaron las propiedades índice a los materiales enviados por CFE, correspondientes a la muestra integral, tales propiedades se presentan a manera de resumen en la tabla 2.2.2.

Tabla 2.2.2. Propiedades índice correspondientes al material del banco "El Tamarindo".

Límite líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad	Contenido natural de agua	Densidad de sólidos
w_L %	w_p %	PI %	w %	G_s
40.41	14.60	25.81	7.56	2.73

⊕ Huajintepec.

En este caso se determinaron las propiedades índice de los materiales, enviados por CFE, correspondientes a la muestras PCA 8, PCA 47 Y PCA 51 (ver tabla 2.2.3); sin embargo, habremos de fijar nuestro interés en las propiedades índice de la muestra PCA 8, ya que sólo de éste se tomó material para poder formar las probetas que habrían de ensayarse en la columna resonante.

Tabla 2.2.3. Propiedades índice correspondientes al material del banco "Huajintepec".

<i>Banco</i>	<i>Límite líquido</i>	<i>Límite Plástico</i>	<i>Índice de Plasticidad.</i>	<i>Contenido natural de agua</i>	<i>Densidad de sólidos.</i>
	w_L %	w_p %	IP %	w %	G_s
PCA 8	32.48	13.3	19.18	2.3	2.66
PCA 47	49.07	*	*	*	2.65
PCA 51	33.53	*	*	*	2.66

*No fue posible su determinación.

En el caso de este material se observó que su plasticidad es mucho menor, ya que incluso en algunos de los materiales no se pudo determinar el límite plástico. En el caso del contenido de agua inicial, éste presentaba variaciones importantes, por lo cual no se reporta.

La densidad de sólidos se obtuvo una vez que los materiales se saturaron, lo cual ocurrió en 24 horas.

Información complementaria sobre el banco "La Concepción".

Para este material se encontró que los tamaños de las partículas de suelo corresponden a los siguientes porcentajes: Gravas, 0%; Arenas, 62.44%; y finos, 37.56%. Tiene un límite líquido de 23.68% y un límite plástico de 12.68%. La densidad relativa de la parte sólida es de 2.66.

2.3. Clasificación de acuerdo al SUCS.

De la información del apartado anterior podemos graficar en la carta de plasticidad el índice de plasticidad y el límite líquido de ambos materiales, a fin de definir el grupo al que corresponden sus finos (fig. 2.3.1). Podemos apreciar entonces que la parte fina del material para ambos bancos corresponde a una arcilla de baja plasticidad.

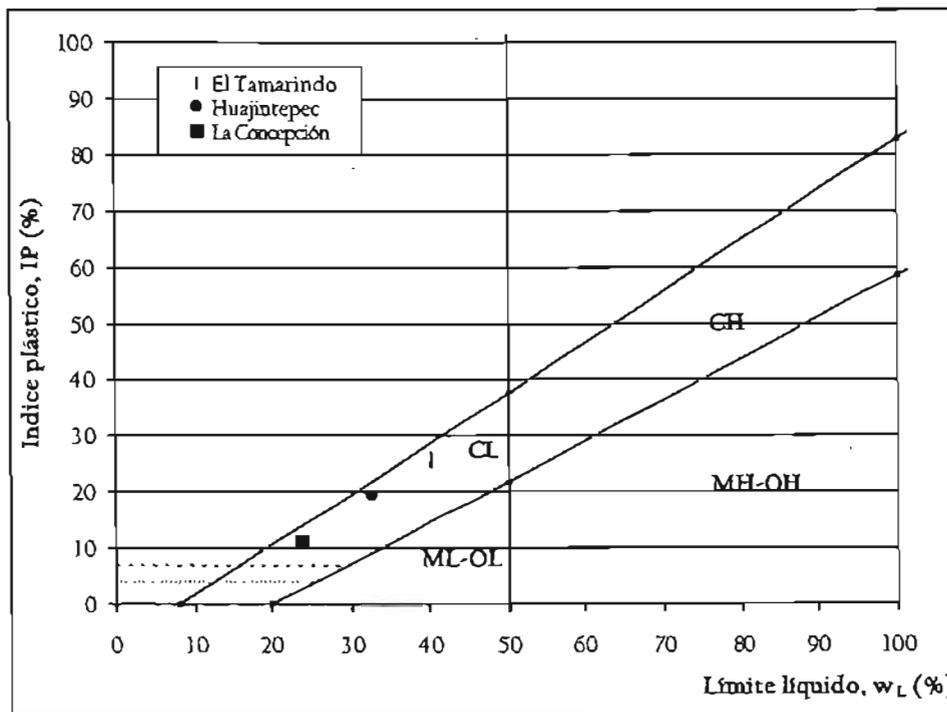


Figura 2.3.1. Localización de los finos de los materiales empleados, dentro de la Carta de plasticidad.

El Tamarindo.

De acuerdo a la clasificación según el SUCS, y de la información del apartado anterior, el material de este sitio puede clasificarse como: SC-Arena arcillosa, dado que:

1. El 65.16% del material total, es retenido por la malla No. 200,
2. El 94.19% del material, pasa la malla No. 4,
3. El porcentaje de finos es de: 34.84%
4. Según la figura anterior, los finos corresponden a una arcilla de baja plasticidad, y
5. El porcentaje de gravas es mucho menor al 15%.

Huajintepec.

De igual forma, de acuerdo con el SUCS, el material de este sitio se puede clasificar como una: SC–Arena arcillosa, dado lo siguiente:

1. El 71.67% del material total, es retenido por la malla No. 200,
2. No existe material retenido por la malla No. 4,
3. El porcentaje de finos es de: 28.33%
4. De acuerdo con la figura 2.3.1, los finos corresponden a una arcilla de baja plasticidad, y
5. El porcentaje de gravas es nulo.

El material que estudiaremos aquí, es el correspondiente a una SC–Arena arcillosa; lo anterior nos limita entonces a llegar a una comprensión global y concluyente sobre todos los suelos compactados, sin embargo no deja de ser una referencia válida el estudio de al menos este tipo de suelos compactados.

La Concepción.

Este material se clasificó en el laboratorio del Instituto de Ingeniería según el SUCS, como SM–Arena limosa, y la plasticidad de los finos se ubicó en la carta de plasticidad dentro de la zona de los limos de baja plasticidad (ML).

2.4. Descripción del pisón empleado.

Al inicio del proyecto se obtuvo la curva $w - \gamma_d$ utilizando el molde Proctor con 30 impactos (prueba CFE); de las muestras compactadas se trató de labrar probetas de 3.60 cm de diámetro; sin embargo, dicho trabajo resultó difícil dado que los granos de arena que quedaban en la periferia de la probeta se desprendían al tratar de formar un cilindro, dando como resultado una superficie excesivamente rugosa lo cual generaba imprecisiones al determinar el diámetro de la probeta y por tanto en sus relaciones volumétricas.

Para resolver el problema y formar probetas cilíndricas fácilmente reproducibles, se fabricó un molde partido de 3.60 cm de diámetro por 9 cm de altura (fig. 2.4.1) y dos pisones con masa y altura de caída diferentes, para variar la energía de compactación. El uso de pisones no circulares, tiene como antecedente, el diseñado por Mendoza, (1986); el utilizado en el Instituto de Ingeniería y que ha sido empleado para este estudio tiene su base en forma de sector circular con un ángulo aproximado de 57° (fig. 2.4.2). La ventaja de este tipo de pisón es que permite reproducir de manera más simple la energía de compactación deseada además de que desarrolla una distribución de impactos más eficiente.

Con el método así propuesto se obtuvieron tres curvas de compactación, con tres energías diferentes, cuyos datos se presentan en la tabla 2.4.1. La primera de tales curvas correspondiente a 40 impactos se obtuvo empleando el pisón más grande (0.198 kg de masa y 25 cm de altura de caída) y 7 capas de suelo, lo cual entregaba al suelo una energía de 15.40 kg-cm/cm^3 , lo que a su vez generó una curva de compactación semejante a la obtenida con el molde Proctor con energía CFE. También se generaron otras dos curvas de compactación con energías más bajas, obtenidas con 43 y 80 impactos, utilizando el pisón más pequeño (0.121 kg de masa y 16 cm de altura de caída), formadas en 6 y 7 capas, respectivamente, con energías de 5.6 y 12.1 kg-cm/cm^3 . En adelante sólo nos referiremos a las probetas formadas con la información de las curvas de 40 impactos, ya que son equivalentes a las compactadas con el procedimiento CFE.

Tabla 2.4.1. Características de compactación obtenidas con los diferentes pisones.

Descripción	Número de impactos N	Masa del pisón W kg	Altura de caída h cm	Volumen del molde V cm^3	Número de capas n	Energía de compactación E_c kg-cm/cm^3
Molde Proctor CFE	30	2500	3050	92652	3	7.4
Molde Triaxial 1	40	0.198	25.00	89.88	7	15.4
Molde Triaxial 2	43	0.121	16.00	8988	6	5.6
Molde Triaxial 2	80	0.121	16.00	8988	7	12.1

Aunque con el molde triaxial 1, con 7 capas y 40 impactos, se reproduce la curva obtenida con el método Proctor CFE (como se ve en la fig. 2.4.3), es innegable que habrá diferencias

en la masa de suelo, estructuralmente hablando, así como en el comportamiento esfuerzo-deformación. La influencia potencial de tales diferencias puede abordarse en un tema posterior.

Acotaciones en mm

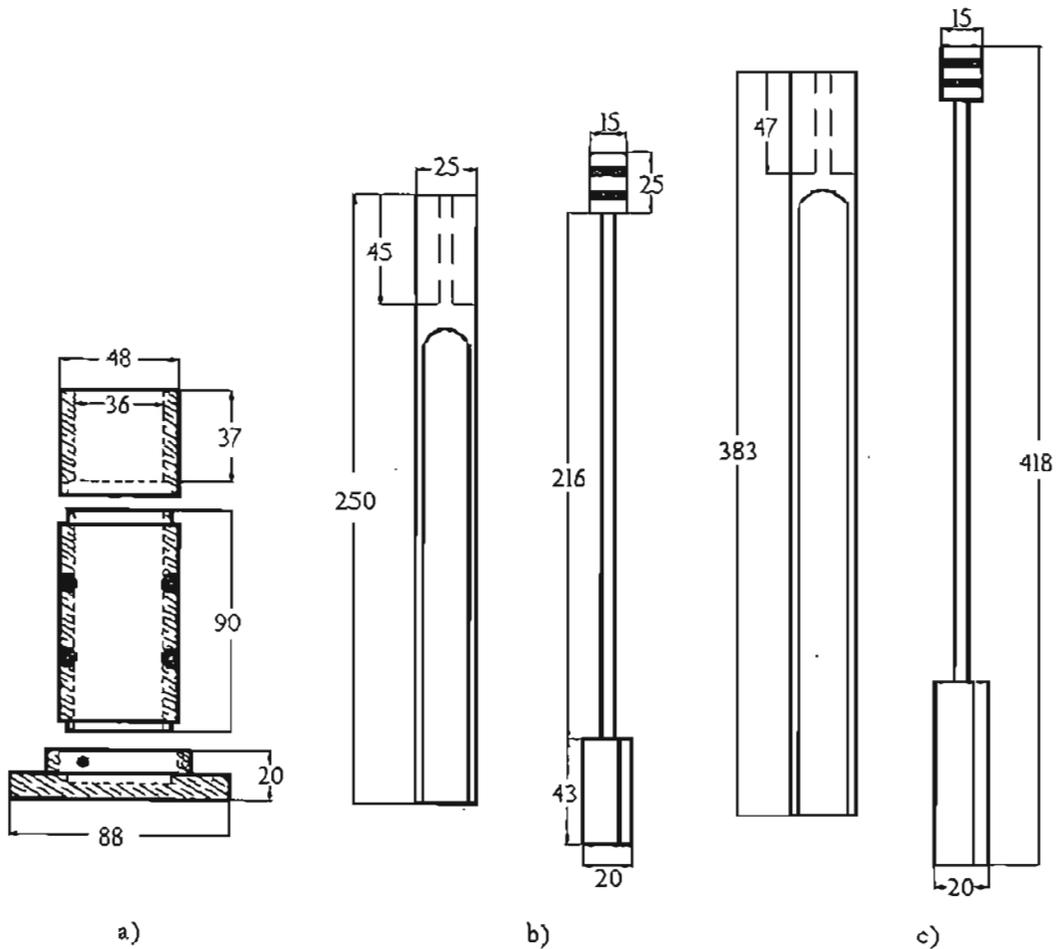
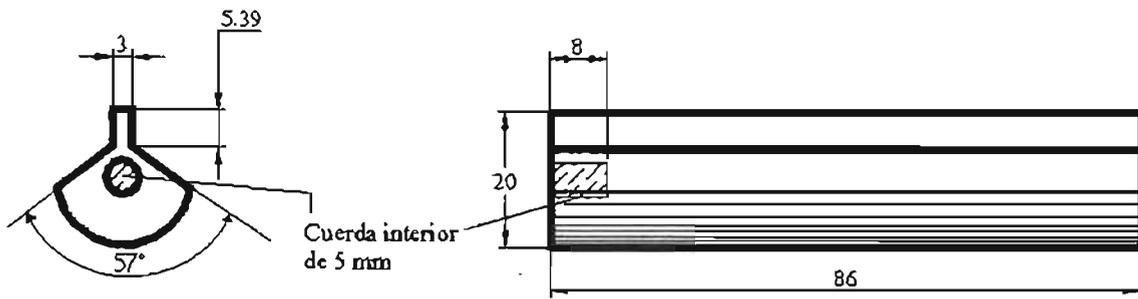


Figura 2.4.1. Molde para formar las probetas y pisones empleados. a) Molde, b) Pisón de 16 cm de altura de caída, c) Pisón de 25 cm de altura de caída. Tomada de Flores y Romo, (2003).



Planta

Vista lateral

Acotaciones en mm

Figura 2.4.2. Detalle del pisón en la que se observa la forma de la base del mismo.

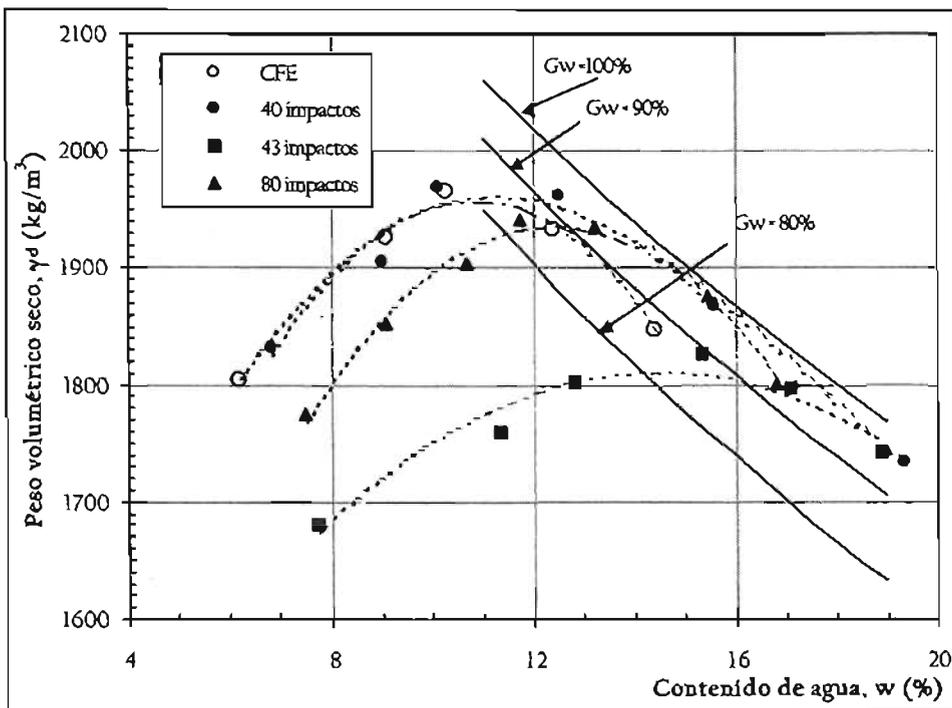


Figura 2.4.3. Curvas de compactación obtenidas con los diferentes moldes.

2.5. Descripción de la columna resonante.

El módulo de rigidez, G , el amortiguamiento, λ y su variación con la deformación angular cíclica, γ , para ambos materiales, se obtuvieron de ensayos de columna resonante.

De forma muy generalizada, podemos decir que el equipo de columna resonante es una cámara triaxial con instrumentos especiales, en esta cámara se coloca una probeta de suelo, cilíndrica, maciza o bien hueca, la cual se somete a torsión longitudinal, a través del cambio en la frecuencia de un sistema electro-magnético colocado en la probeta hasta que se encuentra el primer modo o condición de resonancia para una fuerza de torsión específica. Con tal valor de la frecuencia de resonancia, además de los datos de la geometría de la probeta, así como del conocimiento de las restricciones de frontera a que se somete la probeta, es posible calcular la velocidad de propagación de las ondas de cortante a través de la probeta, y las variables de salida ya mencionadas.

Existen diversas versiones del equipo de columna resonante. La diferencia principal estriba en las condiciones de frontera en la probeta; en el caso de vibración torsional el tipo de ensaye más común es aquél en que las condiciones de frontera varían en la parte superior o inferior de la probeta.

Uno de los modelos de columna resonante es el modelo tipo Drnevich, en éste se aplica vibración torsional, a través de un sistema electro-magnético que se sitúa en la parte superior de la probeta y la base se mantiene fija. El equipo de columna resonante con que cuenta el Instituto de Ingeniería es una modificación precisamente de este tipo de modelo.

Quizá sea importante antes de comenzar con la descripción del equipo empleado, existente en el IIUNAM, comentar que de acuerdo con Ishihara, (1996), las limitantes más importantes para el equipo de columna resonante de este tipo son las siguientes:

- 1) La prueba es un procedimiento básicamente de retro-análisis basado en el auxilio de un sistema: probeta-instrumentos de medición, por lo que los datos obtenidos no son la respuesta de la probeta *per se*, sino que contienen efectos combinados del sistema mencionado; entonces, es de primordial importancia atender lo anterior a fin de obtener datos confiables, tales efectos se pueden minimizar con la perfecta calibración de los instrumentos de medición y verificando la repetibilidad de los resultados obtenidos.
- 2) Esta prueba es útil para obtener información de las propiedades dinámicas del suelo dentro de un rango de deformaciones muy pequeño, por lo que debe verificarse para cada equipo el rango en el que pueden obtenerse resultados.

Entonces, los dos puntos anteriores deben verificarse a fin de obtener la mejor información posible, para que ésta sea confiable.

En el caso del equipo de columna resonante empleado en el IIUNAM, tenemos que éste, nos permite ensayar un espécimen cilíndrico, macizo de suelo de 3.60 cm de diámetro y 9 cm de

DESCRIPCIÓN DE MATERIALES Y EQUIPO EMPLEADOS.

altura, bajo vibración forzada torsional, lo cual se logra al aplicar una fuerza de torsión variando la frecuencia de excitación.

Se puede decir que el equipo se divide en tres partes principales, éstas son:

- 1) La cámara triaxial,
- 2) Los sensores que registran la información de interés y
- 3) El sistema de adquisición de datos.

1) La cámara triaxial.

La cámara triaxial está compuesta por un camisa cilíndrica de lucita de 70 cm de altura y 23 cm de diámetro, que se coloca sobre las guías de una base de aluminio, un aro-sello colocado entre la base y la camisa permite su aislamiento. La camisa lleva una tapa, también de aluminio de igual forma con guías, donde se coloca un aro-sello, dicha tapa se apoya en la camisa y sobre tres barras de acero; en su conjunto la cámara la soporta una base diseñada especialmente para tal efecto, construida de perfil C de acero. La camisa de lucita lleva cintas metálicas (abrazaderas), con objeto de rigidizarla y de reducir el riesgo en el caso de que no soporte las presiones a que es sometida. Sobre la base está empotrado un pedestal donde se coloca la muestra de suelo a ensayar y a los lados de ésta se encuentran otros postes más o menos rectangulares que sujetan las bobinas que forman parte del sistema electro-magnético. El equipo cuenta también con un sistema de válvulas y conexiones que permiten aplicar esfuerzos de confinamiento y contrapresión en las diferentes etapas de la prueba. Una fotografía del equipo aparece en la fig. 2.5.1.

2) Instrumentación (Sensores instalados).

En lo que se refiere a la instrumentación de la cámara, ésta cuenta con tres sensores principales:

- a) De desplazamiento (LVDT), el cual mide el desplazamiento axial de la probeta durante el ensaye;
- b) De presión, para registrar los esfuerzos que se aplican al espécimen en las etapas previas al ensaye (confinante y contrapresión) y la presión de poro que se genera en la etapa de prueba (en ensayos tipo CU); y
- c) Un acelerómetro, que mide la aceleración tangencial de la probeta.

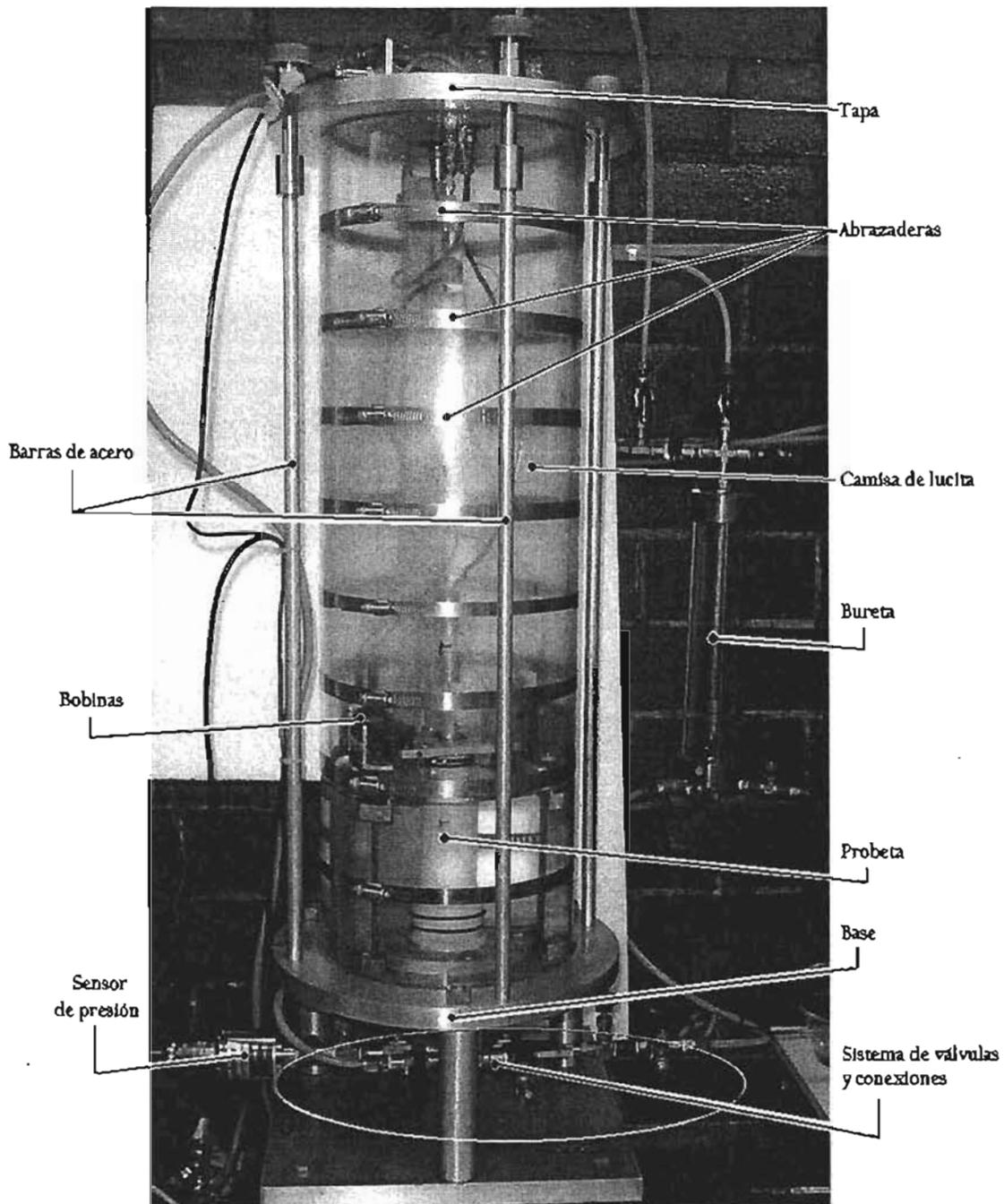


Figura 2.5.1. Cámara triaxial, parte del equipo de columna resonante del Instituto de Ingeniería-UNAM.

3) Sistema de adquisición de datos.

Además de los diferentes acondicionadores, el sistema utilizado para el estudio incluye una computadora con una tarjeta de adquisición de datos integrada, modelo PCI MIO 16Ex10 de National Instruments con 16 canales analógicos de entrada y dos de salida, ésta lleva a

DESCRIPCIÓN DE MATERIALES Y EQUIPO EMPLEADOS.

cabo el registro de todos los datos adquiridos por los sensores antes mencionados y además, va generando los archivos que habrán de usarse para el posterior cálculo de parámetros. La computadora que controla la prueba dispone de diferentes programas o módulos (figs. 2.5.2 a 2.5.4) elaborados en lenguaje de LAB VIEW, que trabaja bajo la plataforma de National Instruments, con el auxilio de estos módulos se van ejecutando las diferentes partes de la prueba, estos son principalmente:

- i) Calibración,
- ii) Operación y
- iii) Cálculo.

i) Calibración. En la figura 2.5.2, se aprecia una curva de calibración tipo para un sensor de presión, éste se calibra de la siguiente forma: se entra al módulo de calibración; en la parte de *Calibrar transductores*, aparece una ventana en la que se debe especificar tanto los límites de conversión de la tarjeta, es decir el rango de voltaje en que opera el sensor, así como la constante de calibración patrón (que en este caso es el peso volumétrico del mercurio) y las unidades en las que ha de trabajar el mismo; hecho lo anterior, el operador incrementa gradualmente la presión desde los reguladores de presión, mandándola tanto al sensor de presión como a una columna de mercurio, entonces con la ayuda del módulo se va obteniendo la curva de calibración la cual define las constantes de calibración que se habrán de emplear en adelante. Para los demás sensores se siguen metodologías diferentes.

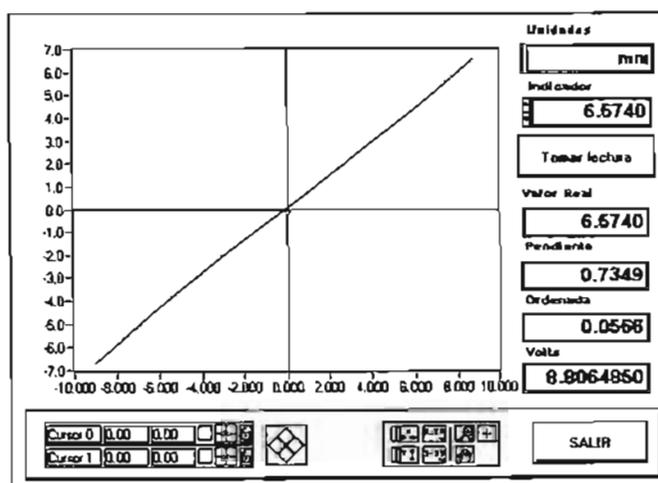


Figura 2.5.2. Curva de calibración tipo en el módulo de calibración.

De Flores *et al*, 2002.

ii) Operación. Este módulo registra las lecturas de los diferentes sensores, además de que ejecuta la parte de la prueba correspondiente al ensaye. En la figura 2.5.3. se puede observar un ejemplo del tipo de ventana que aparece en la pantalla al ejecutar el módulo de operación. Este módulo es el más empleado durante las diferentes etapas de una prueba, ya

que es posible observar la magnitud de operación en que se encuentra cada uno de los sensores; es decir, desde aquí se lleva a cabo el monitoreo de cada uno de ellos. Otra de las actividades que ejecuta este módulo, quizá la de mayor trascendencia, es el monitoreo de la respuesta que tiene el suelo ante las sollicitaciones de torsión a las que es sometido, lo cual se hace a través de la obtención de las curvas de aceleraciones totales (Ver apartado 3.2). Dentro de este módulo, se ordena a la computadora el tipo de señal que debe enviarse al equipo de columna resonante a fin de aplicar a la probeta de suelo la sollicitación deseada. También es en este módulo donde puede verificarse, a través del espectro de respuesta, el correcto funcionamiento de la prueba, comprobando que la respuesta del acelerómetro corresponda a la sollicitación aplicada.

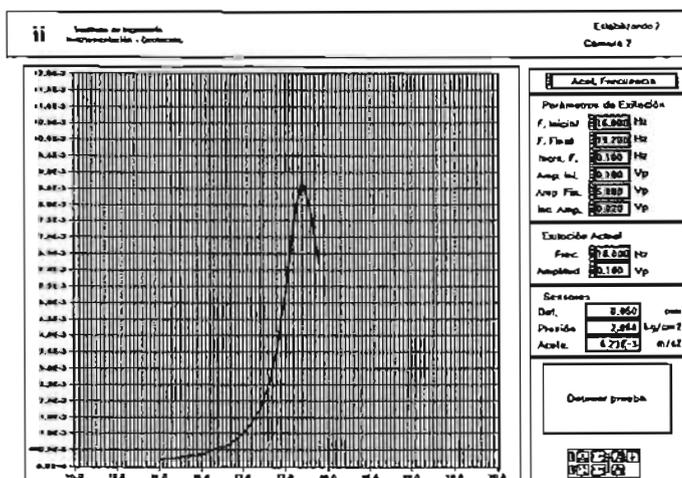


Figura 2.5.3. Obtención de una curva de respuesta dentro del módulo de operación. De Flores *et al*, 2002.

iii) Cálculo. Con el auxilio de éste módulo se realiza el cálculo de los parámetros de interés, basándose en las curvas de aceleraciones totales, con las que se obtienen las curvas que nos interesan, éstas son: las curvas $G-\gamma$, $\lambda-\gamma$. Lo anterior se lleva acabo, entrando al módulo de cálculo donde aparece un primer menú en el que se debe especificar qué archivos se deben cargar, los cuales corresponden a cada una de las curvas de aceleraciones totales obtenidas y que se "guardaron" en un archivo dentro del módulo de operación. Una vez cargados los archivos que se desean calcular se ingresa a una nueva ventana en la que se alimenta al módulo con algunos datos como la geometría de la probeta de suelo y el momento de inercia del sistema móvil, hecho lo anterior, se inicia el cálculo. Actualmente es muy sencillo realizar este cálculo gracias a este software, ya que sólo debe proporcionársele a la computadora los datos correspondientes a la aceleración máxima (de cada curva de aceleraciones totales), la frecuencia natural correspondiente a ésta aceleración y las frecuencias f_1 y f_2 (ver apartado 3.2.) correspondientes a la aceleración($a_{m\acute{a}x}/1.4142$), éstos datos se ingresan al programa con la ayuda de un cursor, por lo que todo es de manera gráfica (ver fig. 2.5.4); con esos datos, la computadora realiza todas las operaciones programadas y arroja los datos de G , γ , V_s , y λ .

3. PROCEDIMIENTOS DE ENSAYE Y FORMACIÓN DE PROBETAS.

3.1. Descripción del método de compactación.

Antes de presentar las curvas de compactación propuestas para llevar a cabo el análisis de las propiedades dinámicas de interés, se presentan en la tabla 3.1.1 y la figura 3.1.1 lo que Winterkorn y Fang, (1975) citan sobre la clasificación que Lee y Suedkamp propusieron en 1972. Ellos definen 4 tipos de curvas $w-\gamma_d$ en las que cada curva se relaciona con el límite líquido del material, según los siguientes rangos.

Tabla 3.1.1. Clasificación de curvas $w-\gamma_d$ según su límite líquido.

Curva tipo	Rango (Límite líquido, w_L)	Descripción
A	$30 < w_L < 70$	De un solo pico
B	$w_L < 30$	De pico y medio
C	$w_L < 30$	De doble pico
D	$w_L > 70$	De forma no definida o extraña

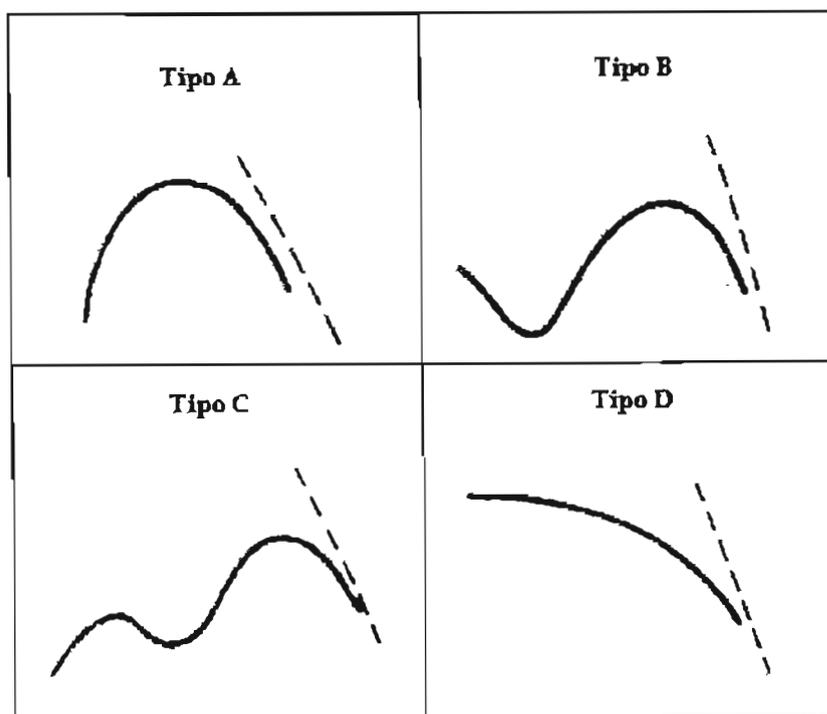


Figura 3.1.1. Clasificación de curvas $w - \gamma_d$, según Lee y Suedkamp, (1972).

PROCEDIMIENTOS DE ENSAYE Y FORMACIÓN DE PROBETAS.

Los resultados experimentales que se obtienen en este trabajo de tesis, responden a los dos objetivos específicos siguientes:

- 1) Definir el comportamiento dinámico de los materiales de los bancos presentados en el capítulo anterior, y
- 2) Tener una mejor comprensión de tales materiales en relación a cuáles son las variables que más influyen en dicho comportamiento dinámico.

A fin de llevar a cabo tales objetivos se definieron dos curvas de compactación, (figs. 3.1.2 y 3.1.3) una para cada material, de las cuales se obtuvieron tres puntos en la rama seca y tres puntos en la rama húmeda. Para cada contenido de humedad los ensayos de columna resonante se realizaron, aplicando tres niveles de esfuerzos en la cámara, incrementando el esfuerzo de confinamiento de 0.50 a 1.50 kg/cm² y finalmente a 3.00 kg/cm². Las curvas de compactación citadas, se obtuvieron en el laboratorio con el molde triaxial del Instituto de Ingeniería con 40 impactos (ver tabla 2.4.1). El programa de ensayos efectuado se presenta en las tablas 3.1.2 y 3.1.3.

Tabla 3.1.2. Programa de pruebas tipo UU para el banco de materiales "El Tamarindo".

No. Ensaye	Material a ensayar	Contenido de agua %	Esfuerzo de confinamiento kg/cm ²
1	El Tamarindo	7.10	0.50
2			1.50
3			3.00
4		9.43	0.50
5			1.50
6			3.00
7		11.2	0.50
8			1.50
9			3.00
10		14.00	0.50
11			1.50
12			3.00
13		16.33	0.50
14			1.50
15			3.00
16		19.30	0.50
17			1.50
18			3.00

Tabla 3.1.3. Programa de pruebas tipo UU para el banco de materiales "Huajintepec".

No. ensaye	Material a Ensayar	Contenido de agua %	Esfuerzo de confinamiento kg/cm^2
1	Huajintepec	5.60	0.50
2			1.50
3			3.00
4		7.17	0.50
5			1.50
6			3.00
7		8.73	0.50
8			1.50
9			3.00
10		11.10	0.50
11			1.50
12			3.00
13		13.56	0.50
14			1.50
15			*
16		15.80	0.50
17			1.50
18			3.00

* No fue posible su determinación debido a una falla en el suministro de energía.

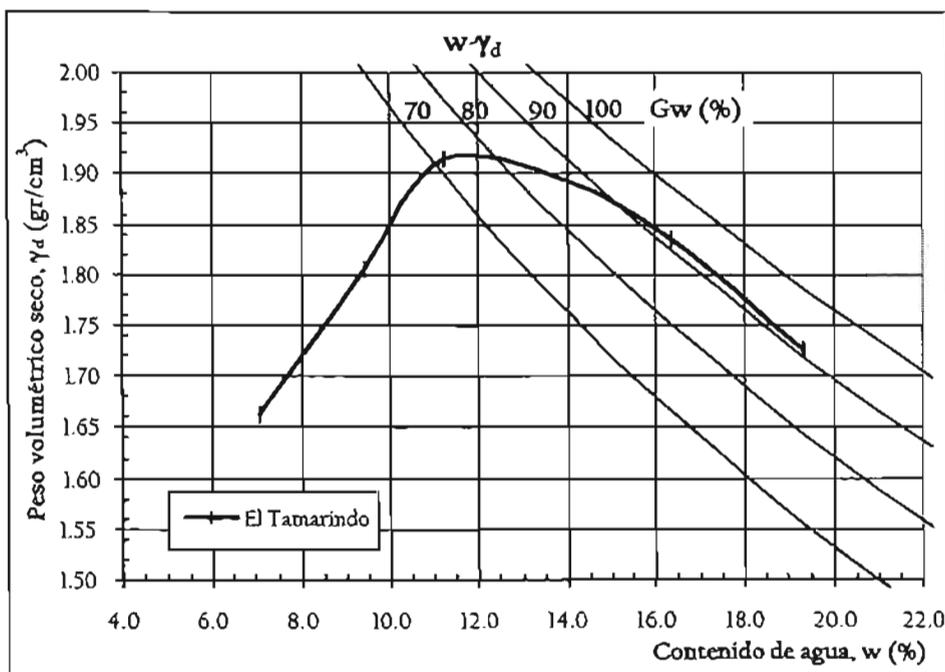


Figura 3.1.2. Curva $w - \gamma_d$, correspondiente al material del banco "El Tamarindo".

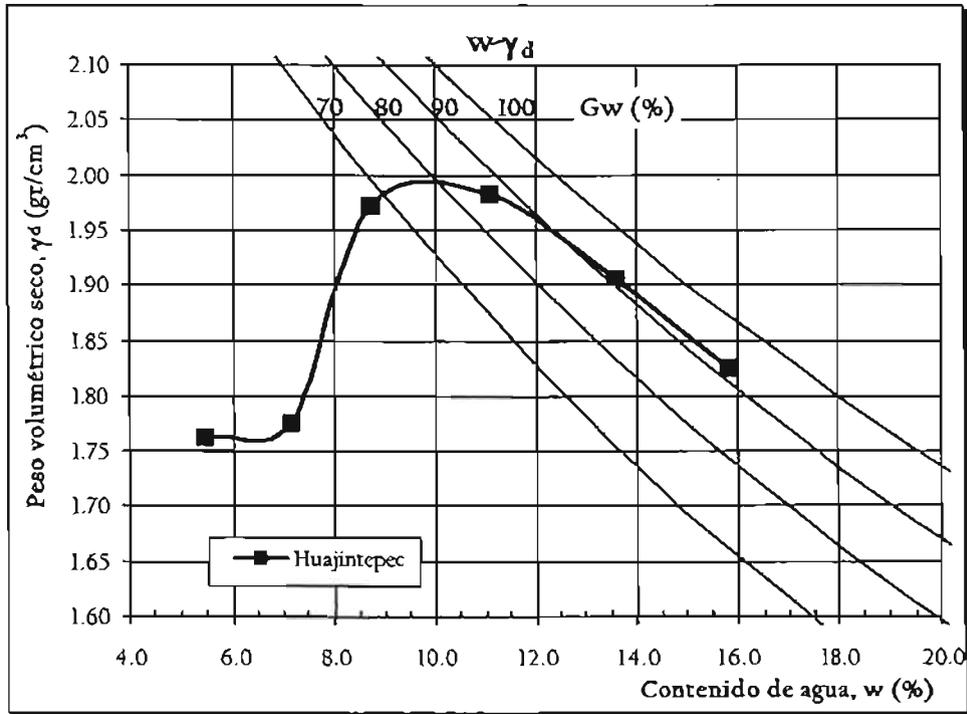


Figura 3.1.3. Curva $w - \gamma_d$, correspondiente al material del banco "Huajintepec".

De acuerdo al material que aquí se está estudiando, (Límite líquido "El Tamarindo": 40.41%; Límite líquido "Huajintepec": 32.48%) ambas corresponden al tipo de curva A—"De un solo pico" (según la tabla 3.1.1), por lo que de las figuras 3.1.2 y 3.1.3 se aprecia que efectivamente ambas presentan un pico bien definido, quizá sólo para el caso de la curva correspondiente al banco de "Huajintepec", se puede observar un ligero decremento al inicio, lo que pudiera relacionarse con la formación de un pico y medio, debido (probablemente) a que su límite líquido es cercano al 30%. Es importante decir también que aún cuando los materiales examinados han sido clasificados como arenas-arcillosas, es precisamente la parte fina la que ejerce cierto efecto sobre la forma de las curvas, como antes se ha expuesto. El peso volumétrico seco máximo y el contenido de agua óptimo para ambos materiales se obtiene de las figs. 3.1.2 y 3.1.3 y se presenta en la tabla 3.1.4.

Tabla 3.1.4. Pesos volumétricos secos máximos y contenidos de humedad óptimos para ambos materiales.

Banco de material	Peso volumétrico seco máximo γ_{dmax} gr/cm ³	Contenido de agua óptimo w_{opr} %
El Tamarindo	1920	11.7
Huajintepec	1995	9.8

En la figura 3.1.4 se grafica el contenido de agua *versus* el grado de saturación de cada una de las probetas; se puede observar que el grado de saturación máximo alcanzado para los dos materiales y con los métodos de compactación empleados, es del 87% para el banco de "Huajintepec", y de 85% para el banco de "El Tamarindo". En el caso de los contenidos de agua óptimos tenemos que el grado de saturación del material de "Huajintepec" es alrededor del 81%, mientras que para "El Tamarindo", el grado de saturación para el contenido de agua en el óptimo es de 71.25 %.

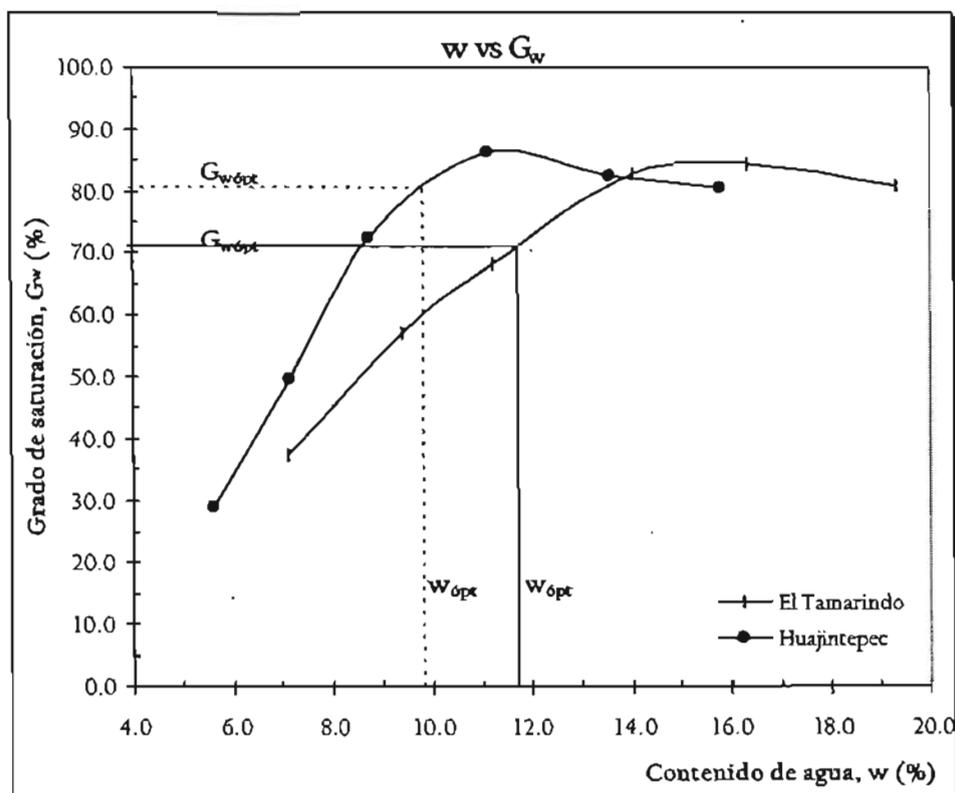


Figura 3.1.4. Contenido de agua versus grado de saturación para cada una de las probetas ensayadas.

En la figura 3.1.5 se presentan las curvas de compactación de los materiales de tres de los bancos hasta ahora estudiados. En esta tesis, los resultados experimentales del material del banco "La Concepción", se utilizan para verificar la confiabilidad del modelo de comportamiento que se propone en este trabajo de tesis, dicha verificación se efectúa a partir de los resultados obtenidos para los materiales de los bancos "El Tamarindo" y "Huajintepec".

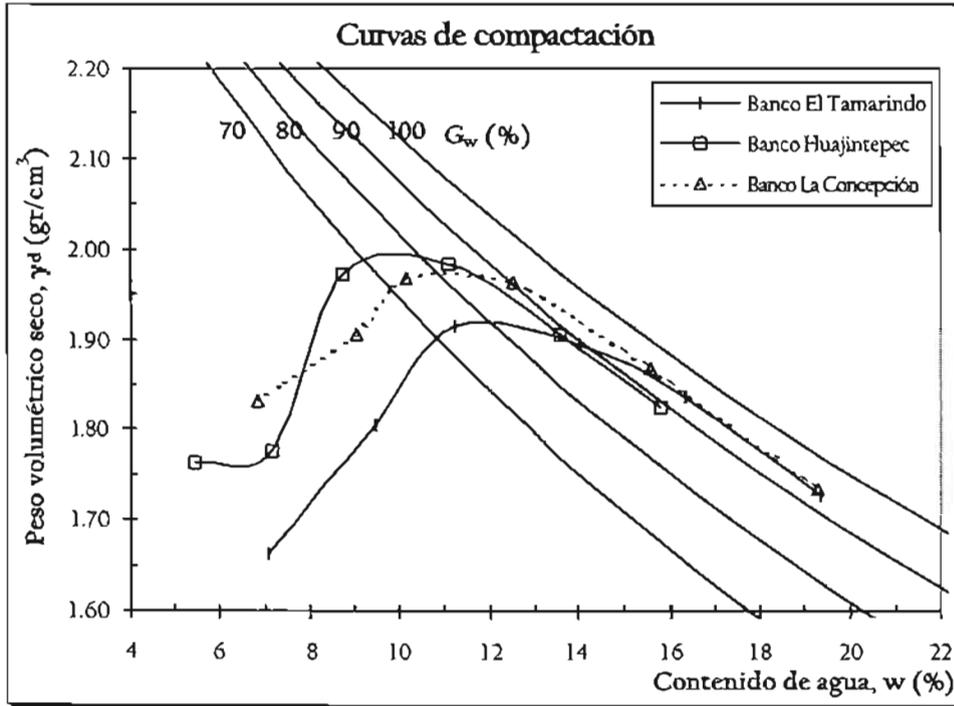


Figura 3.1.5. Curvas de compactación para 3 de los bancos de materiales del P. H. La Parota con el molde triaxial I para 40 impactos.

La metodología que se siguió para formar las probetas de suelo para cada contenido de agua, y así definir las curvas de compactación, es la siguiente: del material que llegó al laboratorio se colocó para cada uno de los bancos una parte del material en una amplia charola de metal, a fin de disgregar todos los grumos del suelo, utilizando un pisón de madera con goma, hecho lo anterior se tamizó por la malla #4. El material que quedaba retenido se desechaba y al resto se le agregaba el agua necesaria para tener el porcentaje de humedad requerido. La mezcla suelo-agua así obtenida y que representa un punto de la curva $w - \gamma_d$, se colocaba en una bolsa de hule y se dejaba curar en el cuarto húmedo por un tiempo mínimo de 12 horas. Una vez que había pasado este tiempo el suelo podía ser utilizado para formar las probetas.

Para la formación de probetas se procedió como sigue:

- ⊕ Antes de vaciar el material que compone cada una de las capas es importante, colocar una lámina de plástico en la periferia del molde y en la base de la misma, para que no se adhiera la probeta a la superficie del molde,
- ⊕ Se pesa el material requerido por capa, obtenido previamente para cada uno de los puntos de la curva de compactación,
- ⊕ Al igual que para la prueba Proctor, se aplica el número de golpes requerido (fig. 3.1.6.b),
- ⊕ Una vez formada la última capa se retira la extensión del molde y se enrasa la probeta (fig. 3.1.6.d y e),

- ⊕ Se retira el molde de la base y se separa éste en dos medias cañas, para dejar libre la probeta,
- ⊕ Se toman el diámetro, altura y peso de la probeta (fig. 3.1.6.f). Cabe mencionar que en el caso de las probetas formadas, el promedio en la altura de las mismas fue de 8.94 cm, y el diámetro del molde es de 3.6 cm, por lo que la relación de esbeltez es aproximadamente de 2.48, por lo que se cumple lo observado por Alberro *et al*, (1984) en lo relacionado con la relación de esbeltez (ver apartado 1.1.),
- ⊕ Finalmente se coloca la probeta en una bolsa de hule y se almacena en el cuarto húmedo (tiempo de reposo), lista para su montaje. En la mayoría de los casos para las pruebas realizadas, el tiempo de reposo no fue menor de 24 hrs. En la figura 3.1.6. se puede observar el proceso de elaboración de probetas en el molde de 3.60 cm.

En las tablas 3.1.5 y 3.1.6 se presenta la información respectiva a las relaciones volumétricas para ambos materiales y para cada una de las probetas formadas, para los diferentes contenidos de agua.

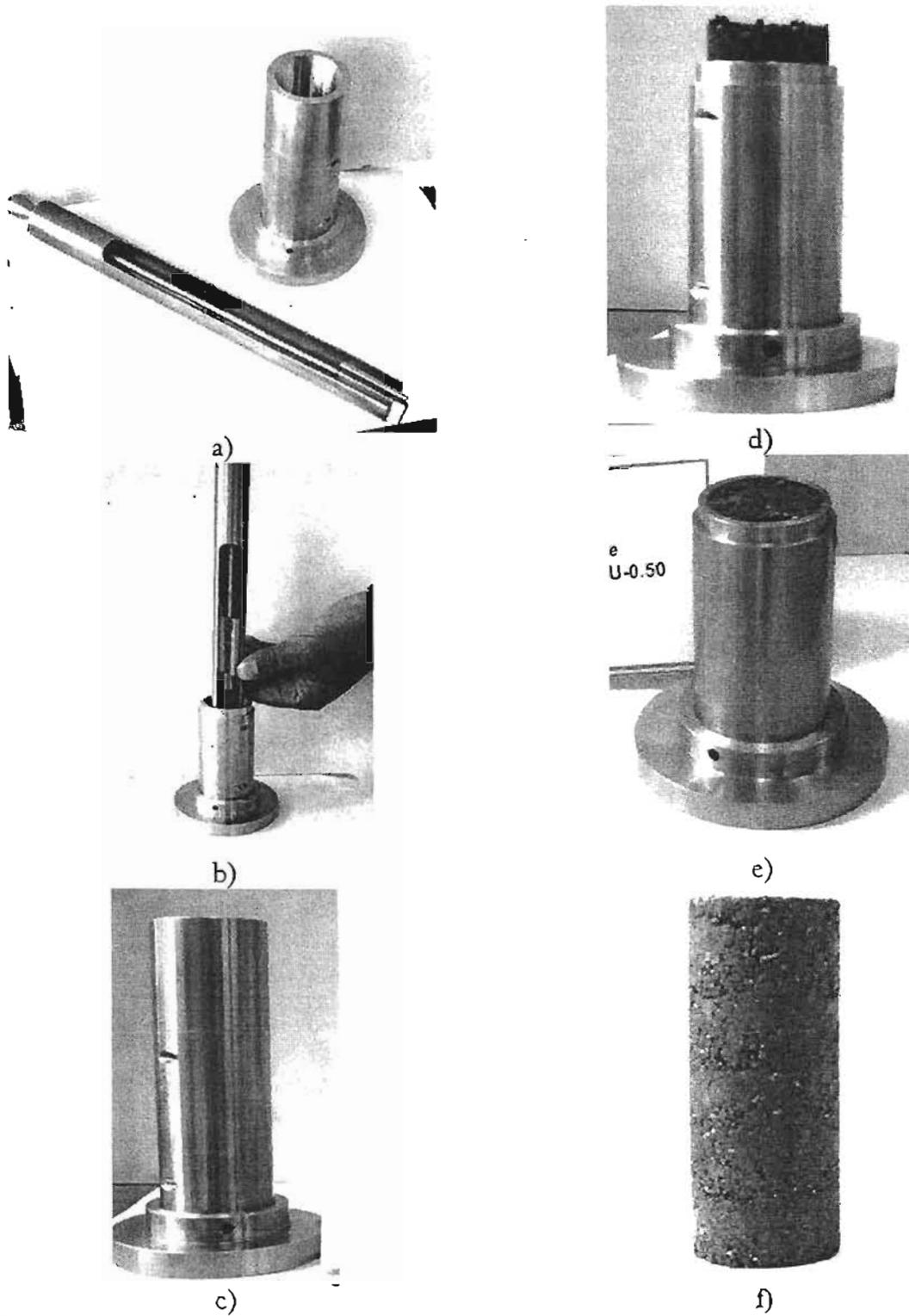


Figura 3.1.6. Proceso de elaboración de las probetas en el molde de 3.60 cm de diámetro. a) Molde con extensión y pisón. b) Apisonado. c) Molde con muestra y extensión. d) Molde con probeta, sin enrasar. e) Molde con probeta enrasada. f) Probeta lista para el montaje. Tomada de Flores y Romo, (2003).

PROGRAMA Y PROCEDIMIENTO DE PRUEBAS.

Tabla 3.1.5. Relaciones volumétricas y gravimétricas de las probetas del material del sondeo "El Tamarindo".

No.	DESCRIPCIÓN	D_m	H_m	W_m	w	w	A_m	V_m	W_w	W_s	V_s	V_v	V_w	V_a	e	G_w	γ_m	γ_d
		cm	cm	gr	%	%	cm ²	cm ³	gr	gr	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³		%	gr/cm ³	gr/cm ³
					antes falla	después falla	A_m^* (πD^2)/4	V_m^* AH _m	W_w^* W _s w	W_s^* Wm/(1+w)	V_s^* W _s /(G _s γ _w)	V_v^* V _m V _e	V_w^* (W _w /γ _w)	V_a^* V _v -V _w	e^* V _v /V _s	G_w^* V _w /V _v	γ_m^* W _m /V _m	γ_d^* W _s /V _m
1	MT-40-07.10-CR-UU	3.57	8.84	157.55	7.07	8.81	10.01	88.49	10.40	147.15	53.90	34.59	10.40	24.18	0.64	30.08	1.78	1.66
2	MT-40-09.43-CR-UU	3.57	9.03	178.63	9.43	10.69	10.01	90.39	16.84	161.79	59.26	31.13	16.84	14.28	0.53	54.11	1.98	1.79
3	MT-40-11.20-CR-UU	3.58	9.02	193.40	11.23	10.64	10.07	90.80	19.53	173.87	63.69	27.11	19.53	7.58	0.43	72.04	2.13	1.92
4	MT-40-14.00-CR-UU	3.57	9.06	195.80	14.02	13.41	10.01	90.69	24.08	171.72	62.90	27.79	24.08	3.71	0.44	86.65	2.16	1.89
5	MT-40-16.33-CR-UU	3.56	9.04	192.21	16.34	15.06	9.95	89.98	27.00	165.21	60.52	29.46	27.00	2.47	0.49	91.62	2.14	1.84
6	MT-40-19.30-CR-UU	3.56	9.05	185.70	19.36	17.22	9.95	90.08	30.12	155.58	56.99	33.09	30.12	2.97	0.58	91.02	2.06	1.73

CAPÍTULO 3.

Tabla 3.1.6. Relaciones volumétricas y gravimétricas de las probetas del material del sondeo "Huaajintepec".

No.	DESCRIPCIÓN	D_m	H_m	W_m	w	w	A_m	V_m	W_w	W_s	V_s	V_v	V_w	V_a	e	G_w	γ_m	γ_d
		cm	cm	gr	%	%	cm ²	cm ³	gr	gr	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³		%	gr/cm ³	gr/cm ³
					antes falla	después falla	$A_m \cdot$ $(\pi D^2)/4$	$V_m \cdot$ AH_m	$W_w \cdot$ $W_s \cdot w$	$W_s \cdot$ $W_m/(1+w)$	$V_s \cdot$ $W_s/(G_s \gamma_w)$	$V_v \cdot$ $V_m \cdot V_s$	$V_w \cdot$ (W_w/γ_w)	$V_a \cdot$ $V_v \cdot V_w$	$e \cdot$ V_v/V_s	$G_w \cdot$ V_w/V_v	$\gamma_m \cdot$ W_m/V_m	$\gamma_d \cdot$ W_s/V_m
1	MT-40-05.60-CR-UU	3.59	9.05	170.30	5.44	5.52	10.12	91.59	8.79	161.51	60.72	30.87	8.79	22.08	0.51	28.47	1.86	1.76
2	MT-40-07.17-CR-UU	3.57	9.00	171.50	7.17	9.31	10.01	90.09	11.47	160.03	60.16	29.93	11.47	18.45	0.50	38.34	1.90	1.78
3	MT-40-08.73-CR-UU	3.59	8.83	191.32	8.73	9.51	10.11	89.23	15.36	175.96	66.15	23.08	15.36	7.72	0.35	66.55	2.14	1.97
4	MT-40-11.10-CR-UU	3.56	8.77	192.71	11.10	11.09	9.97	87.44	19.25	173.46	65.21	22.23	19.25	2.98	0.34	86.60	2.20	1.98
5	MT-40-13.56-CR-UU	3.55	8.60	184.60	13.57	12.26	9.91	85.27	22.06	162.54	61.11	24.16	22.06	2.10	0.40	91.30	2.16	1.91
6	MT-40-15.80-CR-UU	3.53	9.04	187.00	15.81	13.85	9.79	88.47	25.53	161.47	60.70	27.77	25.53	2.24	0.46	91.93	2.11	1.83

3.2. Descripción del procedimiento de ensaye de columna resonante.

El proceso que se sigue para ejecutar una prueba de columna resonante, es el siguiente:

Montaje.

Una vez formada la probeta se lleva al pedestal de la base de la columna resonante, y se le coloca una membrana de látex sujeta por aro-sellos en la parte inferior, sobre el pedestal y en la parte superior sobre el sistema móvil. Se sujetan las bobinas en sus postes y se conectan a éstas los cables que vienen de la tapa; acto seguido, se conectan de igual forma, el sensor de desplazamiento y el acelerómetro. Hecho lo anterior se coloca la camisa de lucita verificando que ésta selle perfectamente tanto en la base como con la tapa y se conectan los cables de la tapa hacia los acondicionadores. En la figura 3.2.1 se muestra una fotografía donde se encuentra una probeta montada y con todos los sensores conectados, lista para que se coloque la camisa de lucita sobre la base.

Dado que en nuestro caso se efectuaron ensayos en muestras como fueron compactadas, las etapas de saturación y consolidación no se llevaron a cabo; sin embargo, éstas se pueden ejecutar en la columna resonante de la misma forma que se hace en una cámara triaxial convencional.

Ya que se ha terminado de montar la probeta, se aplica la presión que corresponde al primer nivel de esfuerzo, en nuestro caso una presión de confinamiento de 0.50 kg/cm^2 ; después de aplicar esta presión, se inicia el ensaye.

Ensaye.

El inicio del ensaye consiste en verificar en el módulo de operación del programa de Labview, la presión dentro de la cámara, después se establece el intervalo de frecuencias con que se ha de excitar la muestra, así como el rango e incremento de amplitudes que habrá de aplicar el sistema a la probeta.

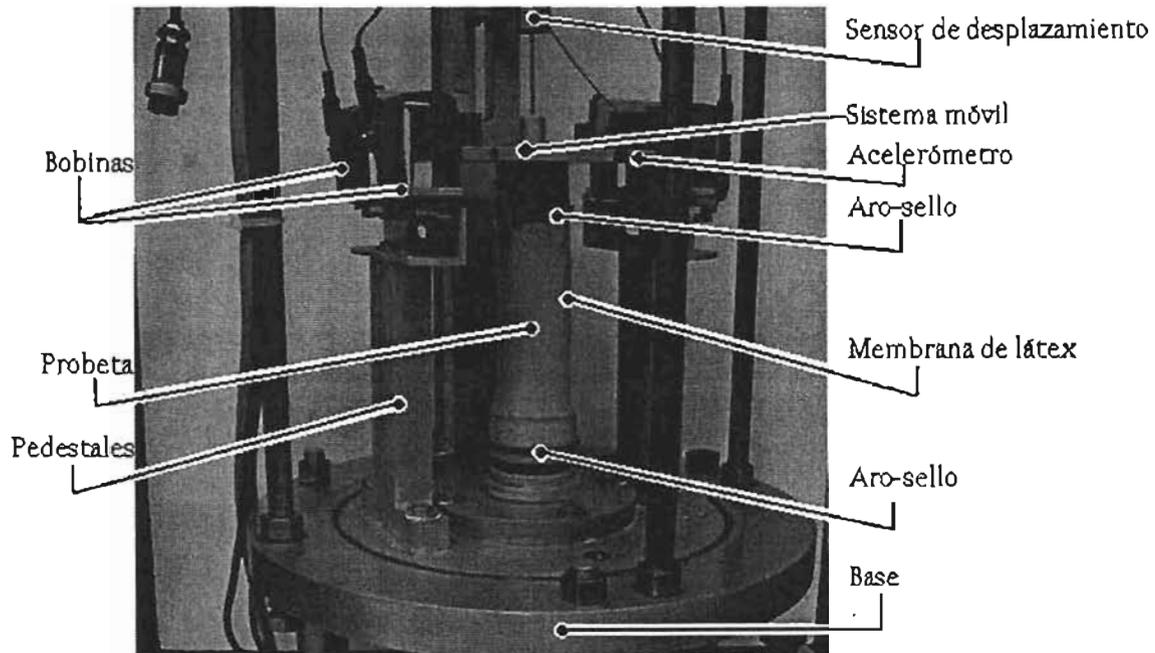


Figura 3.2.1. Fotografía de una probeta montada en la columna resonante.

Una vez que se establecen los rangos de frecuencia y amplitud, se manda una señal eléctrica desde la computadora, que induce un movimiento periódico senoidal en el sistema móvil. Esto se logra gracias al cambio de dirección del campo eléctrico generado por las bobinas e imanes que están colocados en la parte superior del sistema (ver figura 3.2.1). Ahora bien, es importante mencionar dos puntos: 1) La señal eléctrica habrá de "ordenar" la frecuencia con que debe iniciar y finalizar el movimiento del sistema móvil, así como el incremento de frecuencia, para una amplitud específica, y, 2) la amplitud registrada en un inicio, en el módulo de operación, se trata de la fuerza, medida en voltaje, que aplicará el sistema a la probeta para cada barrido de frecuencias y el incremento de ésta se refiere a que para el siguiente barrido de frecuencias la amplitud se habrá de incrementar precisamente en tal cantidad.

La probeta recibe la excitación por la parte superior (ya que se encuentra restringida de movimiento en la base) a través del cabezal, el cual está unido al sistema móvil. Entonces, para cada barrido de frecuencias sucede lo siguiente: el cabezal se mueve desde un punto central O hasta los puntos A, sentido positivo del movimiento, y hacia el punto B, sentido negativo del movimiento (figs. 3.2.2 y 3.2.3). Dado que se sabe que en los puntos A y B al invertirse la dirección en el movimiento, justo en ese cambio de dirección, la aceleración es cero y dado que en cualquier otro instante la aceleración es diferente de cero, con el sentido positivo o negativo, dependiendo si se mueve de A a B o en sentido opuesto; entonces, cuando el cabezal pasa por el punto O la aceleración es máxima, en sentido positivo o negativo dependiendo del sentido del movimiento.

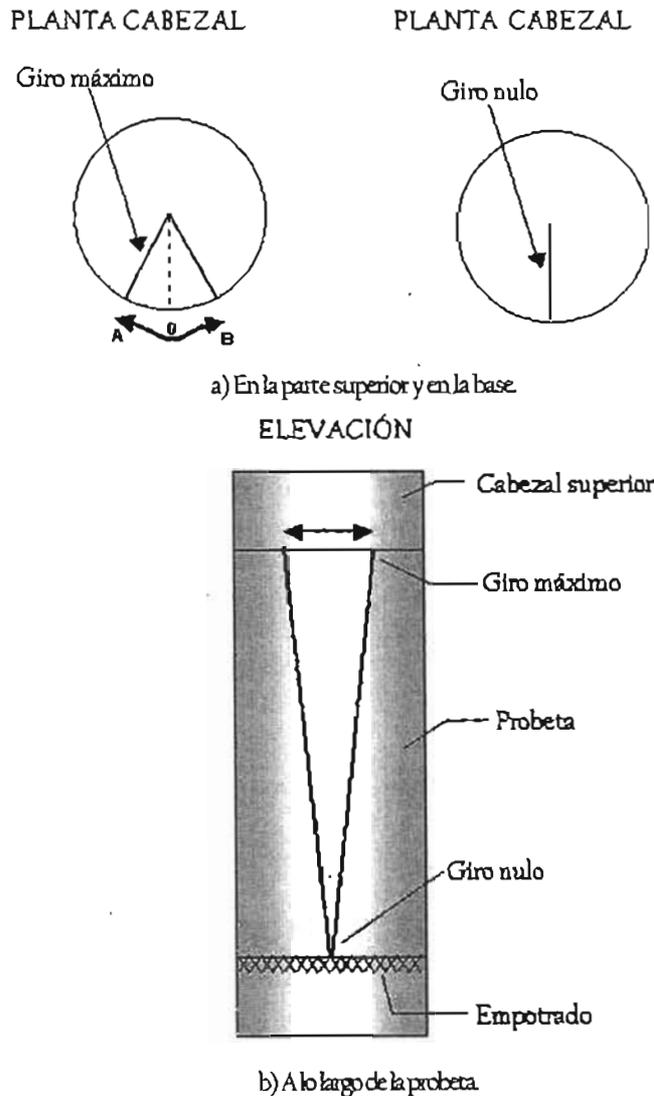


Figura 3.2.2. Distorsiones en la probeta durante la etapa de ensaye. De Flores *et al.*, (2002).

En términos generales, las señales de desplazamiento y aceleración *versus* tiempo tienen la misma frecuencia. Por lo tanto si se grafica la variación de la frecuencia *versus* la aceleración pico a pico promedio, para cada cambio de frecuencia, se obtiene una gráfica llamada "curva de aceleraciones totales" (ver fig. 3.2.4), de donde se obtienen los parámetros y variables de interés.

Para cada curva de aceleraciones totales se registra la aceleración máxima ($a_{m\acute{a}x}$), la frecuencia de resonancia (f_0) y las frecuencias f_1 y f_2 , correspondientes a la aceleración $a_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$, como se presenta en la figura 3.2.5. Los valores anteriores son la base para determinar los parámetros dinámicos del suelo.

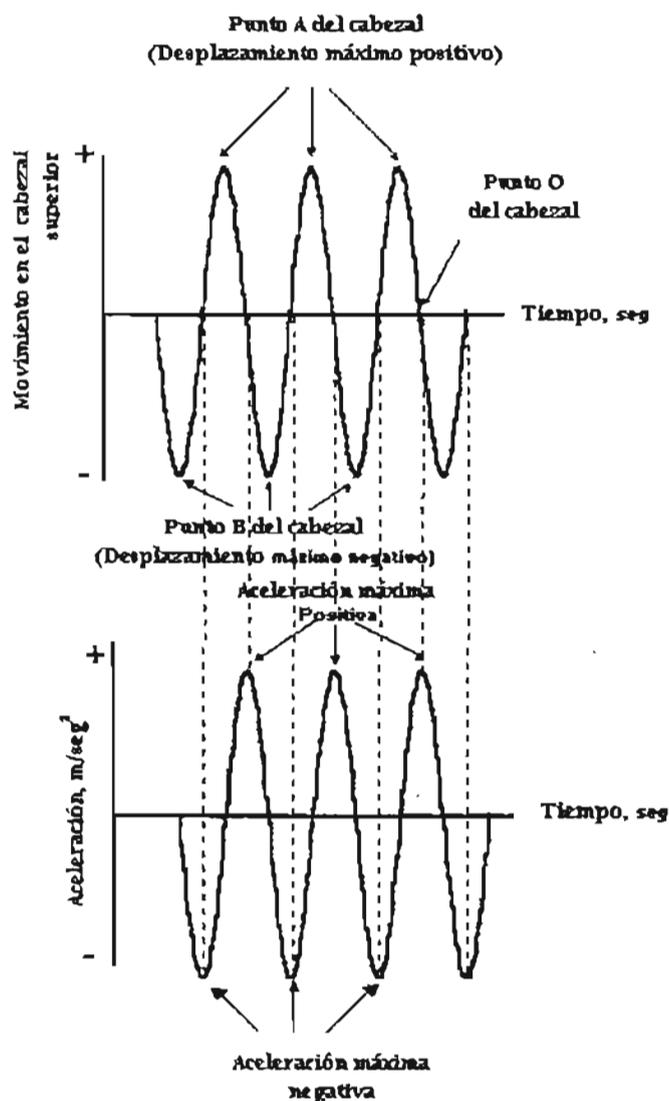


Figura 3.2.3. Forma de las señales de desplazamiento del cabezal y la aceleración registrada. Tomada de Flores *et al.*, (2002).

Entonces, con los valores de f_0 , la longitud de la muestra, L , y el valor de β calculado a partir de los momentos polares de inercia de la muestra, I_m , y del sistema móvil, I_s , se puede determinar la velocidad de cortante, de la siguiente manera:

$$v_s = \frac{2\pi f_0 L}{\beta} \quad (3.2.1)$$

donde:

V_s : es la velocidad de onda de cortante, en m/seg;

π : es 3.1416;

f_0 : es la frecuencia natural de la muestra, en Hz;

L : es la longitud de la muestra, en m;

β : es el valor obtenido de la expresión $\tan \beta = I_m/I_s$ (β en radianes);

I_m : es el momento polar de inercia de la masa de la muestra, en kg-m-seg²; e

I_s : es el momento polar de inercia del sistema móvil de la columna resonante, en kg-m-seg².

Dado que:

$$v_s^2 = G/\rho$$

entonces,

$$G = \rho v_s^2 \quad (3.2.2)$$

donde:

G : es el módulo de rigidez al cortante dinámico, en kg/cm²,

ρ : es la densidad de masa de la muestra, $\rho = \gamma_m/g$ en kg s²/m⁴ y

g : es la aceleración de la gravedad, en m/s².

En el caso de muestras sólidas la deformación angular se determina con la siguiente ecuación (Richart *et al*, 1970):

$$\gamma = \left(\frac{1}{12\pi^2 r} \right) \frac{D}{L} \frac{a_{m\acute{a}x}}{f_0^2} \quad (3.2.3)$$

Para el cálculo del amortiguamiento, λ , se propuso el método basado en la curva de aceleraciones totales bajo vibración forzada (aceleración *versus* frecuencia). El método utiliza un ancho de la curva de respuesta, el cual está definido por las frecuencias en las que se tiene la mitad de la potencia máxima de respuesta, f_1 y f_2 , las cuales ocurren cuando la aceleración es $a_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$ (fig. 3.2.5). El amortiguamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$\lambda = \left(\frac{f_2 - f_1}{2f_0} \right) 100 \quad (3.2.4)$$

λ se expresa en %.

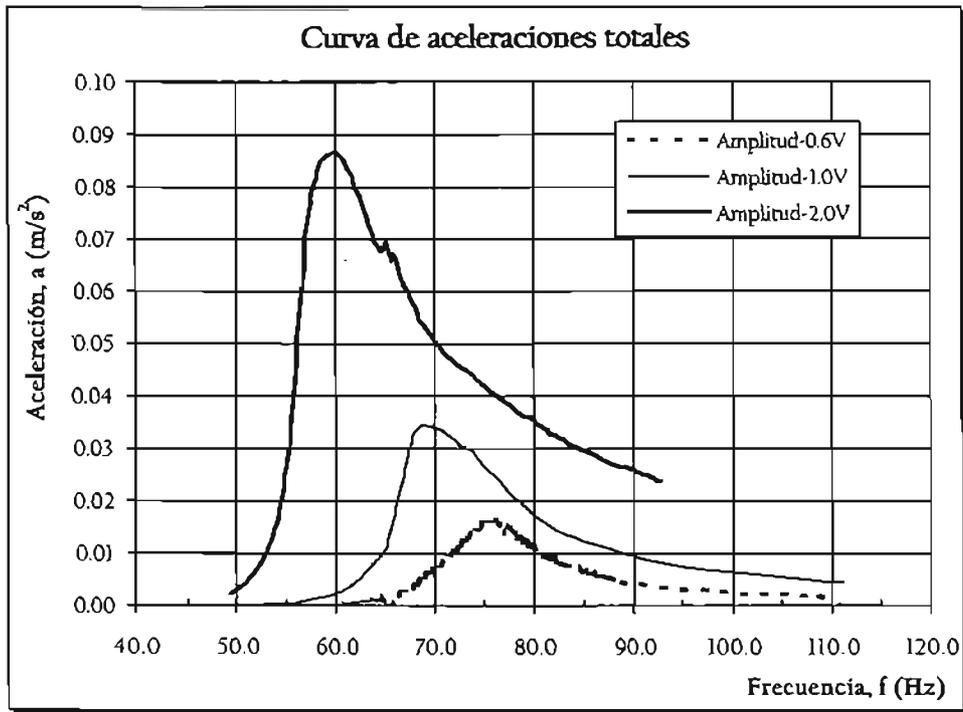


Figura 3.2.4. Ejemplo de tres curvas de aceleraciones totales, para tres diferentes amplitudes e igual presión de confinamiento.

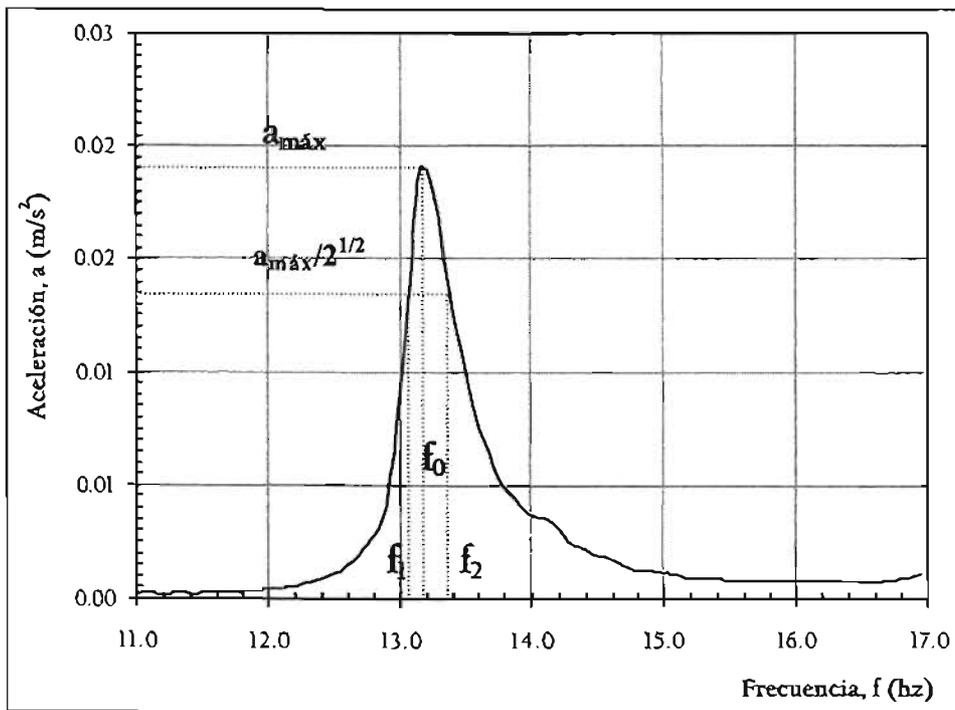
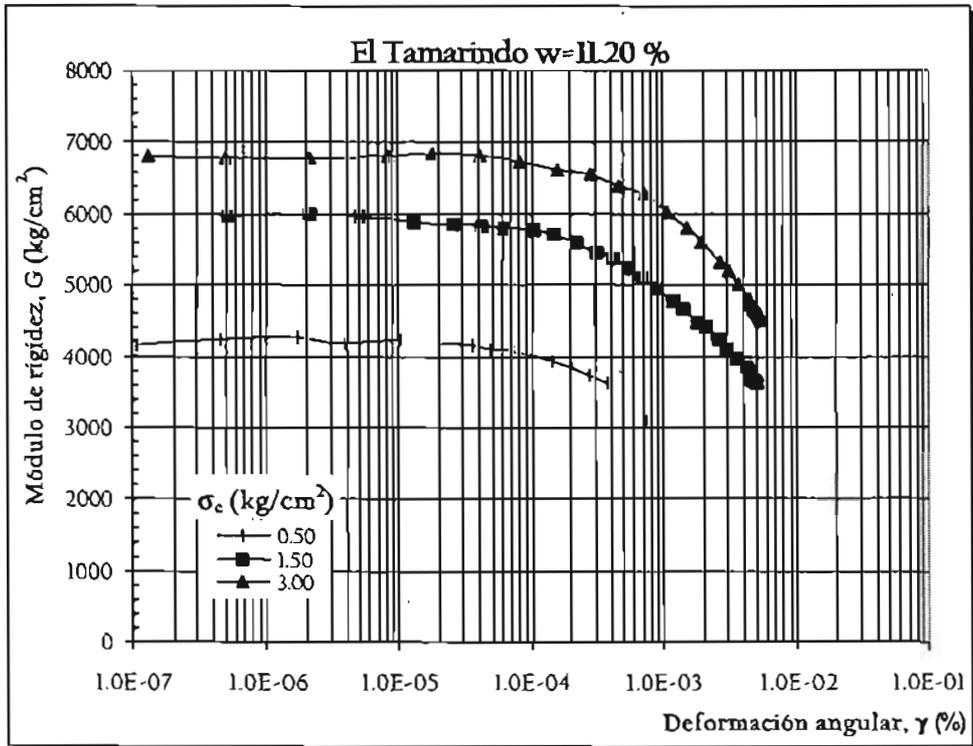


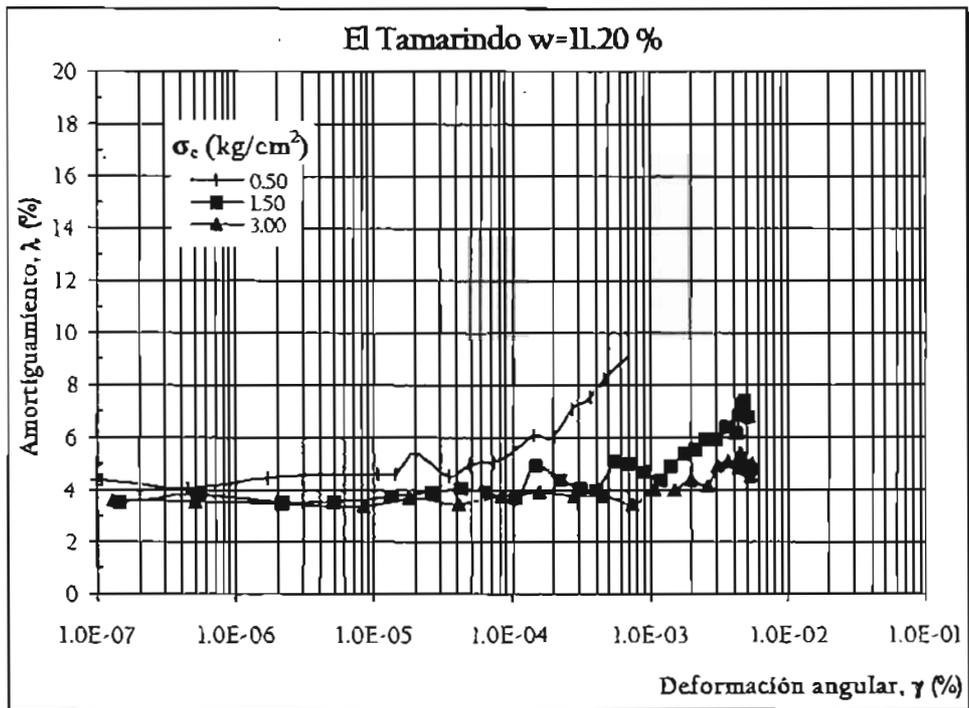
Figura 3.2.5. Valores experimentales que se toman para el cálculo de parámetros dinámicos.

Como hemos visto, de cada curva de aceleraciones totales obtenemos una frecuencia de resonancia y una aceleración máxima como datos principales y de éstos definimos las variables de salida de interés γ , λ y G para cada curva de aceleraciones totales, entonces si graficamos para cada incremento de deformación angular, el respectivo valor de G y λ , situando a γ en el eje de las abscisas y a G en el de las ordenadas, y procediendo de igual forma con λ , obtendremos las curvas conocidas como: decremento del módulo de rigidez y aumento de amortiguamiento, respectivamente. Tales curvas (figura 3.2.6), se forman con la secuencia de puntos obtenida de las curvas de aceleraciones totales.

En el siguiente capítulo se presentan los resultados obtenidos de las diferentes pruebas que se llevaron a cabo y de su análisis se define el comportamiento dinámico de los suelos compactados incluidos en esta tesis.



a) Decremento de G .



b) Aumento de λ .

Figura 3.2.6. Ejemplo de las curvas $G - \gamma$, $\lambda - \gamma$.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

4.1. Módulo de rigidez y Amortiguamiento con la deformación angular.

Módulo de rigidez al cortante

En este apartado se muestran las curvas experimentales obtenidas para ambos materiales en las que se observa la variación de las propiedades dinámicas. Se presentan, entonces, las curvas módulo de rigidez al cortante, G versus la deformación angular, γ , para tres diferentes niveles de confinamiento, así como sólo para un punto cercano a la humedad óptima y dos más, uno correspondiente a la rama seca y otro a la rama húmeda. Los resultados para la totalidad de condiciones de ensaye se incluyen en el anexo I.

⊕ El Tamarindo.

En las figuras 4.1.1 a 4.1.3 se muestran las curvas $G - \gamma$ para el material correspondiente al banco "El Tamarindo" para los contenidos de agua de 9.43, 11.20 y 16.33%.

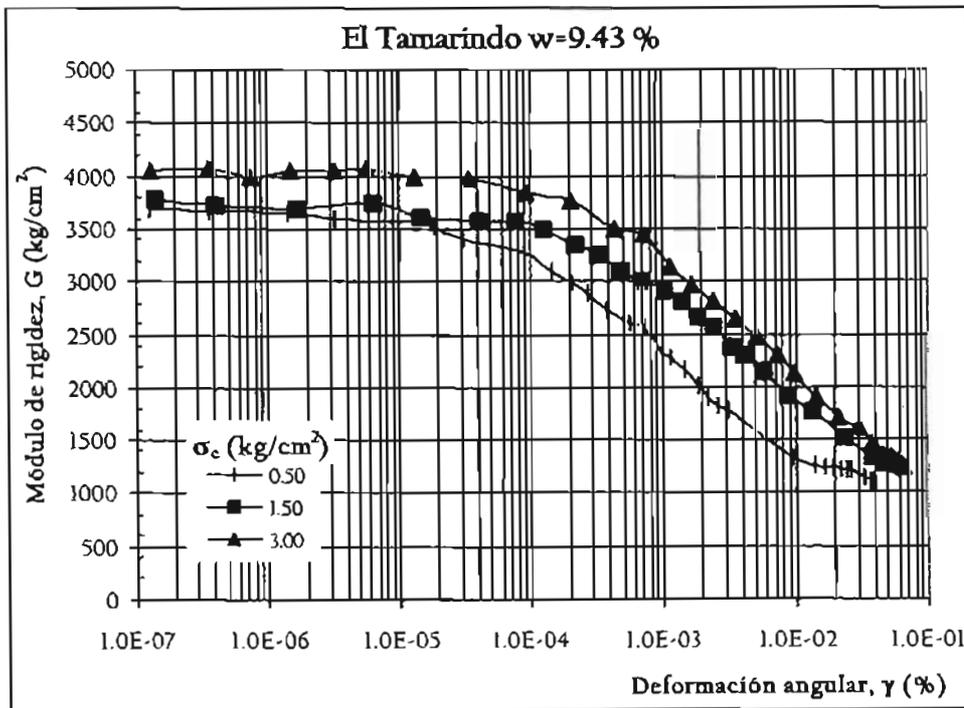


Figura 4.1.1. Curvas $G - \gamma$ obtenidas para un punto correspondiente a la rama seca.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

4.1. Módulo de rigidez y Amortiguamiento con la deformación angular.

Módulo de rigidez al cortante

En este apartado se muestran las curvas experimentales obtenidas para ambos materiales en las que se observa la variación de las propiedades dinámicas. Se presentan, entonces, las curvas módulo de rigidez al cortante, G versus la deformación angular, γ , para tres diferentes niveles de confinamiento, así como sólo para un punto cercano a la humedad óptima y dos más, uno correspondiente a la rama seca y otro a la rama húmeda. Los resultados para la totalidad de condiciones de ensaye se incluyen en el anexo I.

⊕ El Tamarindo.

En las figuras 4.1.1 a 4.1.3 se muestran las curvas $G - \gamma$ para el material correspondiente al banco "El Tamarindo" para los contenidos de agua de 9.43, 11.20 y 16.33%.

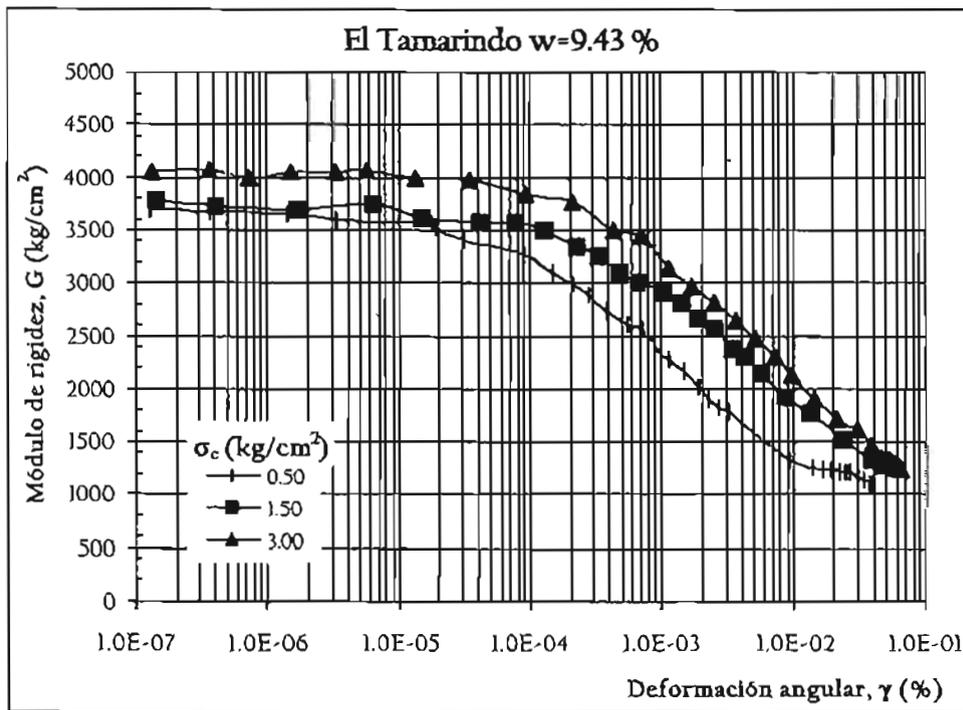


Figura 4.1.1. Curvas $G - \gamma$ obtenidas para un punto correspondiente a la rama seca.

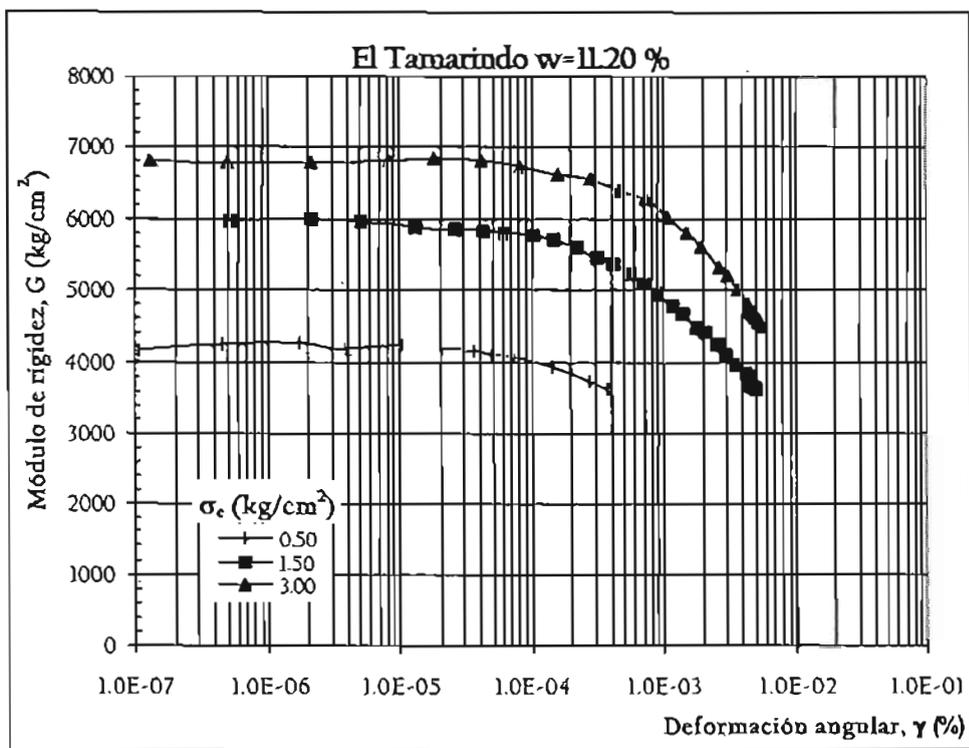


Figura 4.1.2. Curvas G – γ obtenidas para un punto cercano a la humedad óptima.

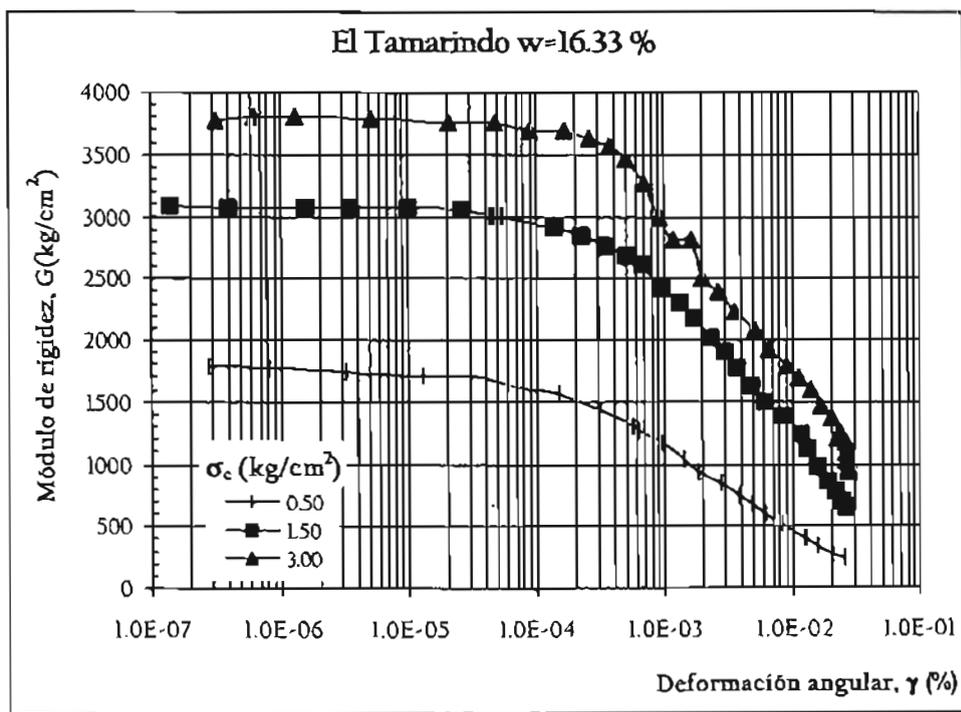


Figura 4.1.3. Curvas G – γ obtenidas para un punto correspondiente a la rama húmeda.

De las curvas anteriores podemos resaltar los 3 puntos siguientes:

i) Tanto para las probetas formadas con los contenidos de agua de 9.43, 11.20 y 16.33 % de la curva de compactación (fig 3.1.2), así como para las otras tres probetas que no se presentan (y que corresponden a los contenidos de agua de 7.10, 14.00 y 19.30%) se observa una tendencia bien definida y que muestra que al aumentar la presión de confinamiento en la cámara, el módulo de rigidez también se incrementa; además, al aumentar el contenido de agua, pasando de la rama seca a la húmeda, el incremento del módulo de rigidez cuando se eleva el nivel de presión de confinamiento, es más notable en la rama húmeda; es decir, se observa una separación mayor entre cada curva $G - \gamma$, para cada aumento del esfuerzo de confinamiento a mayor contenido de agua.

ii) Para todos los casos se aprecia que para niveles de deformación angular menores que 10^{-4} %, el módulo de rigidez es aproximadamente constante y a partir de este valor, la tasa de degradación del módulo, aumenta independientemente del nivel de esfuerzo de confinamiento,

iii) Los valores del módulo de rigidez son efectivamente función del peso volumétrico seco y el contenido de agua; es decir, se observa cómo en la rama seca se tienen valores máximos de G de alrededor de 2500 kg/cm^2 y conforme se densifica el material, es decir en un punto cercano al $\gamma_{d\text{máx}}$ y por ende del contenido de agua óptimo, G alcanza valores tan altos como 6800 kg/cm^2 , además de que una vez que se pasa a la rama húmeda los valores de G decrecen de nueva cuenta. Se puede argumentar, en general, que al aumentar el contenido de agua, para igual peso volumétrico, disminuye el módulo de rigidez (muestras de suelo en la misma curva de compactación, con mismo peso volumétrico, pero una ubicada en la rama seca y otra en la rama húmeda). Los resultados concuerdan con el efecto de la relación de vacíos (peso volumétrico) ampliamente conocido: el módulo de rigidez de un suelo aumenta con el decremento de su relación de vacíos.

⊕ Huajintepec.

De igual forma, en las figuras 4.1.4 a 4.1.6, se presentan las curvas $G - \gamma$ correspondientes al banco "Huajintepec" para los contenidos de agua de 5.60, 11.10 y 15.80 %.

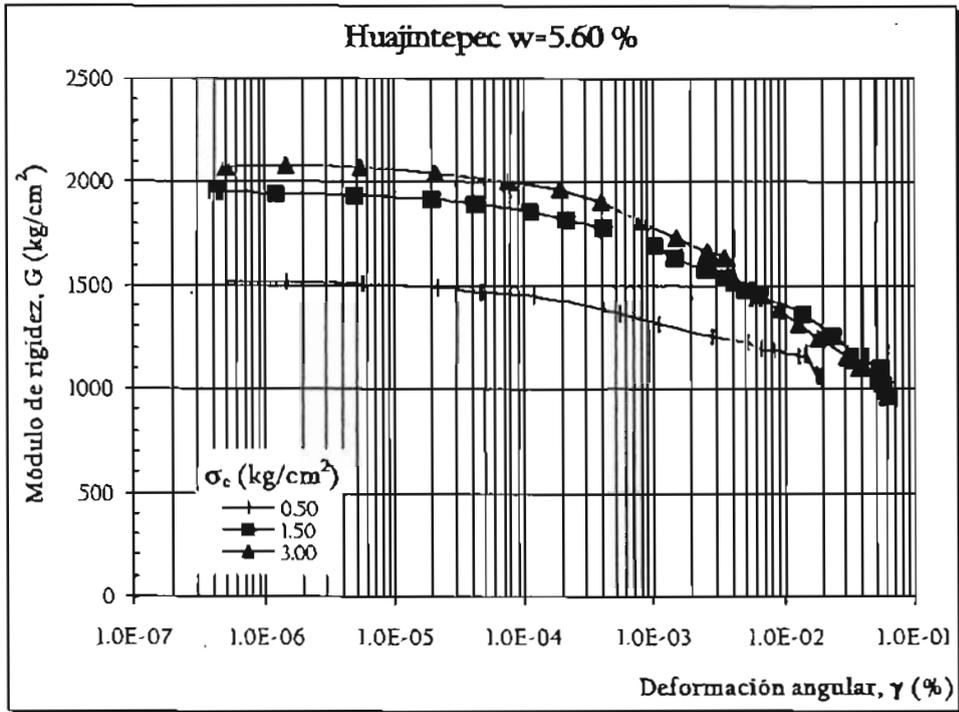


Figura 4.1.4. Curvas G – γ obtenidas para un punto correspondiente a la rama seca.

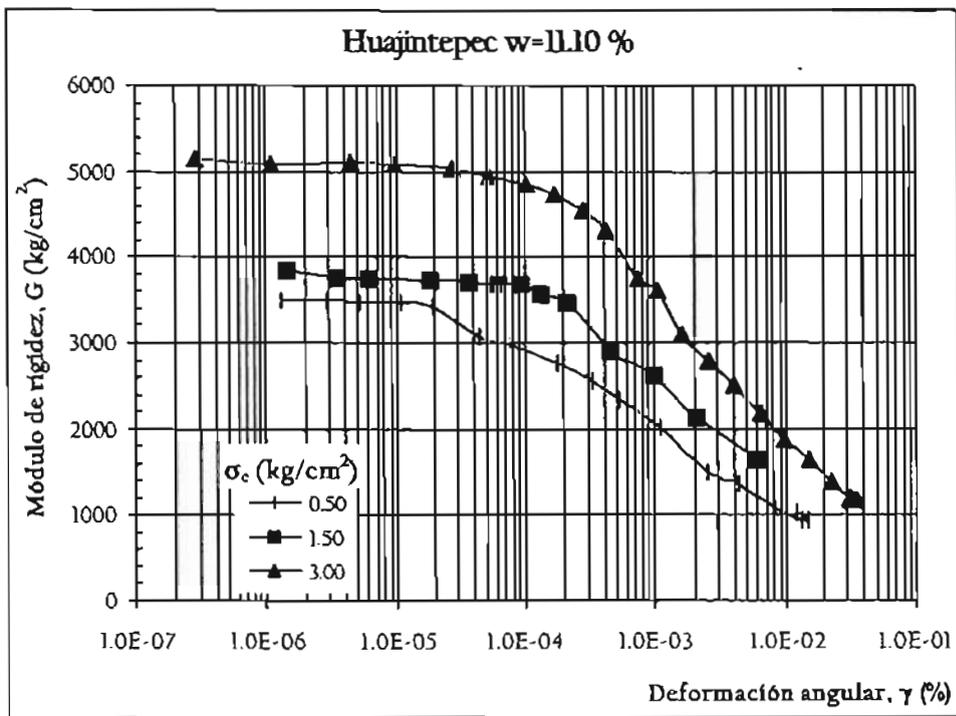


Figura 4.1.5. Curvas G – γ obtenidas para un punto cercano a la humedad óptima.

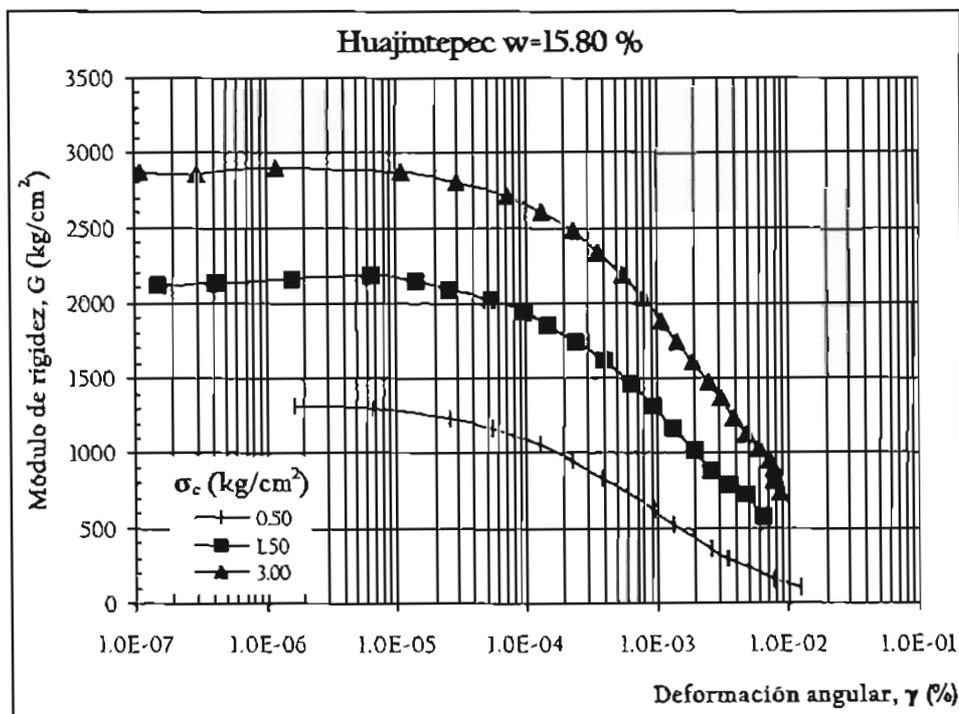


Figura 4.1.6. Curvas $G - \gamma$ obtenidas para un punto correspondiente a la rama húmeda.

De los resultados mostrados, se desprende que el comportamiento de este material es semejante al del banco "El Tamarindo", aunque ahora el módulo de rigidez comienza a mantenerse constante para valores de la deformación angular menores que $5 \times 10^{-5} \%$. De igual forma, se observa que su dependencia con las variables $\gamma_{dm\acute{a}x}$ y w_{opt} , es similar. Los resultados muestran que las tendencias son semejantes, aunque los valores de G para el material de "El Tamarindo" son superiores.

En las figuras 4.1.7 a 4.1.9 se muestran las curvas $G-\gamma$ normalizadas, para los dos bancos de materiales en estudio y que corresponden al primer nivel de esfuerzo (0.50 kg/cm^2). En la figura 4.1.9 se vierte la información de las figuras 4.1.7 y 4.1.8, con el fin de ver con mayor detalle la diferencia en el comportamiento de ambos materiales. De tales figuras se deduce que el comportamiento para el banco "El Tamarindo" presenta menor dispersión lo cual se traduce en una deformación angular crítica más definida y que corresponde a un valor de $10^{-4} \%$ para la que la tasa de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ aumenta; para el caso del banco "Huajintepec", dicho umbral varía entre 10^{-5} y $10^{-4} \%$.

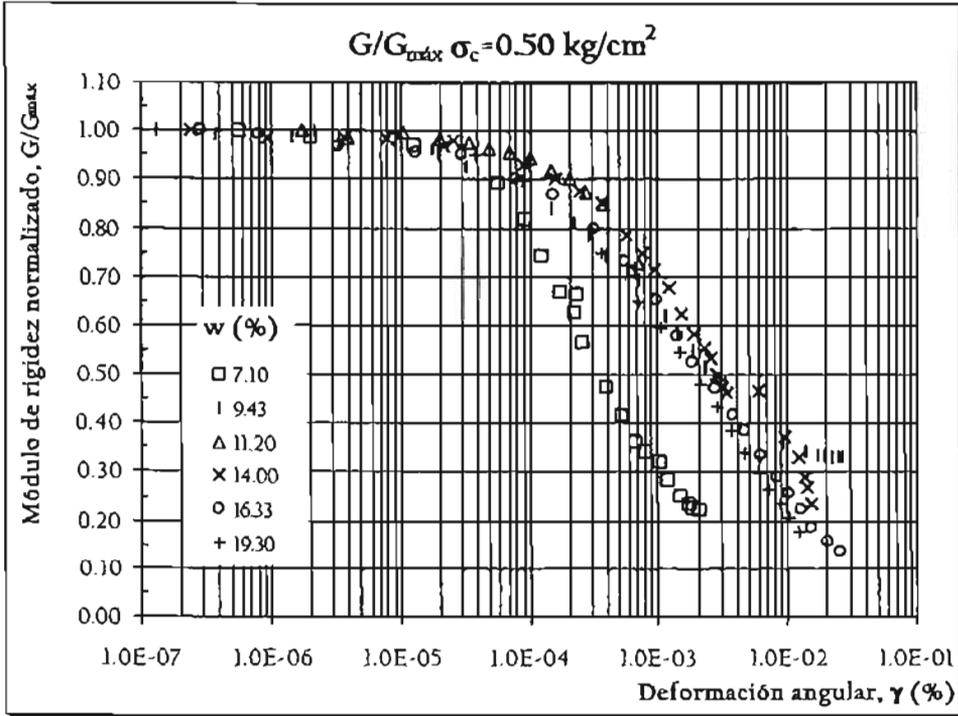


Figura 4.1.7. Curvas $G - \gamma$ normalizadas para el primer nivel de esfuerzo para el banco "El Tamarindo".

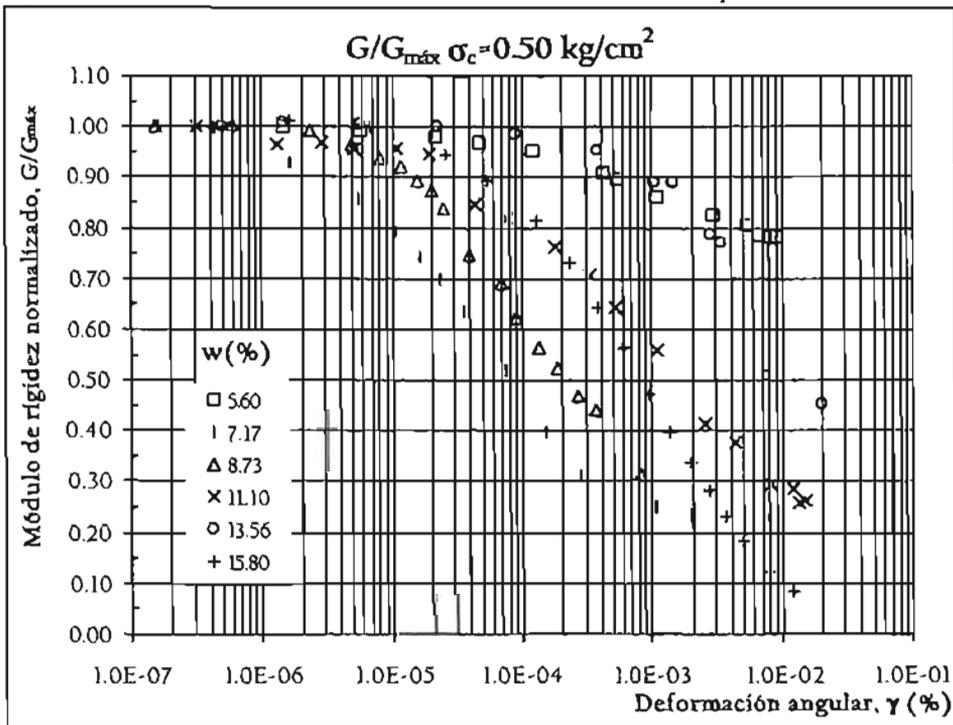


Figura 4.1.8. Curvas $G - \gamma$ normalizadas para el primer nivel de esfuerzo para el banco "Huajintepec".

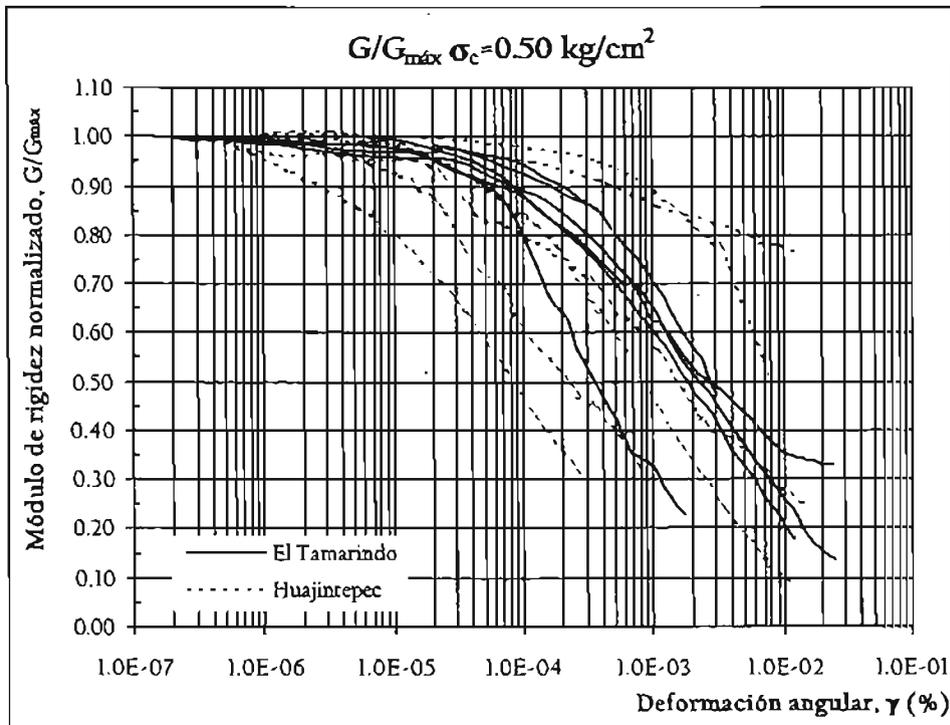


Figura 4.1.9. Comparación de las curvas $G - \gamma$ normalizadas para el primer nivel de esfuerzo para los dos bancos en estudio.

Influencia de la relación de vacíos inicial en el módulo de rigidez máximo.

De las figuras 4.1.10 y 4.1.11, en que se grafica el módulo de rigidez máximo *versus* la relación de vacíos inicial para cada una de las probetas, se pueden observar al menos cuatro tendencias bien definidas, estas son:

i) Si se relacionan los datos de la relación de vacíos con los de contenido de agua de las tablas de propiedades volumétricas (tablas 3.1.5 y 3.1.6) puede observarse con claridad que para los contenidos de agua próximos al w_{opt} , los valores de $G_{m\acute{a}x}$ son los mayores alcanzados; es decir, al disminuir la relación de vacíos, $G_{m\acute{a}x}$ aumenta,

ii) Se observa que la compactación en la rama seca al generar una microestructura floculada, provoca una rigidez mayor, por lo que los valores de $G_{m\acute{a}x}$ son superiores que los de la rama húmeda en la que la microestructura es dispersa, lo cual se cree (considerando el comportamiento de partículas aisladas) es debido a que en la estructura floculada al aumentar la cantidad de contactos orilla–cara de las partículas arcillosas, el material puede alcanzar deformaciones mayores y mantener su comportamiento lineal,

iii) Efectivamente al aumentar la presión de confinamiento en la cámara (σ_c), el módulo de rigidez se incrementa, independientemente de si el material se compactó en la rama seca o húmeda.

iv) Al aumentar la relación de vacíos, se reduce G sin importar si la muestra se compactó en la rama húmeda o seca, ni el nivel de esfuerzo confinante.

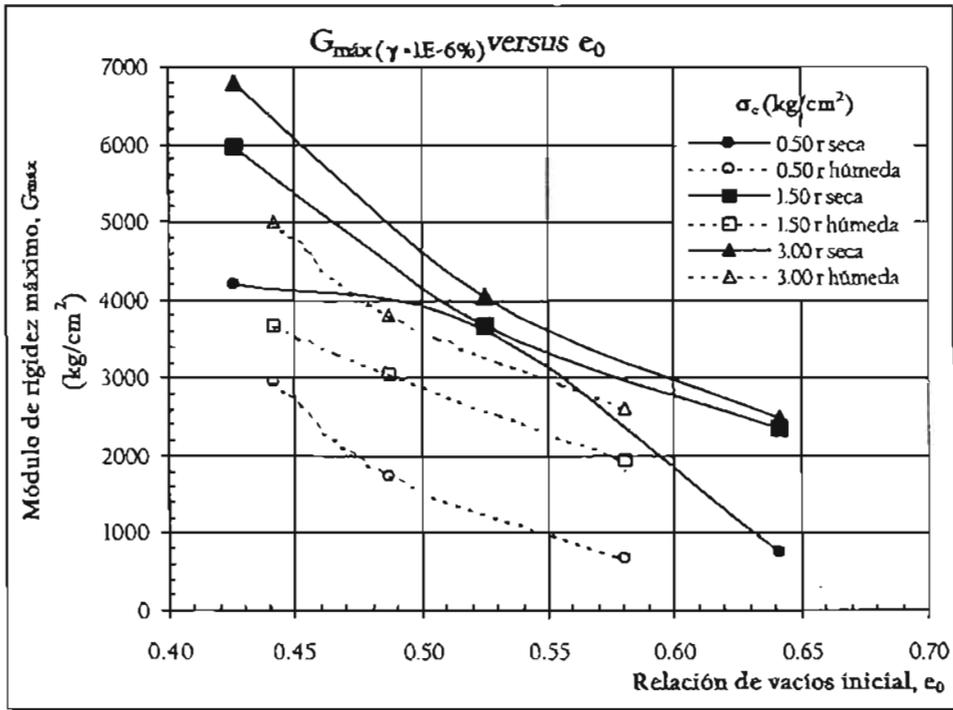


Figura 4.1.10. Variación de $G_{máx}$ versus la relación de vacíos inicial para el banco "El Tamarindo".

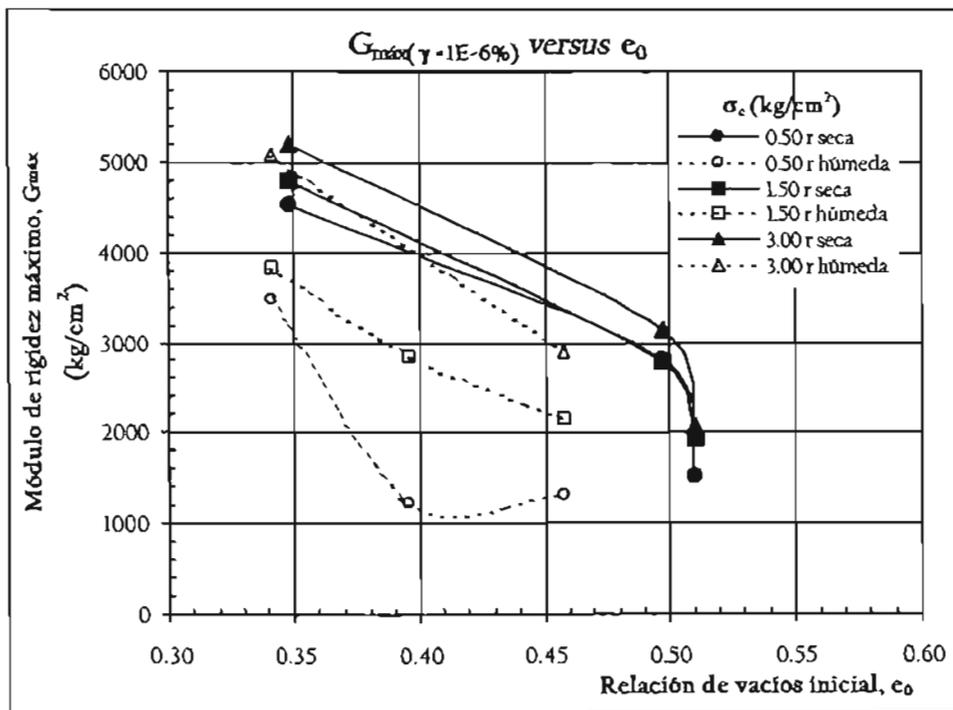


Figura 4.1.11. Variación de $G_{máx}$ versus la relación de vacíos inicial para el banco "Huajintepec".

Relación de amortiguamiento crítico

Otra de las variables de salida de interés es la relación de amortiguamiento crítico o simplemente amortiguamiento; variable que nos define el grado de disipación de la energía que el suelo propicia al ser sometido a una sollicitación dinámica externa.

⊕ El Tamarindo.

Se presentan las curvas $\lambda - \gamma$ experimentales, correspondientes al banco "El Tamarindo" (figuras 4.1.12 a 4.1.14), de la misma forma que se presentaron las curvas $G - \gamma$.

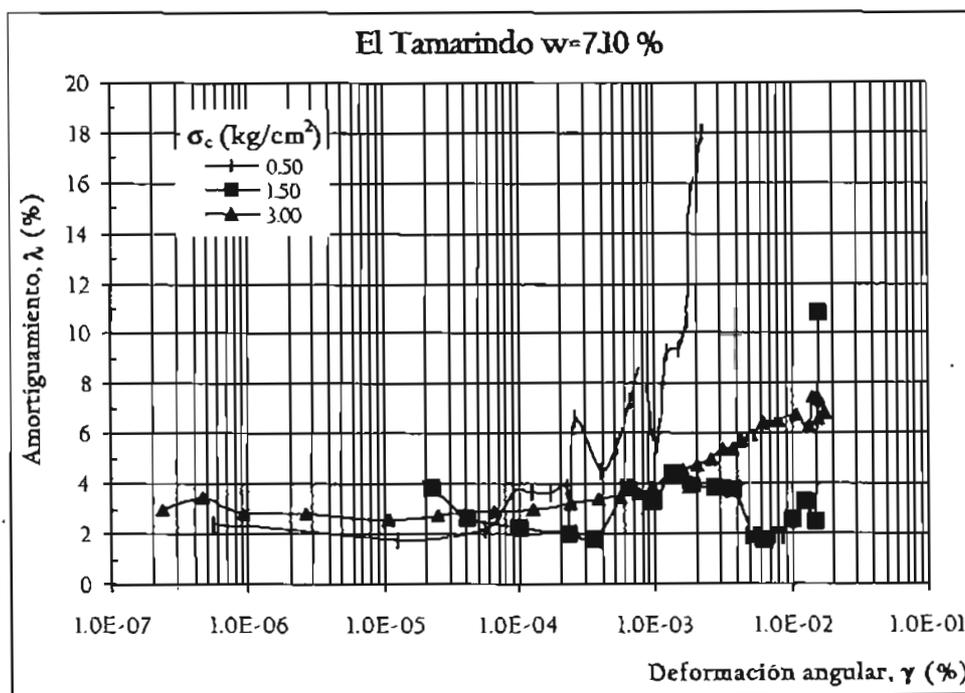


Figura 4.1.12. Curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para un punto correspondiente a la rama seca.

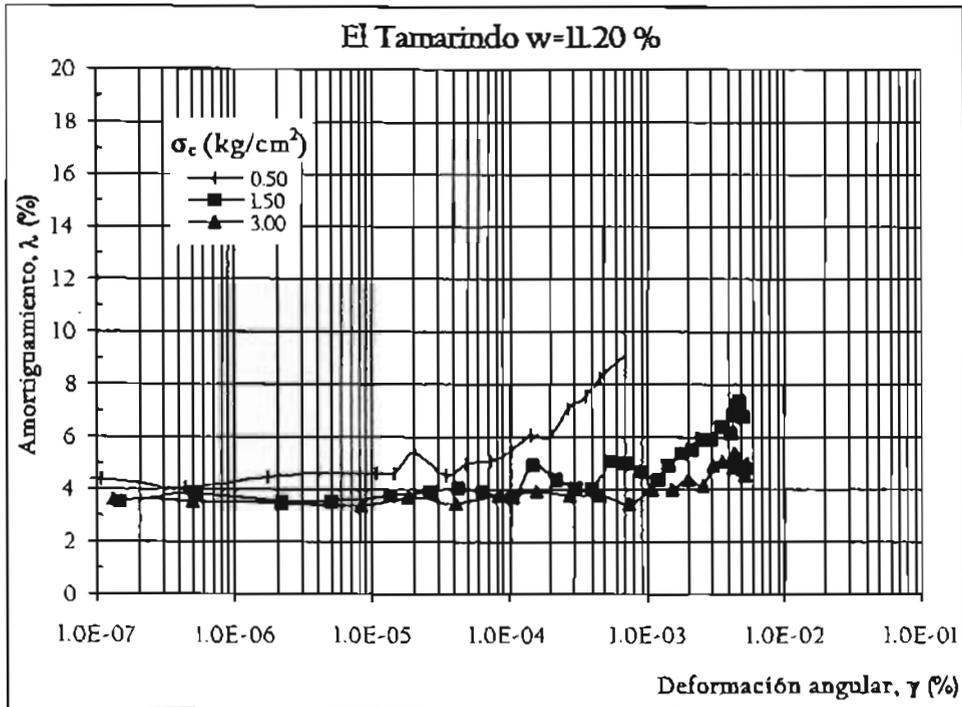


Figura 4.1.13. Curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para un punto aproximado al $\gamma_{dmax} - w_{opt}$.

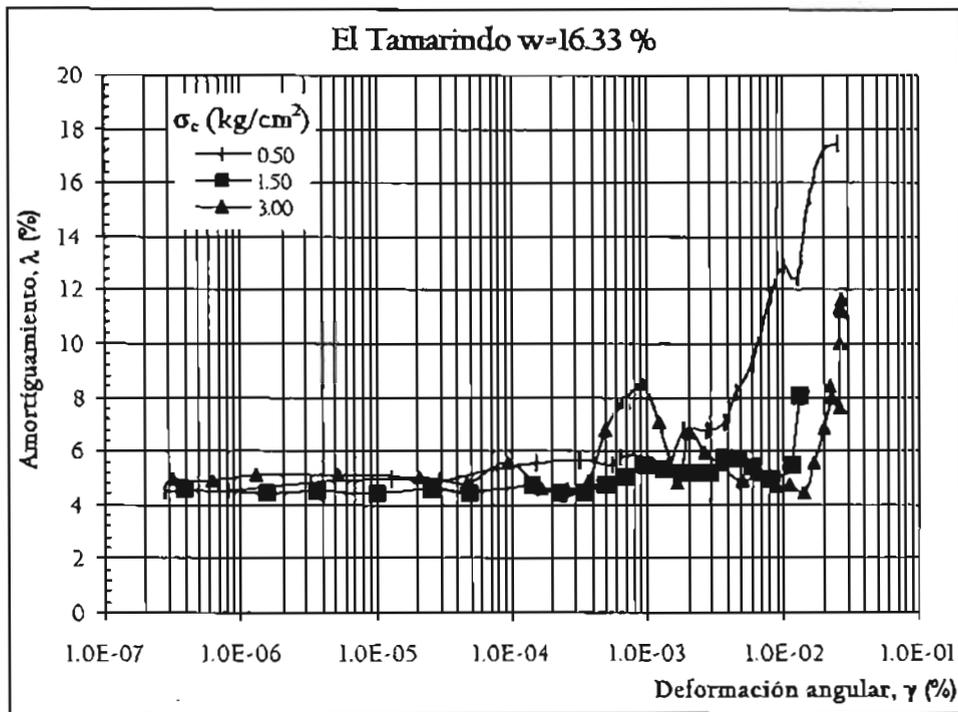


Figura 4.1.14. Curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para un punto correspondiente a la rama húmeda.

ANÁLISIS DE RESULTADOS.

En todos los casos, para valores de γ menores a 10^{-5} %, aproximadamente, el amortiguamiento permanece constante y con valores de λ_{\min} entre 2 y 4%.

Se puede observar que el amortiguamiento aumenta más rápidamente para niveles de presión de confinamiento menores, a excepción del punto en la rama seca de la curva de compactación ($w=7.10$ %), ya que en tal caso los niveles de amortiguamiento para 1.5 y 3.0 kg/cm^2 son muy similares pero para valores de γ de 2×10^{-3} %, el amortiguamiento para la presión de 3.0 kg/cm^2 aumenta más rápidamente que para la presión de 1.5 kg/cm^2 .

Los valores de amortiguamiento más altos alcanzan valores aproximados del 18%, lo que se presenta en el caso de presiones de confinamiento de 0.50 kg/cm^2 .

⊕ Huajintepec.

Ahora, en las figuras 4.1.15 a 4.1.17, se presentan las curvas experimentales para el material del banco "Huajintepec".

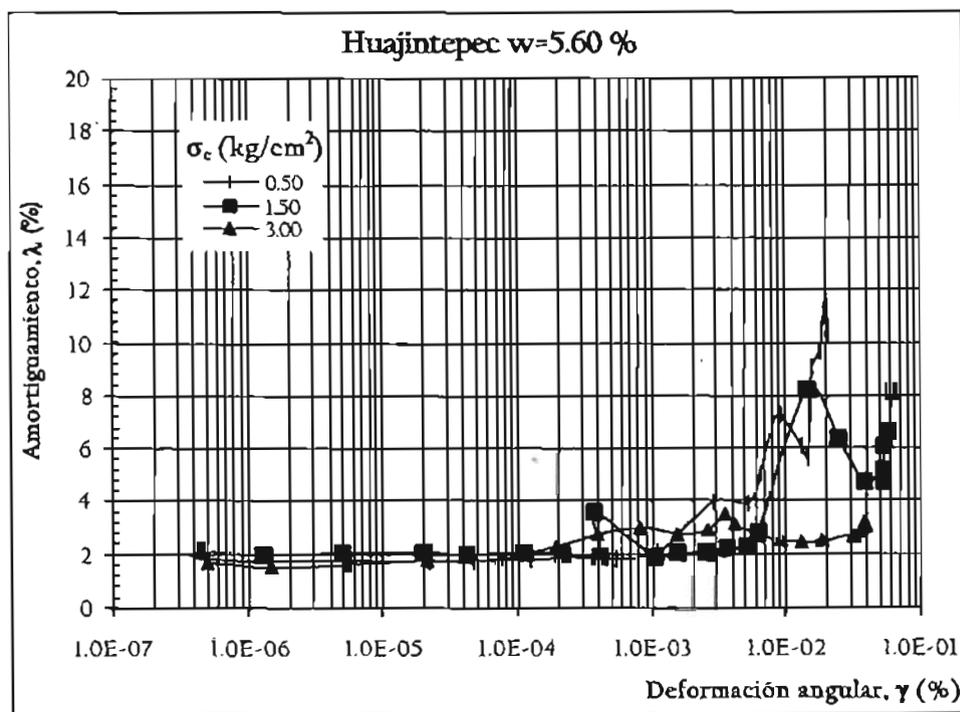


Figura 4.1.15. Curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para un punto correspondiente a la rama seca.

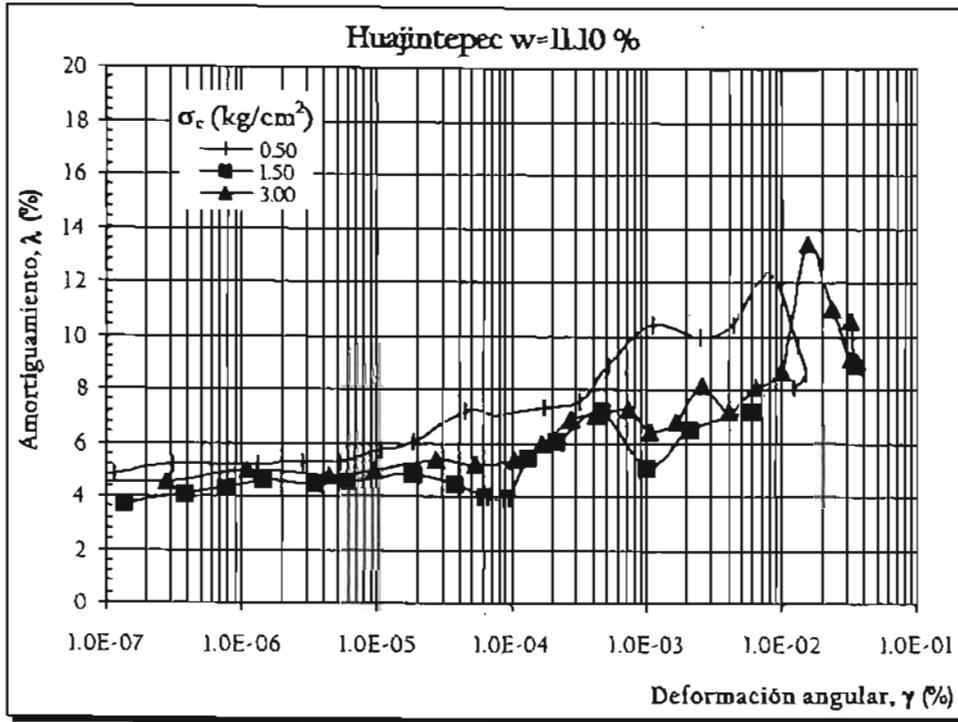


Figura 4.1.16. Curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para un punto aproximado al $\gamma_{dmáx} - w_{opt}$.

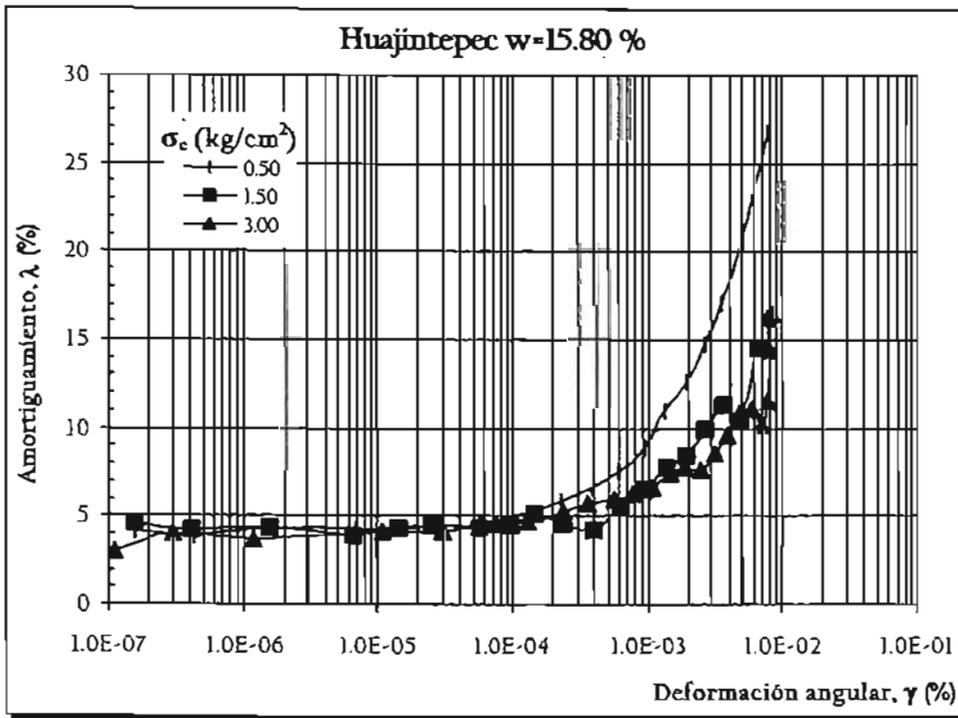


Figura 4.1.17. Curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para un punto correspondiente a la rama húmeda.

Al igual que para el banco “El Tamarindo”, cuando la deformación angular es menor a 10^{-5} %, los valores de λ permanecen casi constantes, con un amortiguamiento mínimo entre el 2 y 4%.

Observando a detalle las curvas en lo que se refiere al cambio de éstas con el contenido de agua, se puede observar que en la rama húmeda el amortiguamiento aumenta ligeramente más rápido que en la rama seca para deformaciones angulares menores, lo cual se hace más notable para el material del banco “Huajintepec”. Lo anterior parece estar relacionado con el tipo de estructuras generadas ya que para estructuras dispersas al haber mayor acomodo de partículas el nivel de amortiguamiento que se disipa es mayor al amortiguamiento almacenado, por ello éste aumenta más rápido en la rama húmeda que en la rama seca; sin embargo, lo antes mencionado es apenas perceptible. Ahora bien, se cree que esto es más notable para el material del banco “Huajintepec” debido a que el material “entra” a la rama húmeda para valores del contenido de agua menores, como se puede ver en las curvas de compactación.

El amortiguamiento más alto registrado promedia valores entre el 10 y 12% aunque se alcanzan valores tan altos como 27% en el caso de la rama húmeda del material del banco “Huajintepec”, lo cual puede explicarse por lo mencionado en el párrafo anterior.

Existen, sin lugar a dudas, particularidades sobre la forma de las curvas experimentales obtenidas. Como puede observarse la mayoría de las curvas en ambos bancos de materiales presentan irregularidades en su forma, lo cual se atribuye a la sensibilidad del método utilizado. Probablemente este factor pueda reducirse si las curvas de aceleraciones totales se “limpian” con un “filtro” más eficiente a fin de reducir el probable ruido; sin embargo, la forma de estas curvas es similar a las obtenidas con otros materiales en otras investigaciones, por ejemplo, Cano, (2003); Flores y Romo, (2003), etc.

Variación de la aceleración máxima tangencial con la deformación angular

Para cerrar este apartado, se presenta el incremento de la aceleración máxima tangencial, al incrementar la deformación angular. En las figuras 4.1.18 y 4.1.19 se grafican la aceleración máxima tangencial o simplemente aceleración máxima contra la deformación angular para un esfuerzo de confinamiento de 1.50 kg/cm^2 . En la figura 4.1.18 se presentan las curvas $a_{\text{máx}}$ versus γ para cada probeta de la curva de compactación para el material del banco de “El Tamarindo”; en la fig. 4.1.19 se presentan las correspondientes al material del banco “Huajintepec”.

Cabe resaltar que esta aceleración máxima es la que se desarrolla cuando se tiene la frecuencia de resonancia. Es importante notar que la variación de estas curvas ($a_{\text{máx}}$ versus γ) es mucho más suave que las correspondientes a las de los amortiguamientos (λ versus γ), lo que indica que pequeñas variaciones en las frecuencias f_1 y f_2 causan dispersión en los valores calculados de λ .

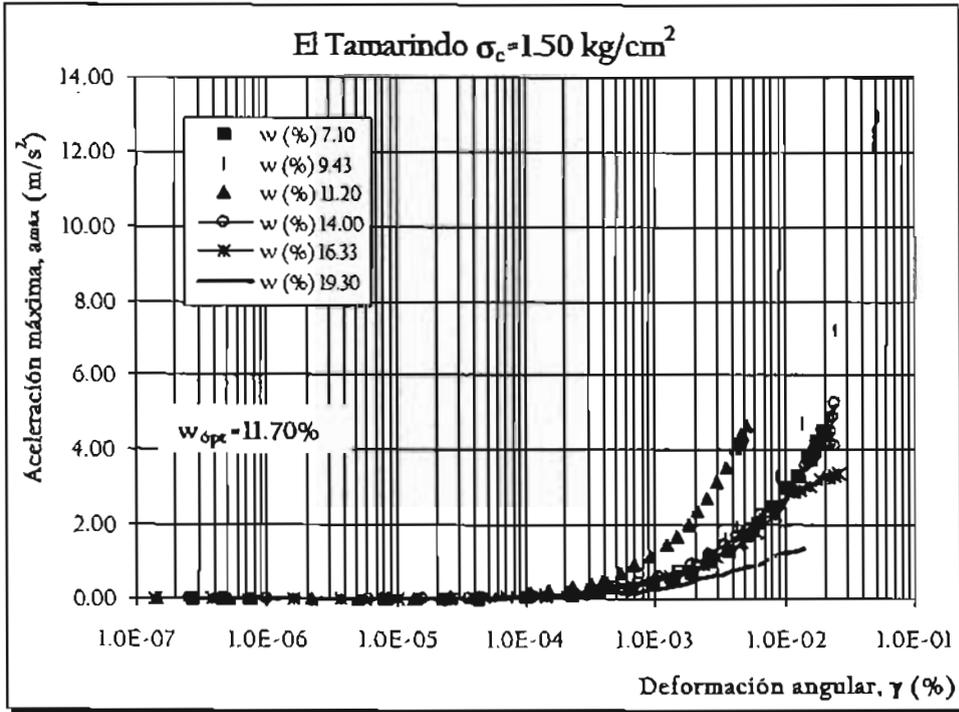


Figura 4.1.18. Curvas a_{max} versus γ para las probetas del material del banco "El Tamarindo".

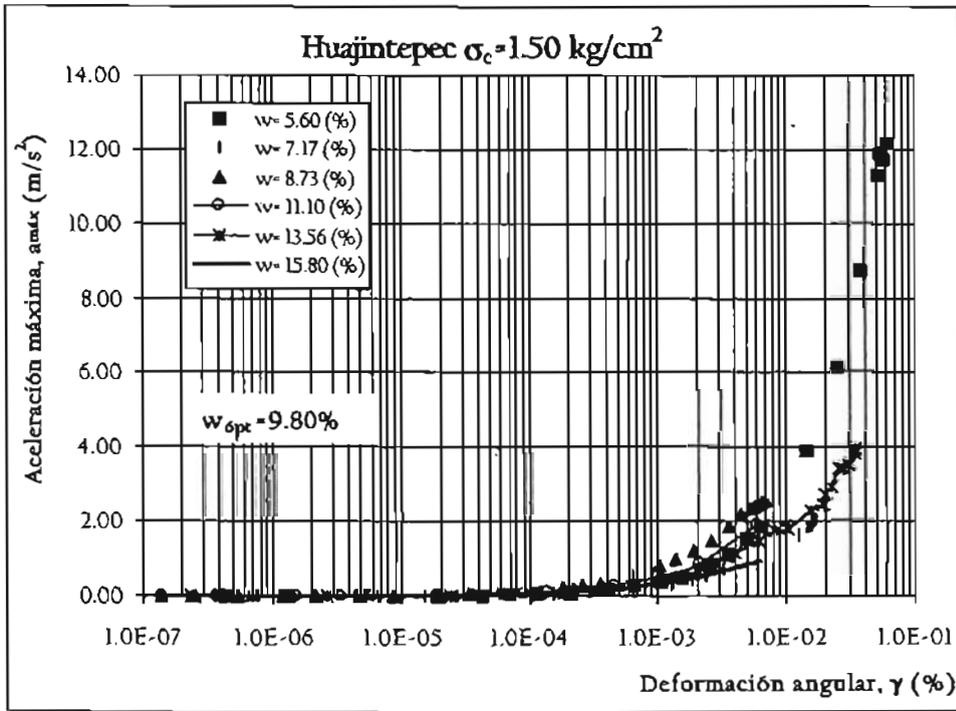


Figura 4.1.19 Curvas a_{max} versus γ para las probetas del material del banco "Huajintepec".

De las figuras 4.1.18 y 4.1.19 se observa lo siguiente:

- a) El crecimiento en la curva $a_{m\acute{a}x} - \gamma$ es más rápido para el contenido de agua más cercano al óptimo, cuando se llega a éste por la rama seca, y
- b) Para todas las curvas $a_{m\acute{a}x} - \gamma$ se observa que aumentan de manera importante en el ciclo en que la curva $G - \gamma$ comienza su degradación y deja de ser lineal; esto es, para deformaciones angulares entre 0.001 y 0.01%.

Considerando ahora sólo una de las probetas para cada material, en las figuras 4.1.20 y 4.1.21 se puede observar, cómo varía la curva $a_{m\acute{a}x} - \gamma$ al incrementarse el esfuerzo de confinamiento. De éstas figuras, podemos ver que para ambos casos el nivel de presión de confinamiento no afecta la forma de la curva para deformaciones menores a $10^{-4}\%$. Sin embargo, para deformaciones mayores, se ve claramente que a mayor presión de confinamiento la aceleración aumenta más rápidamente, además de que se alcanzan aceleraciones mayores.

De las figuras 4.1.18 a 4.1.21 se deduce que, existe y se define claramente una deformación angular crítica, la que si se compara a las curvas $G - \gamma$, como por ejemplo las figuras 4.1.2 y 4.1.5, el aumento en la aceleración máxima corresponde aproximadamente al inicio del decremento en el módulo de rigidez. Para precisar este umbral, es necesario realizar más ensayos para complementar los presentados en esta tesis.

En el caso de que se quisiera establecer alguna equivalencia entre las aceleraciones máximas antes presentadas y las aceleraciones máximas del terreno para un sitio específico, esto se podría llevar a cabo a través de espectros de respuesta empleando para tal efecto la medición de la respuesta del terreno, a través de acelerógrafos; sin embargo, me parece que con tal método el intervalo de medición de deformaciones, para establecer una deformación angular crítica estaría muy reducido ya que el espectro analizado estaría limitado en comparación con la diversidad de amplitudes que se pueden manejar en el laboratorio y por ende del nivel de deformaciones que permiten establecer el umbral que separa el comportamiento elástico no degradable del comportamiento degradable.

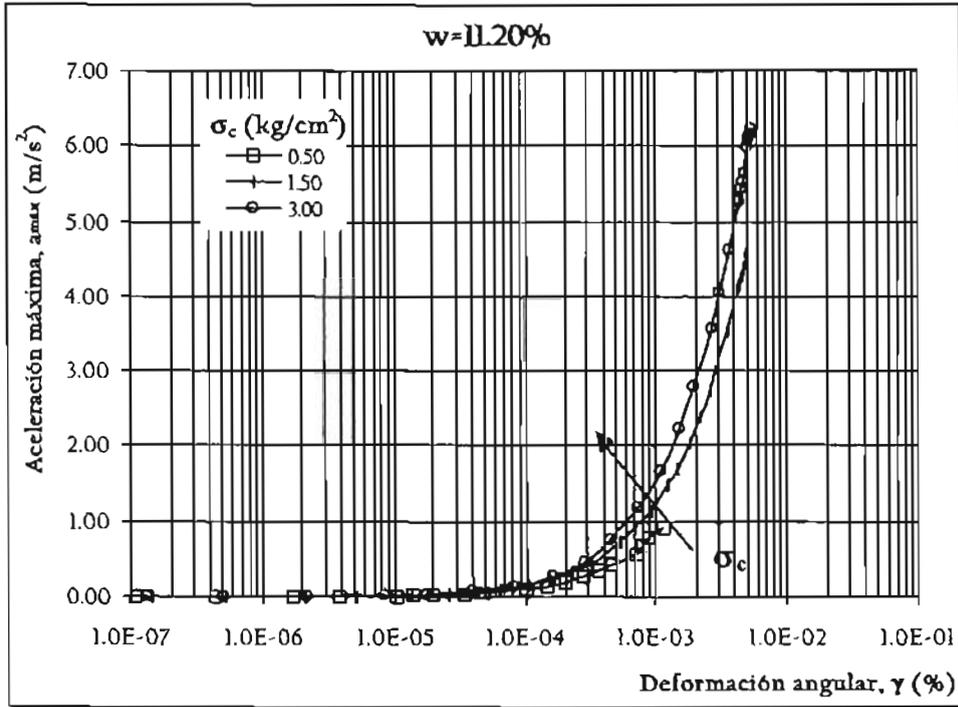


Figura 4.1.20. Variación de a_{max} versus γ con el esfuerzo de confinamiento para el material del banco "El Tamarindo".

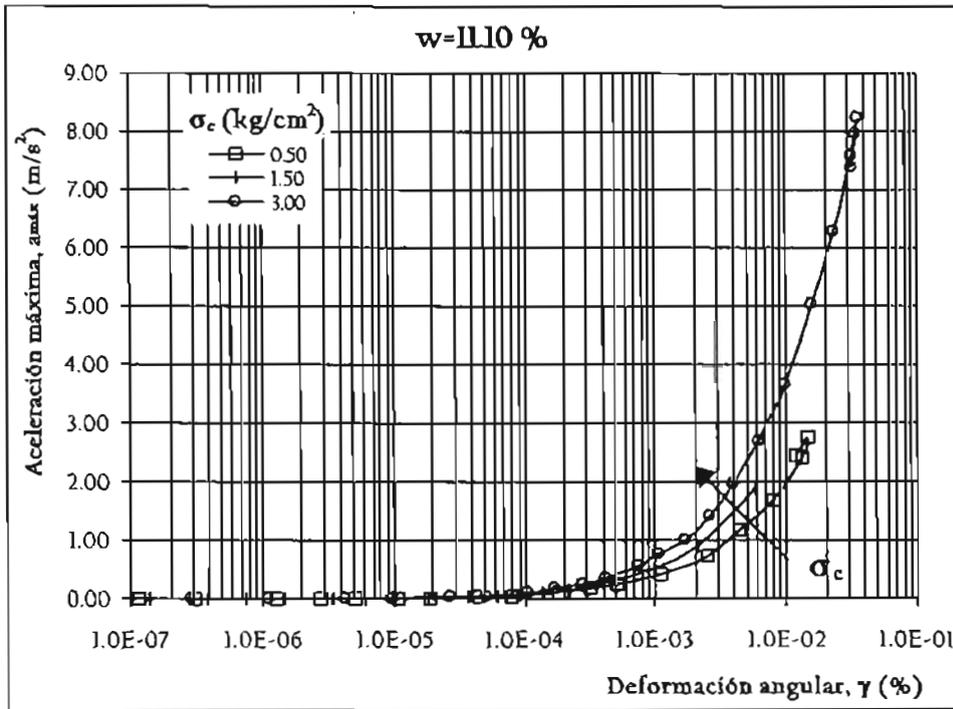


Figura 4.1.21. Variación de a_{max} versus γ con el esfuerzo de confinamiento para el material del banco "Huajintepec".

4.2. Influencia del grado de saturación en los parámetros dinámicos.

Del apartado anterior hemos observado que las variables $\gamma_{dm\acute{a}x}$ y w_{opt} son de gran importancia y que éstas influyen en la magnitud y comportamiento de los parámetros G y λ , ahora habremos de observar cuál es el efecto que genera el grado de saturación.

Variación de $G_{m\acute{a}x}$ con el grado de saturación (G_w)

En este trabajo llamaremos G_w al grado de saturación y no S_r . Ahora bien, en el apartado anterior observamos que la relación de vacíos juega un papel importante en el comportamiento dinámico de los suelos debido al efecto que tiene sobre el módulo de rigidez. Es importante entonces conocer cuál es la diferencia en el comportamiento dinámico de los suelos si los vacíos existentes en la estructura de aquellos se ocupa por agua en vez de aire. Debido a lo anterior es de interés conocer la variación entre los parámetros dinámicos y el grado de saturación.

En las figuras 4.2.1 y 4.2.2. se presenta la variación del módulo de rigidez máximo para cada una de las pruebas realizadas con diferentes porcentajes del grado de saturación; es decir, se observa el comportamiento de $G_{m\acute{a}x}$ al variar el grado de saturación asociado al contenido de agua con que se formaron cada una de las probetas.

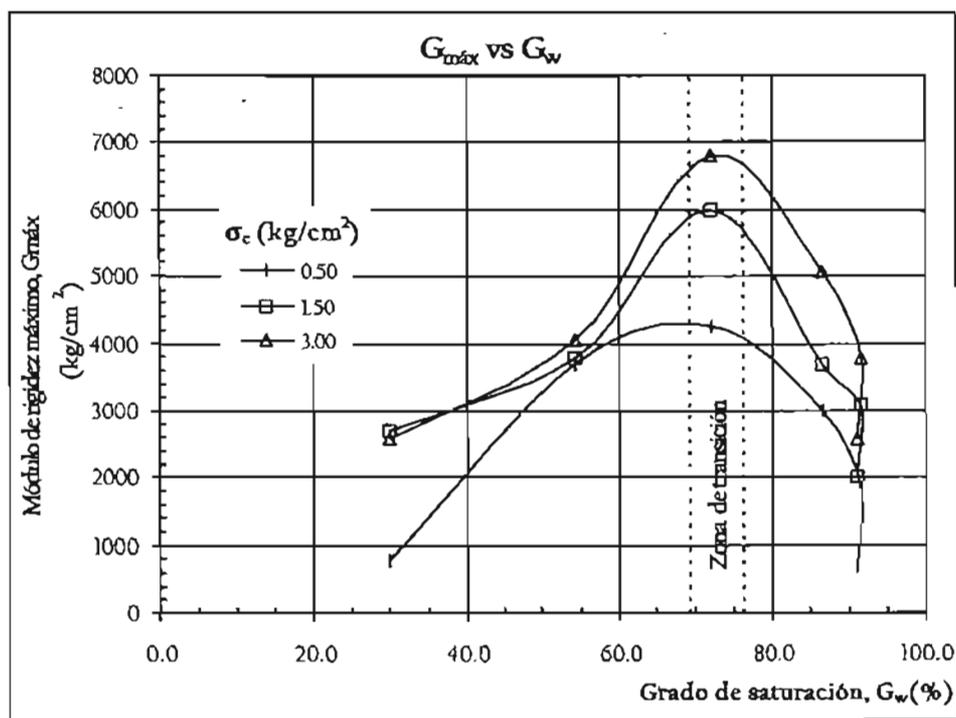


Figura 4.2.1. Variación de $G_{m\acute{a}x}$ con el grado de saturación para el material del banco "El Tamarindo".

De la figura 4.2.1 se desprende que existe un grado de saturación de umbral a partir del cual el módulo de rigidez disminuye, independientemente del esfuerzo confinante. Para este caso, tal umbral es del orden del 70% de saturación.

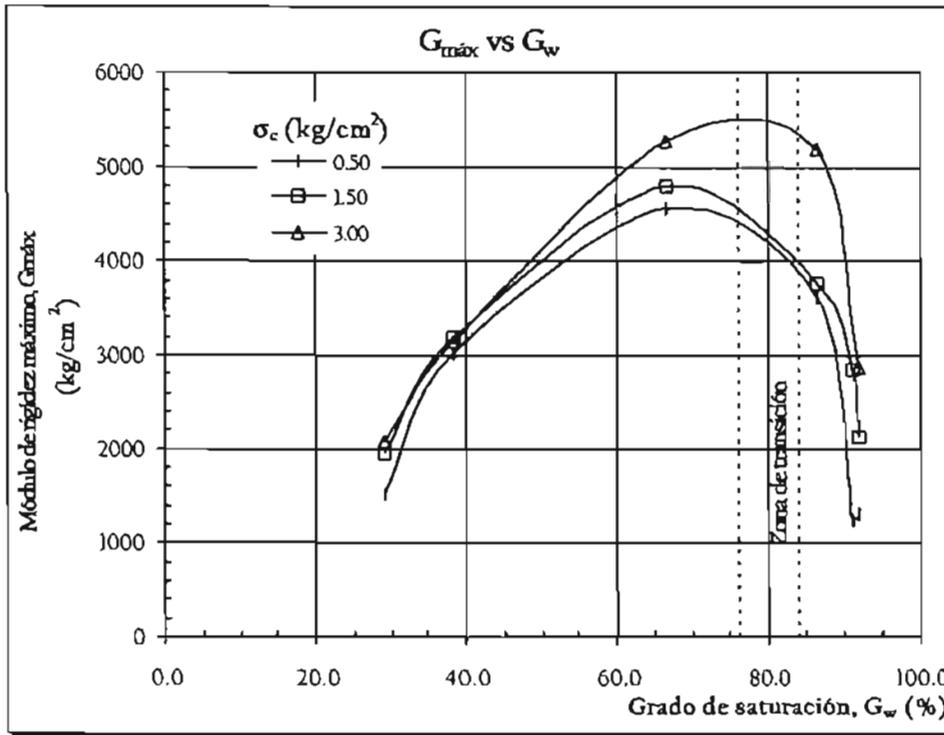


Figura 4.2.2. Variación de G_{max} con el grado de saturación para el material del banco "Huajintepec".

Para el caso del material del banco "Huajintepec" se puede observar una tendencia similar al del material del banco "El Tamarindo", con la diferencia de que parece que el efecto de la presión de confinamiento es menor. En este material se observa que el grado de saturación de umbral, es cercano al 80%.

Variación de λ con el grado de saturación

En las figuras 4.2.3 y 4.2.4 se muestra la influencia del grado de saturación sobre el amortiguamiento mínimo ($\gamma \leq 10^{-6}$ %). Los valores del amortiguamiento máximo no se consideran debido a que como se sabe, el rango de deformaciones angulares que pueden aplicarse a la probeta en el equipo de columna resonante es bajo, por lo que es difícil alcanzar los niveles de deformación angular que son necesarios para determinar el amortiguamiento máximo alcanzado en una probeta. La figura 4.2.3 muestra la variación del amortiguamiento mínimo, para el material del banco de "El Tamarindo", mientras que la fig. 4.2.4 muestra la correspondiente al banco de "Huajintepec"; ambas presentan la variación λ_{min} para los tres niveles de esfuerzo a los que fue sometida cada una de las 12 probetas ensayadas.

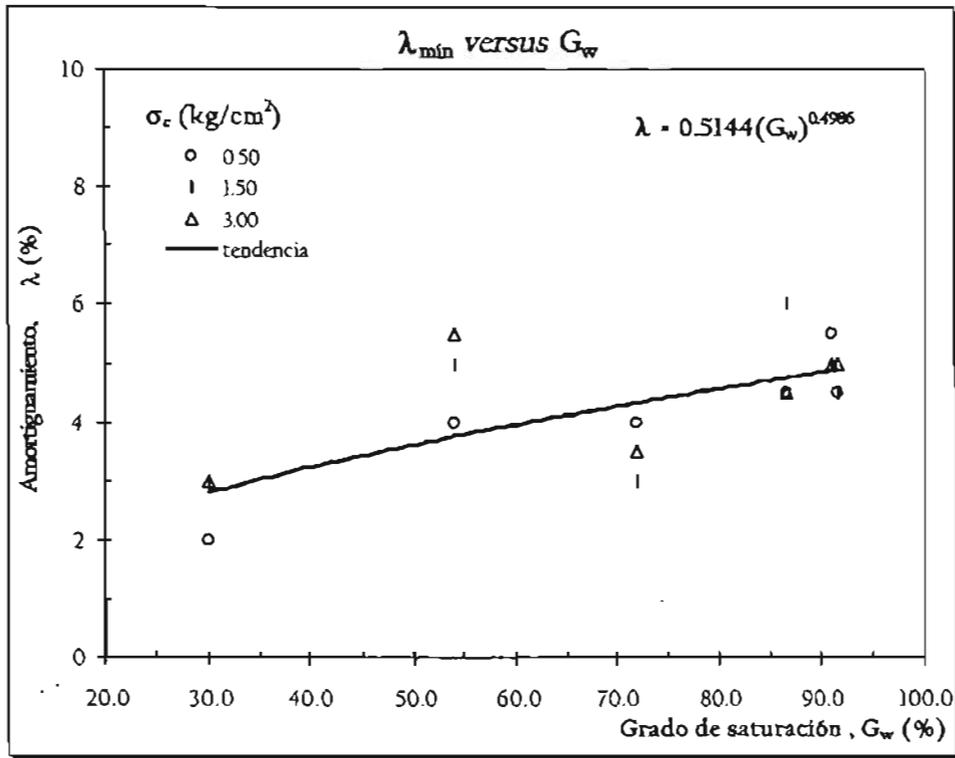


Figura 4.2.3. Variación de $\lambda_{\text{mín}}$ con el grado de saturación, para el material del banco "El Tamarindo".

De las dos figuras podemos concluir lo siguiente:

- i) El amortiguamiento mínimo, independientemente del nivel de presión de confinamiento en la cámara, oscila entre el 2 y el 6 %, para ambos casos; es decir, la magnitud de la presión de confinamiento en la cámara, no es una variable que parezca influir demasiado en el amortiguamiento mínimo, aunque las diferencias pueden deberse a la dispersión de los resultados, debido a la sensibilidad del procedimiento para obtener λ .
- ii) En lo que se refiere a la variación con el grado de saturación, podemos ver en el material del banco "El Tamarindo" que la tendencia muestra que al aumentar el grado de saturación, el amortiguamiento mínimo también aumenta, aunque para las probetas con el grado de saturación para el que el contenido de humedad es el óptimo hay una reducción; no sucede así para el material del banco "Huajintepec", en donde se aprecia un incremento casi lineal en el amortiguamiento mínimo al aumentar el grado de saturación.

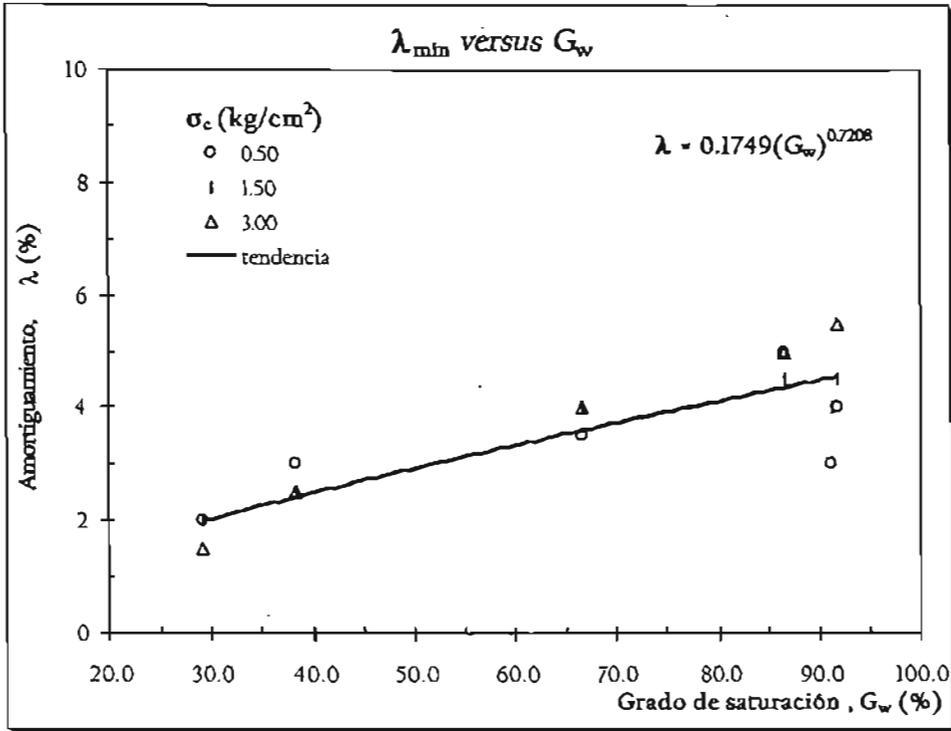


Figura 4.2.4. Variación de $\lambda_{mín}$ con el grado de saturación, para el material del banco "Huajintepec".

Los resultados indican, en general, que si el grado de saturación aumenta el amortiguamiento se incrementa, aunque este incremento parece no ser muy significativo.

Si se extrapolaran los resultados aquí observados, a un hecho práctico, por ejemplo en el caso de que los materiales aquí estudiados conformasen el núcleo de la presa que se pretende construir, podríamos argumentar que al llenarse la presa, los materiales que quedan por debajo de la línea de corriente superior, incrementan su grado de saturación, aumentando su capacidad de disipación de energía. Este aspecto debe tenerse en mente al realizar los estudios dinámicos de la cortina.

4.3. Influencia del esfuerzo de confinamiento en los parámetros dinámicos.

Si bien se ha venido observando cómo afecta el nivel de presión de confinamiento junto con las otras variables analizadas, ahora se habrá de subrayar cómo afecta esta variable a las propiedades dinámicas en estudio.

Módulo de rigidez al cortante, $G_{m\acute{a}x}$

En las figuras 4.3.1 y 4.3.2 se presenta la tendencia de $G_{m\acute{a}x}$ observada para cada una de las pruebas ejecutadas en los dos materiales en estudio, al incrementar la presión de confinamiento en la cámara. Los valores de $G_{m\acute{a}x}$ presentados son los correspondientes para $\gamma \cong 10^{-6}\%$.

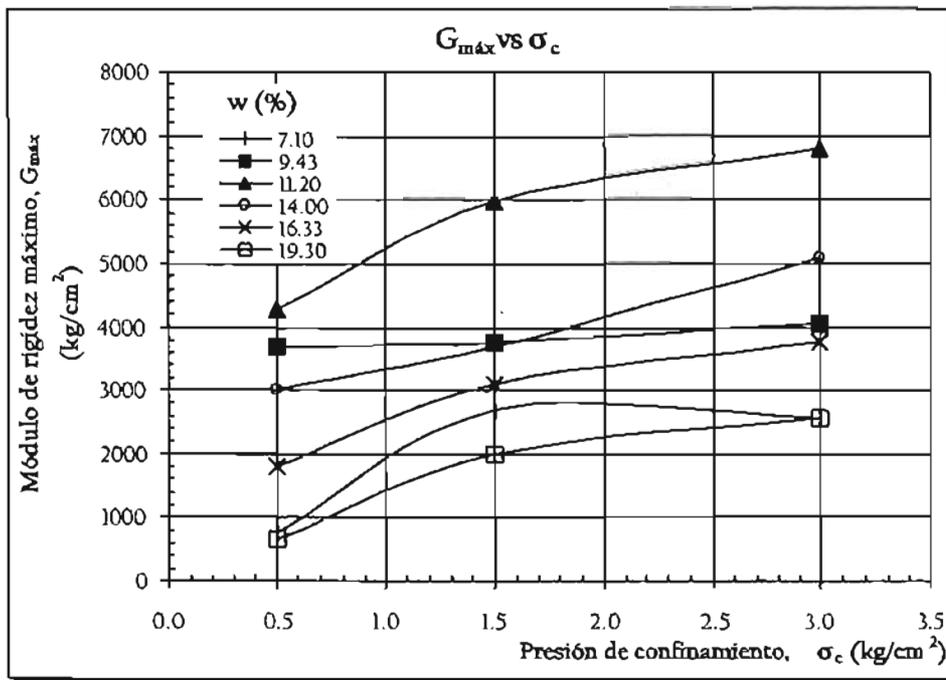


Figura 4.3.1. Variación de $G_{m\acute{a}x}$ con el esfuerzo de confinamiento para el material del banco "El Tamarindo".

Es evidente que el módulo de rigidez al cortante máximo se eleva al aumentar la presión de confinamiento, lo cual ya diversos investigadores lo han hecho notar antes, primordialmente para suelos saturados, en términos de esfuerzos efectivos. Para el caso de suelos parcialmente saturados, al aplicar el esfuerzo confinante, en condiciones no drenadas, el volumen de vacíos se reduce, lo cual conduce a una densificación del material con el consecuente aumento en su rigidez.

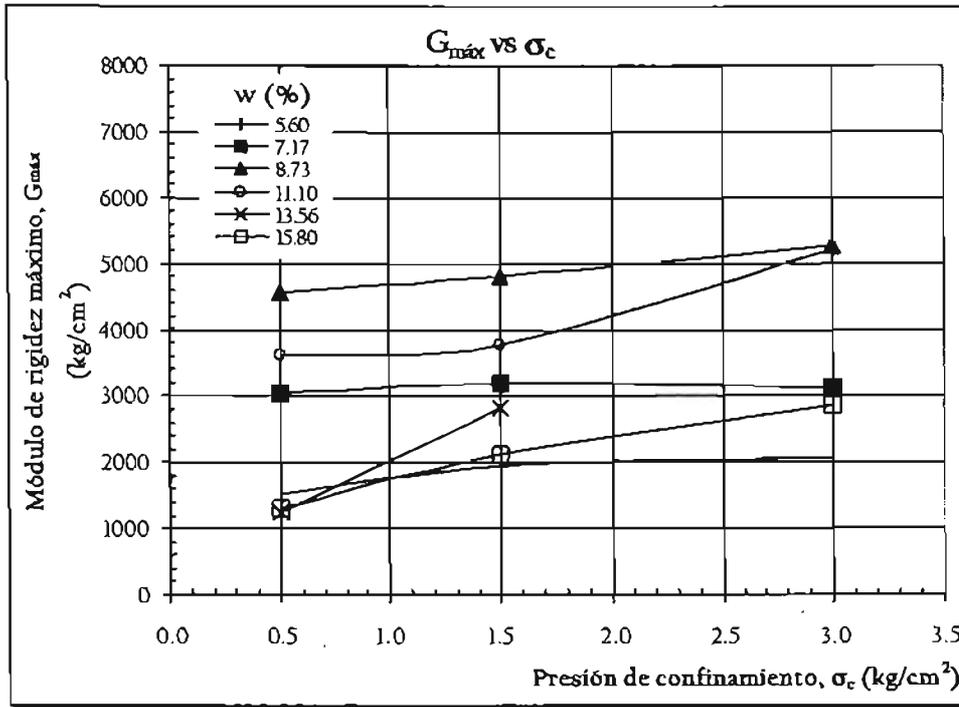


Figura 4.3.2. Variación de G_{max} con el esfuerzo de confinamiento para el material del banco "Huajintepec".

Se puede observar también, de las figuras 4.3.1 y 4.3.2 que para las probetas cuyo contenido de agua es cercano al óptimo, G_{max} alcanza valores más altos, lo cual ya se había observado antes y reafirma el hecho de que las variables w_{opt} y $\gamma_{dmáx}$ son de gran importancia. Esto último puede notarse con mayor claridad si se trazan curvas en las que se grafiquen en las abscisas el valor del contenido de agua de cada una de las probetas, y en el eje de las ordenadas las magnitudes de los módulos de rigidez máxima obtenidos para cada probeta (figs 4.3.3 y 4.3.4). Es singularmente interesante que estas curvas G_{max} versus w , son geoméricamente semejantes a las curvas de compactación. En este caso, el esfuerzo de confinamiento es el símil de la energía de compactación.

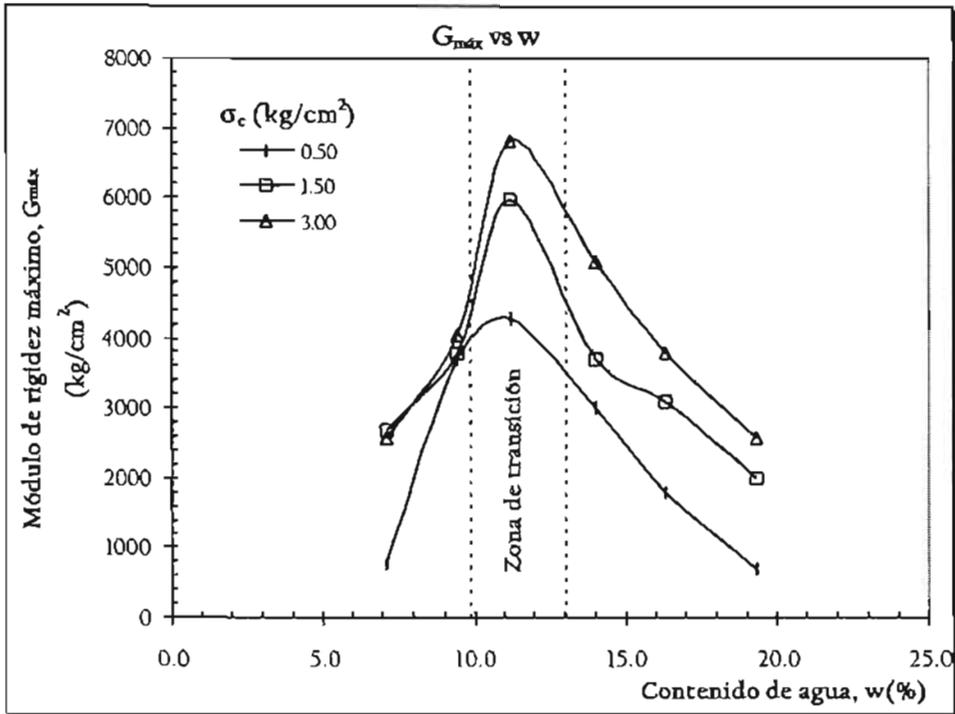


Figura 4.3.3. Curva G_{máx} versus w para los tres niveles de esfuerzo de confinamiento para el material del banco "El Tamarindo".

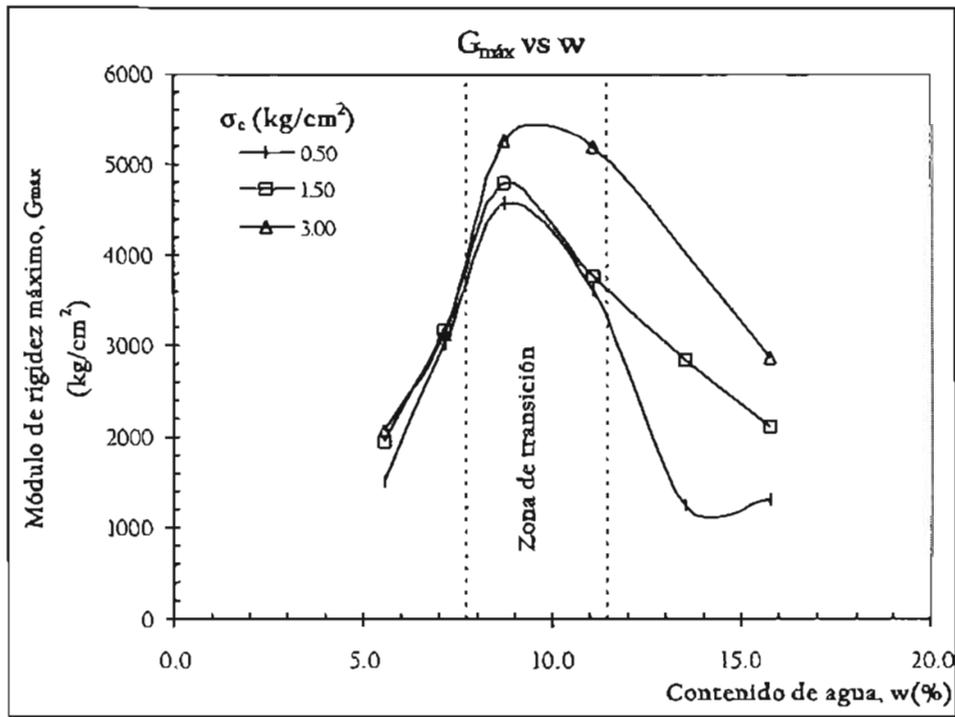


Figura 4.3.4. Curva G_{máx} versus w para los tres niveles de esfuerzo de confinamiento para el material del banco "Huajintepec".

Amortiguamiento.

En las figuras 4.3.5 y 4.3.6 se aprecia la variación del amortiguamiento mínimo al aumentar el nivel de presión confinante en la cámara, para diferentes contenidos de agua conforme a la posición de las probetas en las curvas de compactación. De igual forma que para las gráficas de $G_{máx}$, se presenta en las abscisas el nivel de presión confinante y en las ordenadas el porcentaje de amortiguamiento mínimo.

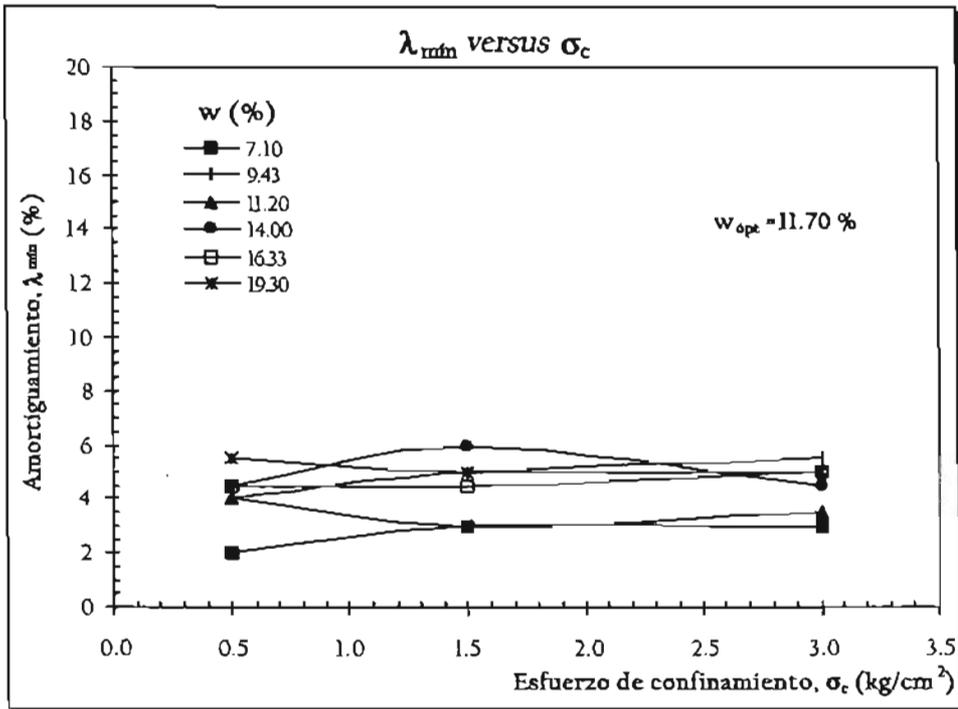


Figura 4.3.5. Variación del amortiguamiento mínimo con el esfuerzo de confinamiento para el material del banco "El Tamarindo".

5. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS UTILIZANDO UN MODELO DINÁMICO NO LINEAL TIPO MASING.

5.1. Descripción del modelo.

De acuerdo con Kramer, (1996), los modelos empleados para analizar el comportamiento dinámico de los suelos se pueden clasificar en tres tipos:

- 1) Modelos de tipo lineal equivalente,
- 2) Modelos dinámicos no lineales, y
- 3) Modelos constitutivos avanzados.

Se puede decir que los primeros son los más simples y los más empleados, sin embargo poseen limitaciones para representar algunos aspectos del comportamiento de los suelos bajo condiciones de carga cíclica. Por otra parte, los modelos constitutivos avanzados pueden representar mayores detalles del comportamiento dinámico de los suelos; sin embargo, su complejidad y dificultad de calibración los vuelve poco prácticos. Los modelos dinámicos no lineales representan una alternativa intermedia. En lo que sigue, se presentan estos enfoques de manera general.

Modelo lineal equivalente.

Un suelo sujeto a una carga cíclica simétrica, por ejemplo como podría esperarse para aquél suelo bajo la superficie libre de cargas por estructuras adyacentes podría presentar un lazo de histéresis como el mostrado en la fig. 5.1.1. Este lazo de histéresis puede describirse tanto por el trazo del lazo en sí, o bien por parámetros que describan su forma. Se puede decir de forma generalizada que son dos cosas las que nos van a interesar de la forma del lazo de histéresis, éstas son: su inclinación y su ancho. La inclinación del lazo depende de la rigidez del suelo, la cual puede describirse en cualquier momento durante el proceso de carga a través del módulo de rigidez al cortante tangente (G_{tan}). Aunque G_{tan} varía para cada ciclo de carga, su valor promedio sobre todo el lazo puede aproximarse con el módulo de rigidez secante (G_{sec}). De la fig 5.1.1 podemos ver que:

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (5.1.1)$$

donde:

τ_c : es el esfuerzo cortante cíclico

γ_c : es la deformación angular

Por otra parte, el ancho del lazo está relacionado con el área, la cual es una medida de la energía de disipación y que puede describirse por la relación de amortiguamiento:

$$\lambda = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{\text{lazo}}}{G_{\text{sec}} \gamma_c^2} \quad (5.1.2.)$$

donde:

W_D : es la energía disipada,
 W_S es la energía de disipación máxima, y
 A_{lazo} : es el área del lazo de histéresis.

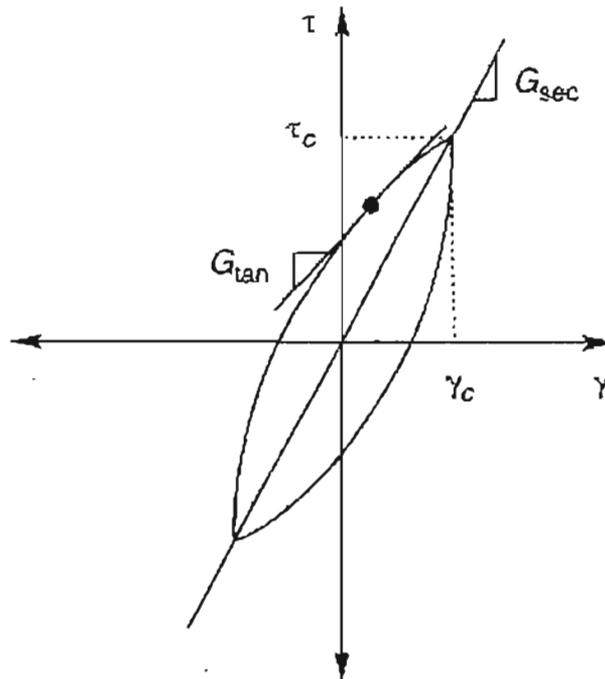


Figura 5.1.1. Esquema de un lazo de histéresis para definir G_{sec} y G_{tan} . De Kramer, 1996.

Los parámetros G_{sec} y λ son comúnmente llamados parámetros del material lineal equivalente y para cierto tipo de análisis de respuesta del terreno se usan directamente para describir el comportamiento del suelo. Debido a que la mayoría de los métodos usados, se basa en las propiedades de tales parámetros, se ha puesto especial énfasis en caracterizar G_{sec} y λ para diferentes tipos de suelo. Quizá las desventajas más notables de este tipo de modelo sean, que son sólo una aproximación del comportamiento no lineal del suelo, además de que no puede ser empleado directamente para problemas en los que se involucren deformaciones permanentes o deformaciones de falla, de hecho los modelos de este tipo implican que la deformación siempre regrese a cero después de un ciclo de carga y mientras un material lineal no presente una resistencia límite, no puede ocurrir la falla. De cualquier forma, la hipótesis de linealidad ha permitido una clase eficiente de modelos computacionales para ser empleados en el análisis de respuesta del terreno.

Modelos dinámicos no lineales.

Este tipo de modelos nos permite representar de manera más precisa el comportamiento esfuerzo–deformación no lineal de los suelos, ya que éstos siguen la trayectoria esfuerzo–deformación durante cargas cíclicas. Estos modelos son capaces de representar la resistencia al corte de los suelos, además de los cambios en los esfuerzos efectivos durante carga cíclica no drenada, si se cuenta con un modelo apropiado que considere la generación de presión de poro. Actualmente se ha desarrollado una gran variedad de modelos dinámicos no lineales, sin embargo todos están caracterizados por los dos puntos siguientes:

- a) una curva esqueleto, y
- b) una serie de “reglas” que gobiernan el comportamiento de carga–descarga, degradación de la rigidez y otros efectos.

El modelo más simple de este tipo cuenta generalmente con curvas esqueleto simples y sólo unas cuantas reglas, entonces, este tipo de modelos se vuelven más complejos conforme incorporan más reglas que les permiten representar de mejor forma los efectos de carga irregular, densificación, generación de presión de poro u algunos otros efectos. No obstante la aplicabilidad de estos modelos está generalmente muy restringida, aún cuando el rango de condiciones iniciales así como las trayectorias de esfuerzos sean importantes.

El comportamiento de estos modelos puede ilustrarse a través de un ejemplo muy simple en el que la forma de la curva esqueleto (fig. 5.1.2) se describe a través del esfuerzo cortante como una función de la deformación angular ($\tau = F_e(\gamma)$), tal función esqueleto $F_e(\gamma)$ puede describirse por la siguiente ecuación de tipo hiperbólico:

$$F_e(\gamma) = \frac{G_{m\acute{a}x}\gamma}{1 + (G_{m\acute{a}x} / \tau_{m\acute{a}x})\gamma} \quad (5.1.3.)$$

En general, la forma de cualquier curva esqueleto se ajusta a dos parámetros: la rigidez inicial (bajas deformaciones) y la resistencia al corte del suelo (altas deformaciones).

Como se ha dicho, estos modelos están gobernados además de la curva esqueleto, por una serie de reglas que permiten al modelo gobernar efectos como la carga y descarga, etc, en el caso del ejemplo de la curva de la fig 5.1.2. las reglas que gobiernan la respuesta del suelo ante carga cíclica son:

- i) Para la etapa de carga inicial, la curva esfuerzo–deformación sigue a la curva esqueleto.

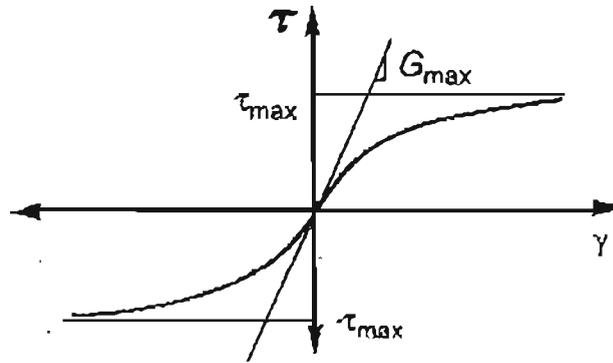


Figura 5.1.2. Ejemplo de una curva esquelito de tipo asintótica e hiperbólica.

- ii) Si se genera un esfuerzo inverso en un punto definido por (γ_r, τ_r) la curva esfuerzo-deformación sigue un camino trazado por la ecuación de la siguiente forma:

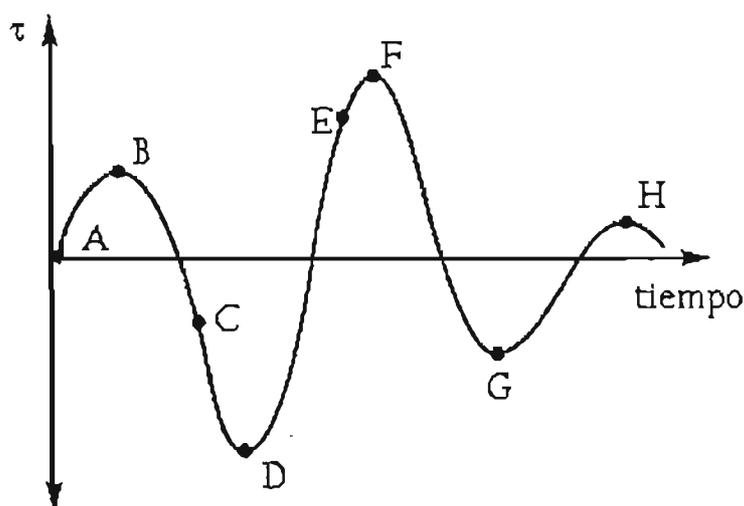
$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = F_e \left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2} \right) \quad (5.1.4)$$

Lo anterior significa que las curvas de carga y descarga tienen la misma forma que la curva esquelito, sin embargo el origen de aquellas se sitúa en el punto de inversión de carga, pero está afectado por un factor de dos.

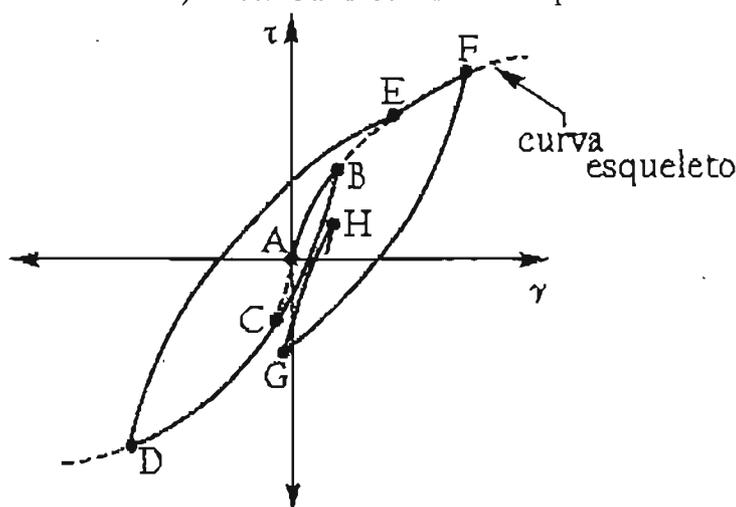
- iii) Si una curva de carga y descarga excede la máxima deformación anterior e interseca la curva esquelito, entonces la primera seguirá a la curva esquelito hasta la próxima inversión de esfuerzos.
- iv) Si una curva de carga y descarga cruza otra curva del mismo tipo, pero del ciclo anterior, entonces la curva esfuerzo-deformación seguirá la curva del ciclo previo.

Los modelos que siguen las cuatro reglas anteriores se les suele considerar modelos tipo Masing, una muestra de este tipo de modelos se ejemplifica con la fig. 5.1.3. De esta figura se puede observar cómo comienza el ciclo de carga en el punto A, entonces la curva esfuerzo-deformación durante la carga inicial (de A a B) sigue la curva esquelito como estipula la primera regla. Para el punto B la carga se invierte y el tramo de descarga de la curva esfuerzo-deformación se aleja de B a lo largo de la trayectoria definida por la regla (ii). Debe resaltarse aquí que el módulo inicial de descarga es igual a $G_{m\acute{a}x}$. A continuación podemos ver cómo la trayectoria de descarga interseca en el punto C a la curva esquelito y de acuerdo con la regla (iii) continúa a lo largo de la curva esquelito hasta la próxima inversión de carga en el punto D. Ahora la curva de recarga se aleja de D como se requiere por la regla (ii) y el proceso se repite por la permanencia de la carga aplicada.

Estos modelos son sencillos y pueden expresarse en términos de esfuerzos efectivos o totales; tienen su fundamento básico en el modelo empírico propuesto por Masing, el cual se aplicó originalmente al estudio del comportamiento de piezas metálicas bajo cargas repetidas. Con el paso del tiempo las reglas de Masing han sido empleadas para generar modelos aplicables a diversos materiales; por ejemplo, Iwan, (1967). Estos modelos se han usado también en suelos, de modo similar al que se presenta en este trabajo.



a) Variación del esfuerzo cortante con el tiempo.



b) Comportamiento esfuerzo-deformación

Figura 5.1.3. Ejemplificación de las reglas de un modelo dinámico no lineal tipo Masing.

Este modelo incorpora de forma inherente la naturaleza histerética del amortiguamiento y la dependencia de la deformación angular por parte del módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento.

En general, los modelos dinámicos no lineales tienen, sobre el modelo lineal equivalente, la ventaja de representar el desarrollo de las deformaciones permanentes. Además, consideran que la rigidez es función de la amplitud de la deformación cíclica en cualquier punto de la

En este trabajo de tesis, el modelo emplea las variables de esfuerzo en términos de esfuerzos totales, dado que las condiciones de ensaye no permiten que se realice en términos de esfuerzos efectivos, como se ha hecho en otras aplicaciones donde sí se han ensayado probetas saturadas. En suelos parcialmente saturados, es posible pasar de esfuerzos totales a esfuerzos efectivos empleando para tal efecto la ecuación:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (5.1.5)$$

donde:

σ' : es el esfuerzo normal efectivo,

σ : es el esfuerzo normal total,

u_w : es la presión en la fase de agua en los vacíos del suelo,

u_a : es la presión en la fase de aire en los vacíos de suelo, y

χ : es un parámetro relacionado con el grado de saturación del suelo.

La ecuación anterior fue definida por Bishop, (1961) y extiende la ecuación de esfuerzos efectivos de Terzaghi a suelos parcialmente saturados, considerando ahora la presión en la fase de aire en los vacíos del suelo. Existen otros análisis como los realizados por Fredlund y Morgenstern, (1977), donde el suelo se considera como un sistema compuesto por cuatro fases: la primera la constituyen las partículas sólidas del suelo, la segunda el agua de los vacíos, la tercera el aire de los vacíos y finalmente la cuarta fase es la interfaz entre agua y aire en los vacíos de suelo. Dicho análisis concluye que cualquiera de las siguientes tres variables de esfuerzos normales puede usarse para describir el estado de esfuerzos en un suelo parcialmente saturado: 1) $(\sigma - u_a)$, y $(u_a - u_w)$; 2) $(\sigma - u_w)$ y $(u_a - u_w)$; y 3) $(\sigma - u_a)$ y $(\sigma - u_w)$.

Desafortunadamente, debido a que los equipos donde se realizaron las pruebas no es posible actualmente realizar la medición de la deficiencia de presión en el agua de poro, también llamada succión, es decir la diferencia $(u_a - u_w)$, no es posible en este trabajo realizar el análisis en términos de esfuerzos efectivos. Aunque lo anterior no es estrictamente necesario; al haberse realizado en términos de esfuerzos totales debe ponerse especial atención a aquellas variables que definen el comportamiento de suelos compactados; por ejemplo, el grado de saturación o la relación de vacíos.

5.2. Variables experimentales para alimentar el modelo empleado.

Como se dijo en el apartado anterior el modelo aquí empleado es un modelo del tipo dinámico no lineal, el cual tiene sus hipótesis y ecuaciones características, no obstante es un modelo de tipo hiperbólico que sigue las reglas tipo Masing, lo cual no debe perderse de vista.

Ishihara (1996) propuso una división de los modelos antes observados, basándose principalmente en el nivel de distorsión angular; no obstante, coincide con Kramer al dividir en tres tipos: elástico-lineales, visco-elásticos y elástico-plásticos, es decir, considera que cuando la amplitud de la deformación angular es pequeña, la respuesta del suelo no depende del número de ciclos de carga, ya que las propiedades de rigidez y amortiguamiento permanecen sin cambio durante la aplicación de los ciclos de carga. En tal caso, se propone que el modelo a emplear debería ser el elástico-lineal basado sobre el método de respuesta lineal. Sin embargo, cuando el nivel de distorsión angular es suficientemente grande, produce un ciclo de histéresis no lineal en la relación esfuerzo-deformación cíclica, por lo que deberían emplearse los modelos visco-elásticos basados en el método lineal equivalente; finalmente cuando las deformaciones sean tales que conduzcan al material a la falla, la opción debería inclinarse hacia los modelos elástico-plásticos que utilizan el método de respuesta de integración paso a paso. Como podemos ver, existe cierto consenso sobre la clasificación de los modelos para representar el comportamiento dinámico, aún cuando reciban nombres diferentes y de alguna forma se tengan perspectivas diferentes, ya que en esencia se está hablando de lo mismo, por ello la mayoría de los modelos propuestos permiten su uso práctico, ajustándose lo mejor posible a los resultados experimentales arrojados por las pruebas de laboratorio, como son las de columna resonante, corte directo cíclico y triaxial cíclica.

Ahora bien, las hipótesis empleadas en el modelo Davidenkov, que aquí se utilizan, Romo, (1990) y Romo y Ovando, (1994), son:

1. El módulo de rigidez al cortante, G , para cada inversión de carga es igual al módulo tangente inicial G_{ran} .
2. El amortiguamiento es independiente de la velocidad de deformación y es por consiguiente, puramente histerético.
3. La no linealidad del material es de naturaleza plástica, lo cual significa que la rigidez del suelo regresa a su valor máximo cada vez que la carga cambia de sentido.
4. El material sometido a carga armónica con amplitud constante responde de manera estable si el amortiguamiento histerético es suficiente para atenuar en pocos ciclos la parte transitoria.

Como se puede observar y como se discutió en el apartado anterior, los modelos del tipo Masing están caracterizados por una curva esqueleto y ciertas reglas a seguir, pues bien, las anteriores corresponden precisamente a aquéllas que deben seguirse y que tiene ciertas variantes ya que fueron obtenidas originalmente para analizar el comportamiento dinámico de las arcillas del valle de México.

Entonces basándose en los conceptos presentados en el apartado anterior en lo que se refiere a los modelos dinámicos no lineales, la ecuación de la curva esqueleto está dada por:

$$\tau = G\gamma \quad (5.2.1)$$

donde:

$$G = G_{m\acute{a}x}[1 - H(\gamma)] \quad (5.2.2)$$

Romo en 1995 propuso la siguiente ecuación en vez de la ecuación 5.2.2, con objeto de que para valores de deformación angular grandes se cumpliesen las condiciones de frontera $G = G_{m\acute{a}x}$, ya que para tales deformaciones G tiende a cero, según la ecuación 5.2.2.

$$G = (G_{m\acute{a}x} - G_{m\acute{i}n})H(\gamma) + G_{m\acute{i}n} \quad (5.2.3)$$

$G_{m\acute{i}n}$ representa el módulo de rigidez secante para deformaciones grandes (por ejemplo 10%) o bien para la deformación en la falla del material. La función $H(\gamma)$ representa la variación de G y λ , desde γ pequeña hasta valores altos (por ejemplo 10%), para una definición completa se obtiene de los resultados de las pruebas de columna resonante y triaxial cíclica; no obstante con resultados de columna resonante se obtiene parcialmente y es del siguiente tipo:

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \quad (5.2.4)$$

Una vez que se ha definido la función $H(\gamma)$ y $G_{m\acute{a}x}$, se pueden obtener los valores de G para cualquier valor de la deformación angular. Ahora, los parámetros A y B definen la geometría de la curva $G - \gamma$ y dependen del índice de plasticidad del suelo (PI). El parámetro γ_r es una deformación de referencia consensuada (50%) de la curva de degradación del módulo de rigidez. Existen otras definiciones de γ_r , como la propuesta por Hardin y Drnevich, (1972) que está dada por la intersección de la línea tangente al origen y la horizontal que pasa por el esfuerzo tangente de falla

En el caso de la obtención de los valores de λ , Hardin y Drnevich propusieron las siguientes relaciones entre G y λ .

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} \left(1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right) \quad (5.2.5)$$

de la ecuación 5.2.2., tenemos

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = [1 - H(\gamma)] \quad (5.2.6)$$

si sustituimos $G/G_{m\acute{a}x}$ en la ecuaci3n 5.2.5, resulta:

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} H(\gamma) \quad (5.2.7)$$

La ecuaci3n anterior se modifica, aplicando las siguientes condiciones de frontera propuestas por Romo, (1995) que implican que si $H(\gamma) \rightarrow 0$, entonces $\lambda = \lambda_{m\acute{i}n}$ y si $H(\gamma) \rightarrow 1$, entonces $\lambda = \lambda_{m\acute{a}x}$, por lo tanto:

$$\lambda = (\lambda_{m\acute{a}x} - \lambda_{m\acute{i}n})H(\gamma) + \lambda_{m\acute{i}n} \quad (5.2.8)$$

$\lambda_{m\acute{a}x}$ y $\lambda_{m\acute{i}n}$ son las deformaciones angulares m\acute{a}ximas y m\acute{i}nimas respectivamente.

Las ecuaciones anteriores fueron utilizadas para analizar los resultados presentados en el cap\ıtulo 4, que en s\ı representan las variables experimentales con las que se alimenta el modelo aqu\ı descrito, esto se discute con mayor detalle en el siguiente apartado.

5.3. Comparación de las curvas $G - \gamma$, $\lambda - \gamma$ experimentales y obtenidas con el modelo.

El modelo presentado en el apartado anterior se aplicó a las curvas experimentales que se muestran en el capítulo 4. Las ecuaciones antes definidas se aplicaron con el auxilio de una hoja de cálculo a fin de acelerar el proceso de evaluación de los parámetros A y B (que son en gran medida los que ajustan la forma de la curva obtenida con el modelo, a la curva experimental), así como del γ_r que se tomó al 50 % del valor máximo de $G/G_{m\acute{a}x}$.

En las figuras 5.3.1 a 5.3.4, se presentan varios ejemplos del tipo de curvas obtenidas con el modelo y su comparación con las curvas experimentales descritas en el capítulo 4, a fin de observar cómo la forma de las curvas obtenidas con el modelo se ajusta a las experimentales. Dado que los parámetros A y B de la ecuación 5.2.4 son los que determinan la geometría de las curvas obtenidas por el modelo, vamos a verificar más adelante cómo las variables que estamos estudiando repercuten en tales parámetros, de tal suerte que podamos establecer cuál de las variables e , γ_d , w o G_w influye en mayor medida, al comparar entre los resultados que se obtengan y otros obtenidos de forma experimental.

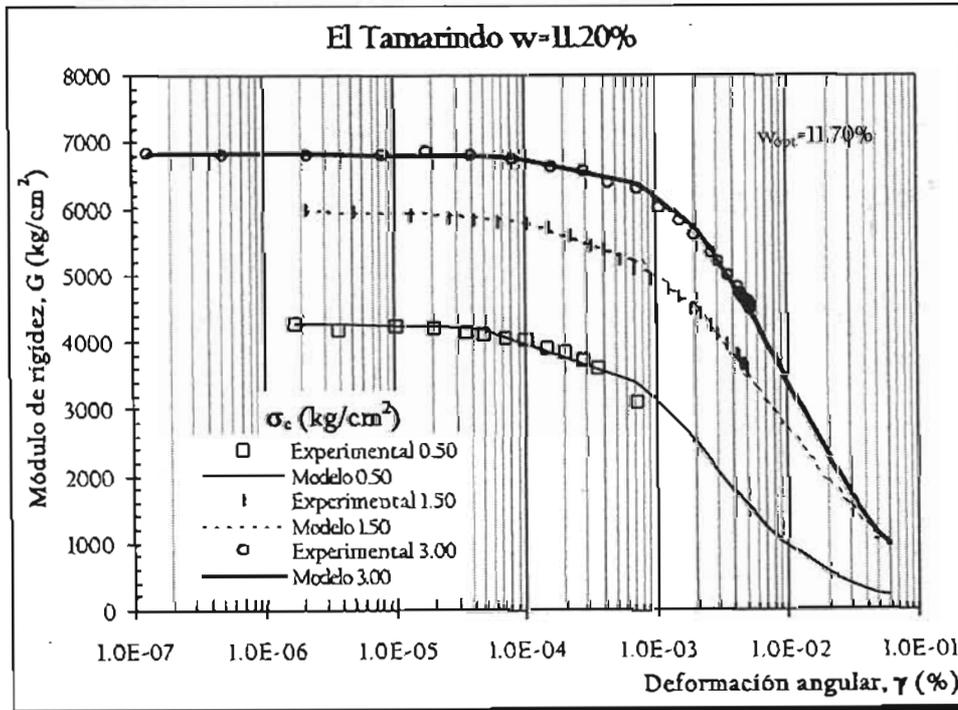


Figura 5.3.1. Curvas $G - \gamma$ experimentales y modeladas, para el banco "El Tamarindo".

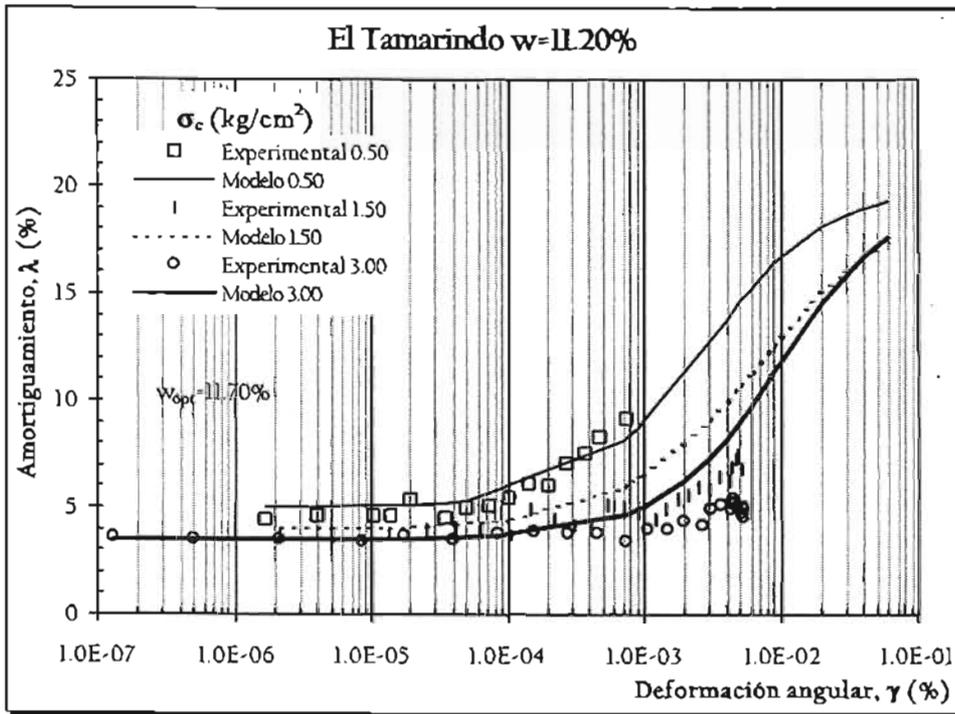


Figura. 5.3.2. Curvas $\lambda - \gamma$ experimentales y modeladas, para el banco "El Tamarindo".

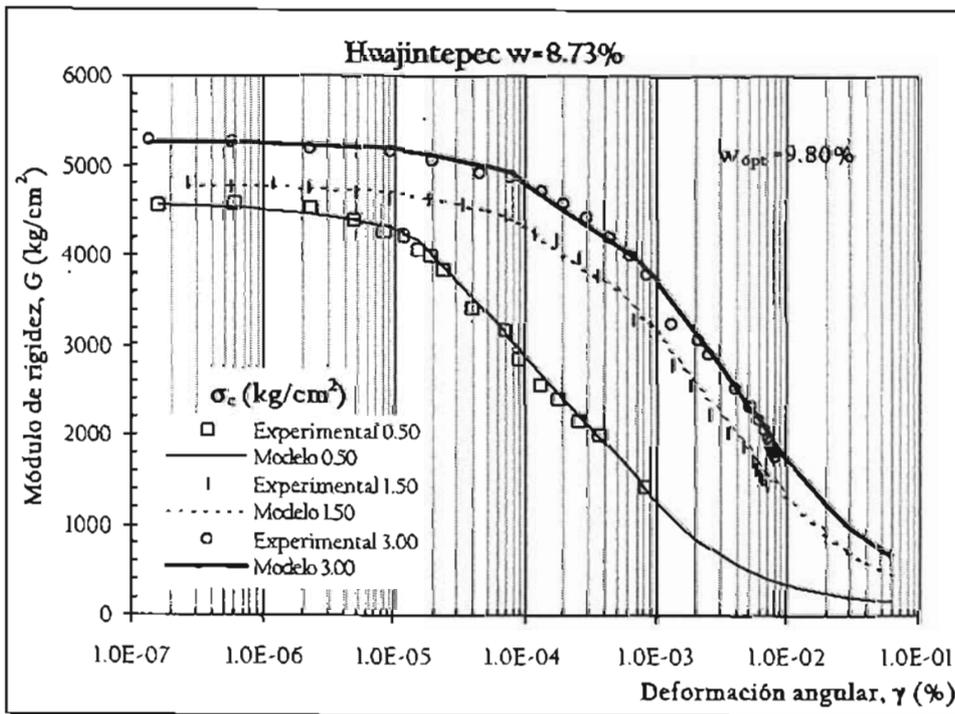


Figura. 5.3.3. Curvas $G - \gamma$ experimentales y modeladas, para el banco "Huajintepec".

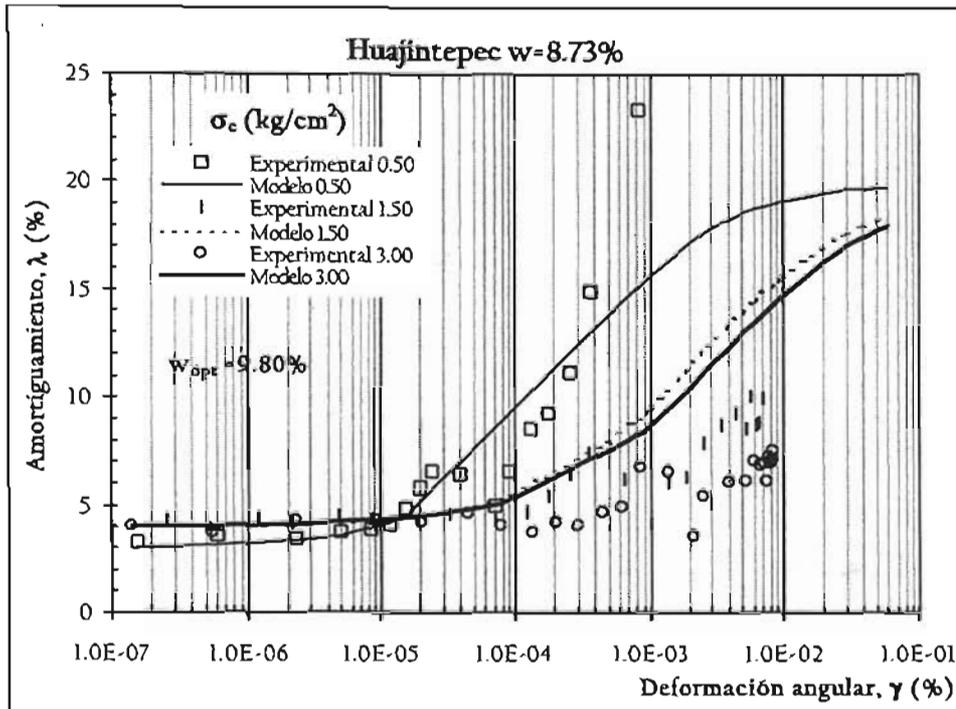


Figura 5.3.4. Curvas $\lambda - \gamma$ experimentales y modeladas, para el banco "Huajintepec".

De las figuras anteriores se desprende que las curvas $G - \gamma$ del modelo se ajustan muy bien a las experimentales, mientras que no sucede lo mismo con las curvas $\lambda - \gamma$, lo que se atribuye a que no se determinó experimentalmente el $\lambda_{m\acute{a}x}$.

Es conveniente mencionar que el modelo se pensó originalmente para arcillas, por lo que los parámetros: A , B y γ_r dependían fundamentalmente del índice de plasticidad, IP , y del índice de liquidez o consistencia relativa, I_r . En esta nueva aplicación se pretende que los parámetros A , B y γ_r que hacen posible el ajustar las curvas del modelo con las experimentales sean función de las variables que en este trabajo se analizan; por lo tanto, nuestro mayor interés se centra en cómo las variables G_w , e , γ_d , w y σ_c modifican aquellos parámetros y de ahí observar cuál es el efecto que tienen sobre las propiedades dinámicas del suelo en estudio.

De la aplicación del modelo dinámico no lineal a los resultados experimentales se obtuvo un conjunto de valores A , B y γ_r para cada una de las probetas ensayadas y para cada uno de los valores de presión de confinamiento a los que se ensayó cada probeta. Dicho conjunto de valores se graficó contra cada una de las variables en estudio considerando además el aumento de presión de confinamiento, por lo que tal graficación dio a lugar una serie de superficies o contornos, con los que es posible estimar cada uno de los parámetros A , B y γ_r en función de las variables, e , γ_d , G_w y w conjuntamente con la presión de confinamiento.

Un ejemplo de los contornos obtenidos, en el que se aprecia la variación del grado de saturación y la presión de confinamiento con cada uno de los parámetros A, B y γ_r se muestra en las figuras 5.3.5 a 5.3.7. En el anexo II se incluye la totalidad de los contornos elaborados así como su representación en forma de superficies. La elaboración de los contornos antes mencionados se realizó con los datos de los valores A, B y γ_r de un conjunto de probetas que se consideraron representativas, de los bancos “El Tamarindo” y “Huajintepec” y no de la totalidad de los datos obtenidos al aplicar el modelo. Las probetas seleccionadas se presentan en la tabla 5.3.1.

Tabla 5.3.1. Probetas consideradas para la elaboración de los contornos con los resultados arrojados de la aplicación del modelo.

Número	Descripción	Banco de materiales	Presión de confinamiento σ_c (kg/cm ²)
1	MT-40-05.60-CR-UU	Huajintepec	0.50, 1.50 y 3.00
2	MT-40-09.43-CR-UU	El Tamarindo	0.50, 1.50 y 3.00
3	MT-40-11.10-CR-UU	Huajintepec	0.50, 1.50 y 3.00
4	MT-40-14.00-CR-UU	El Tamarindo	0.50, 1.50 y 3.00
5	MT-40-15.80-CR-UU	Huajintepec	0.50, 1.50 y 3.00
6	MT-40-19.30-CR-UU	El Tamarindo	0.50, 1.50 y 3.00

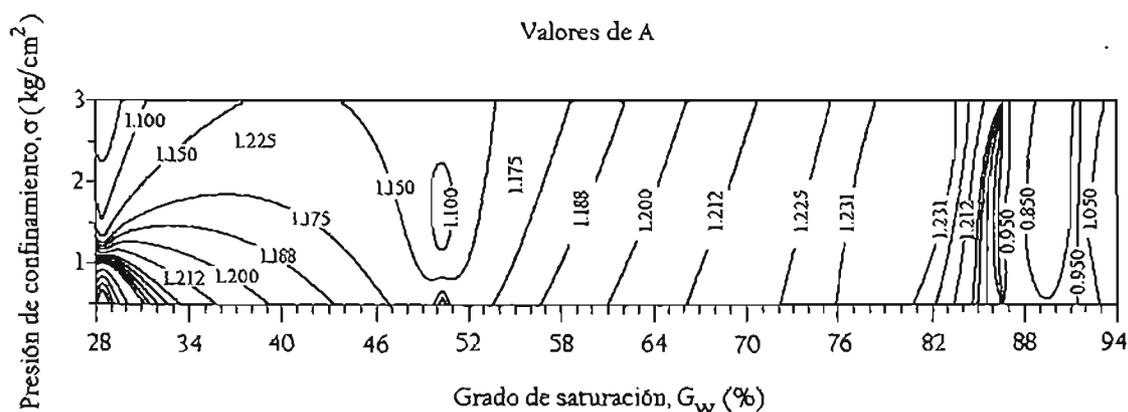


Figura 5.3.5. Contornos de la variación de G_w y σ_c con el parámetro A.

Como se dijo antes estos contornos muestran un panorama de la variación de los parámetros del modelo con el grado de saturación, G_w .

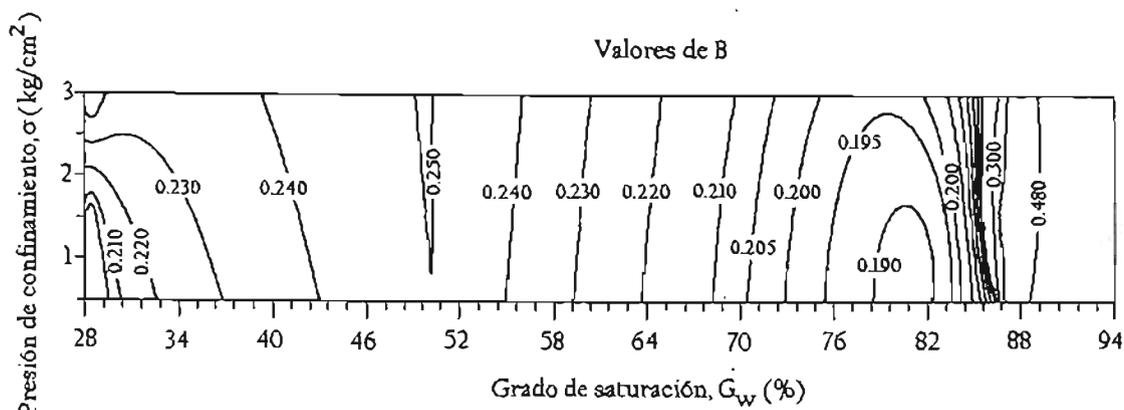


Figura 5.3.6. Contornos de la variación de G_w y σ_c con el parámetro B.

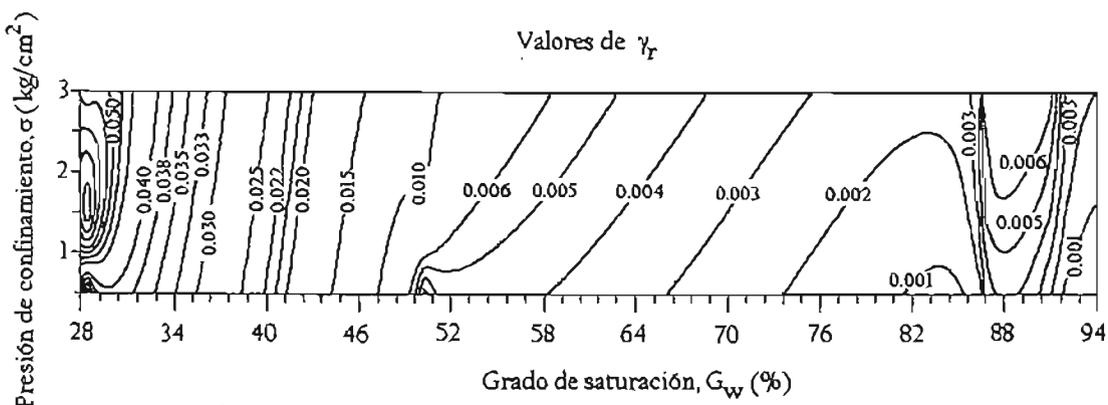


Figura 5.3.7. Contornos de la variación de G_w y σ_c con el parámetro γ_r .

A fin de observar la confiabilidad del método propuesto, se realizó una comparación entre los resultados obtenidos a través de la aplicación de los contornos y unas curvas experimentales $G - \gamma$ (básicamente del banco “La Concepción”) que no se incluyeron en la definición de los parámetros A, B y γ_r del modelo. En la tabla 5.3.2. se muestran como ejemplo, los valores de los parámetros A, B y γ_r obtenidos de los contornos en función del grado de saturación y el esfuerzo de confinamiento, y para tres probetas del banco “La Concepción”.

Tabla 5.3.2. Valores de A, B y γ_r obtenidos a través de los contornos, en función de G_w y σ_c .

Probeta	w (%)	σ_c (kg/cm ²)	G_w	A	B	γ_r
1	12.60	0.50	92.13	1.0131	0.4503	0.0007
2	15.58	0.50	94.83	1.0726	0.4379	0.0003
3	19.32	0.50	99.08	1.0783	0.4314	0.0003

Además de la obtención de los valores A, B y γ_r como se ha establecido, debe estimarse el valor de $G_{m\acute{a}x}$. Para lograr esto, se elaboraron cuatro gráficas donde el valor de $G_{m\acute{a}x}$ normalizado con respecto al esfuerzo de confinamiento para cada una de las probetas seleccionadas quedaba como función de cada una de las variables de estudio (e , w , γ_d y G_w). Debido a que G_w incluye a la relación de vacíos, e , contenido de agua, w , y peso volumétrico seco, γ_d , para una energía de compactación dada, en este estudio se intentó relacionar G_w con $G_{m\acute{a}x}$ normalizado con respecto al esfuerzo de confinamiento, σ_c . En la fig. 5.3.8 se muestran los resultados obtenidos, de los cuales se observa una gran dispersión. Esta se asocia con la cantidad de ensayos realizados; sin embargo, dicha dispersión podría reducirse si se estudiaran ahora los parámetros que se requieren para estimar los esfuerzos efectivos de confinamiento, σ'_c (medición de la presión de poro y succión) y la variación del grado de saturación. Por ejemplo podría conocerse cual es la variación en el módulo de rigidez máximo, al aumentar el grado de saturación, y si existe o no cambio volumétrico con el esfuerzo de confinamiento, lo cual nos daría mayor información sobre la influencia de los parámetros dinámicos en los suelos compactados.

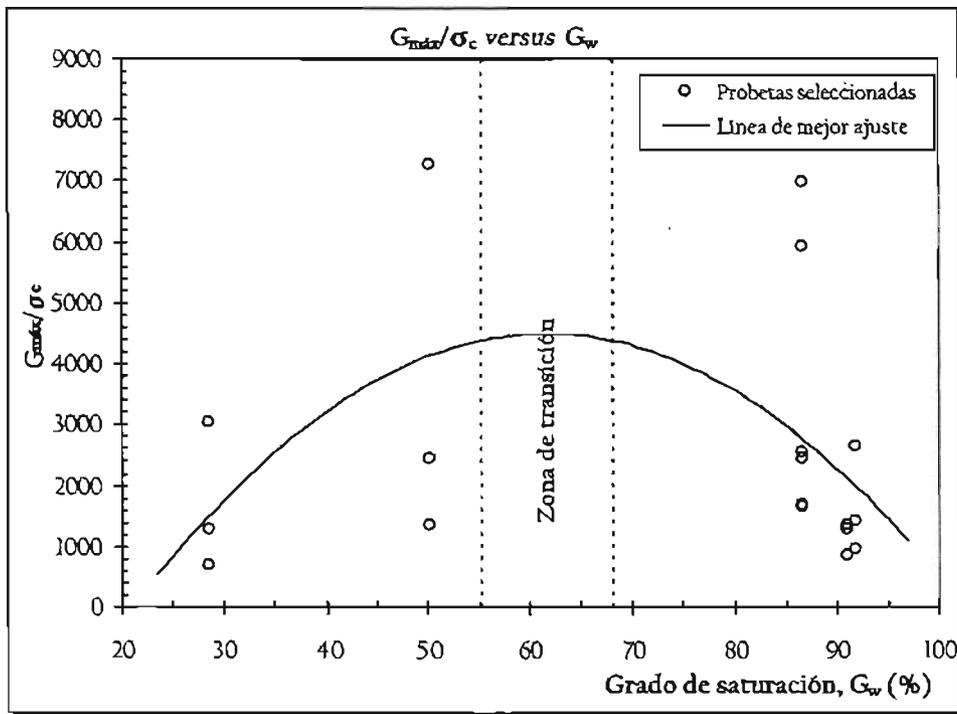


Figura 5.3.8. Determinación de la línea de mejor ajuste de $G_{m\acute{a}x}$ en función de G_w y σ_c para las probetas seleccionadas de los bancos "El Tamarindo" y "Huajintepec".

De tal figura se obtuvo la siguiente ecuación que representa la línea de mejor ajuste:

$$G_{m\acute{a}x} = \sigma_c [(G_w - 21.09)(280.22 - 2.74G_w)] \quad (5.3.1)$$

donde:

$G_{m\acute{a}x}$: es el m3dulo de rigidez m3ximo, (kg/cm^2),
 σ_c : es la presi3n de confinamiento (kg/cm^2), y
 G_w : es el grado de saturaci3n (%).

En la figura 5.3.9 se presentan varias l3neas para la obtenci3n de $G_{m\acute{a}x}$ con la ecuaci3n 5.3.1, dicha figura puede emplearse para obtener $G_{m\acute{a}x}$ sin recurrir a la ecuaci3n 5.3.1 y simplemente entrando con el valor de G_w requerido, se sit3a en la l3nea de confinamiento deseado y en la intersecci3n se lee el valor $G_{m\acute{a}x}/\sigma_c$, el valor as3 obtenido se multiplica por dicha presi3n de confinamiento y as3 se conoce el valor de $G_{m\acute{a}x}$. Los resultados (aunque cualitativos) de esta figura muestran que el valor m3ximo de $G_{m\acute{a}x}/\sigma_c$ se obtiene para contenidos de agua en la rama seca de la curva de compactaci3n. Estos resultados son congruentes con los incluidos en las figuras 4.2.1 y 4.2.2, ya que al aumentar G_w y σ_c se incrementa $G_{m\acute{a}x}$ en la zona donde se tiene el contenido de agua 3ptimo.

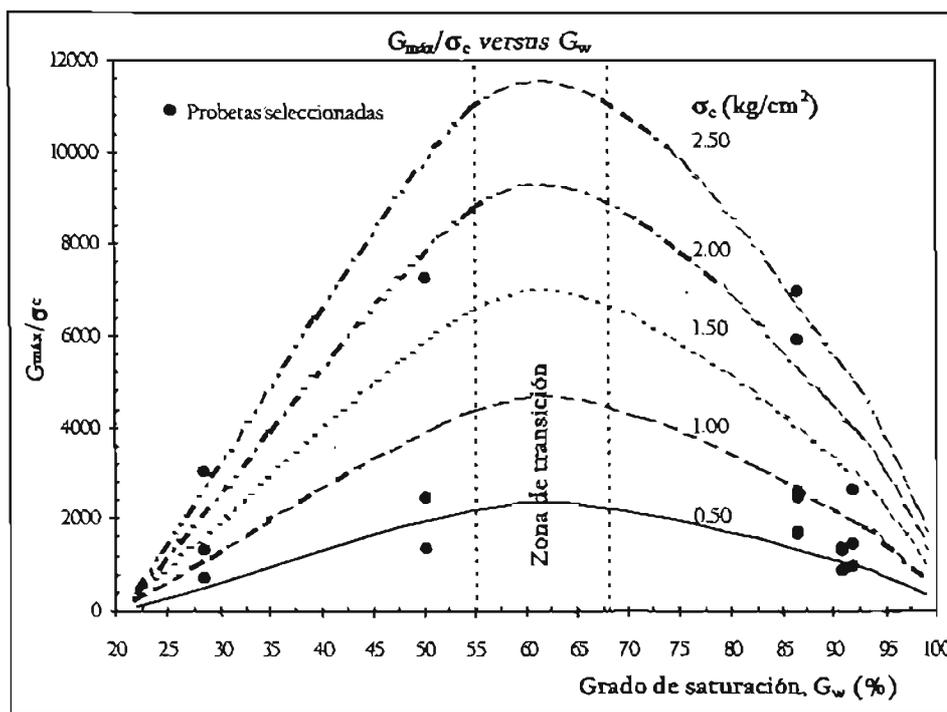


Figura 5.3.9. Determinaci3n de $G_{m\acute{a}x}$ en funci3n de G_w y σ_c a trav3s de l3neas de igual σ_c .

A fin de verificar si el modelo dinámico no lineal empleado permite estimar las curvas $G - \gamma$, se obtiene $G_{m\acute{a}x}$ de la ecuaci3n 5.3.1 o bien de la figura 5.3.9 y se determinan los parámetros A, B y γ_r de los contornos anteriormente definidos (como en el ejemplo de la tabla 5.3.2); con tales datos se alimenta el modelo y se obtienen las curvas $G - \gamma$ te3ricas. En las figuras 5.3.10 a 5.3.14 se presenta una comparaci3n de las curvas experimentales del banco "La Concepci3n", (que como se ha dicho no se tom3 en cuenta para la obtenci3n de

los contornos ni de la ecuación 5.3.1) y las curvas teóricas obtenidas con el modelo propuesto.

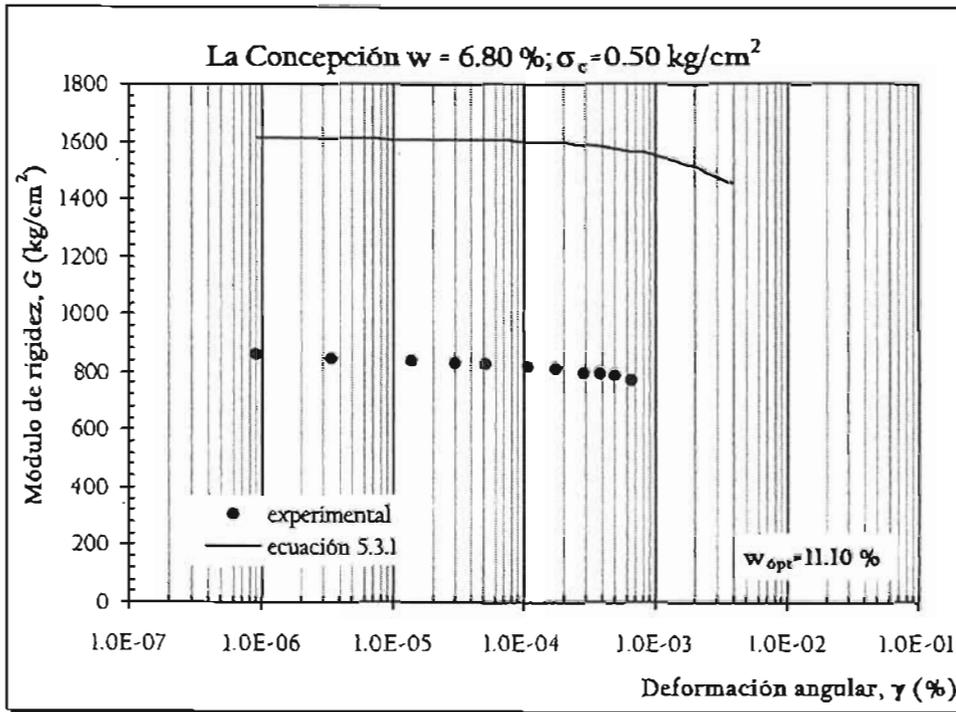


Figura 5.3.10. Curva $G - \gamma$ experimental versus curva $G - \gamma$ teórica en la rama seca.

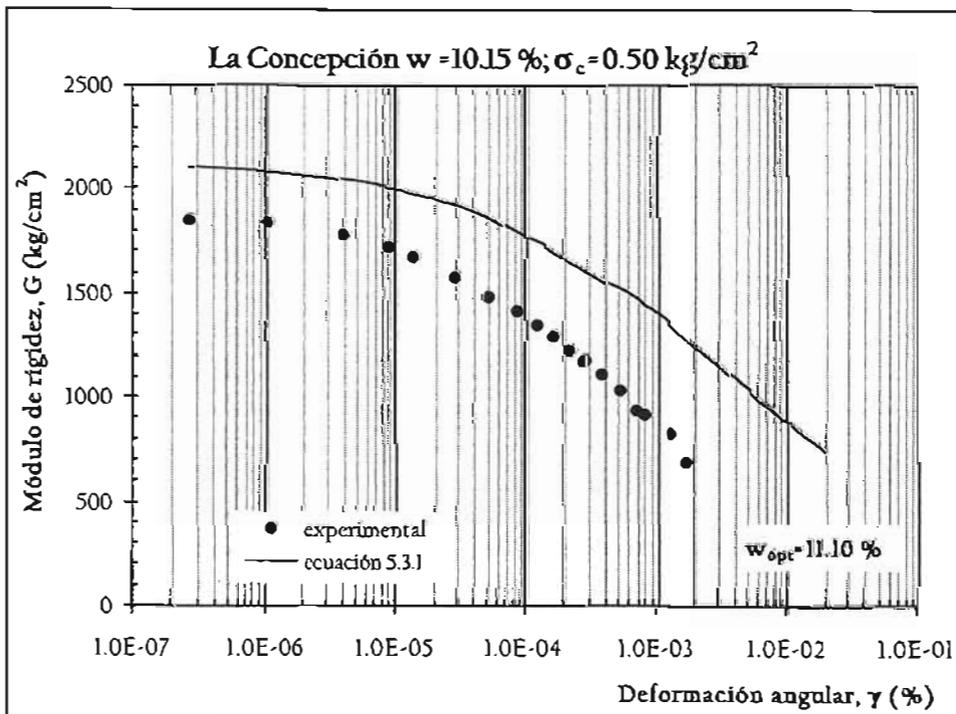


Figura 5.3.11. Curva $G - \gamma$ experimental versus curva $G - \gamma$ teórica cerca del w_{opt} .

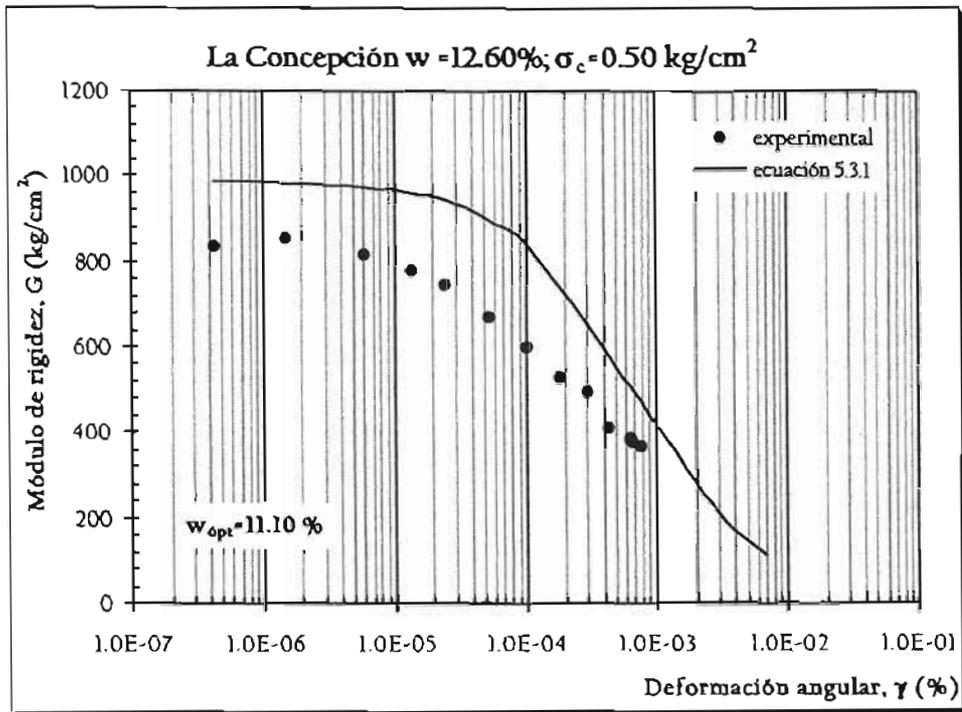


Figura 5.3.12. Curva $G - \gamma$ experimental versus curva $G - \gamma$ teórica en la rama húmeda.

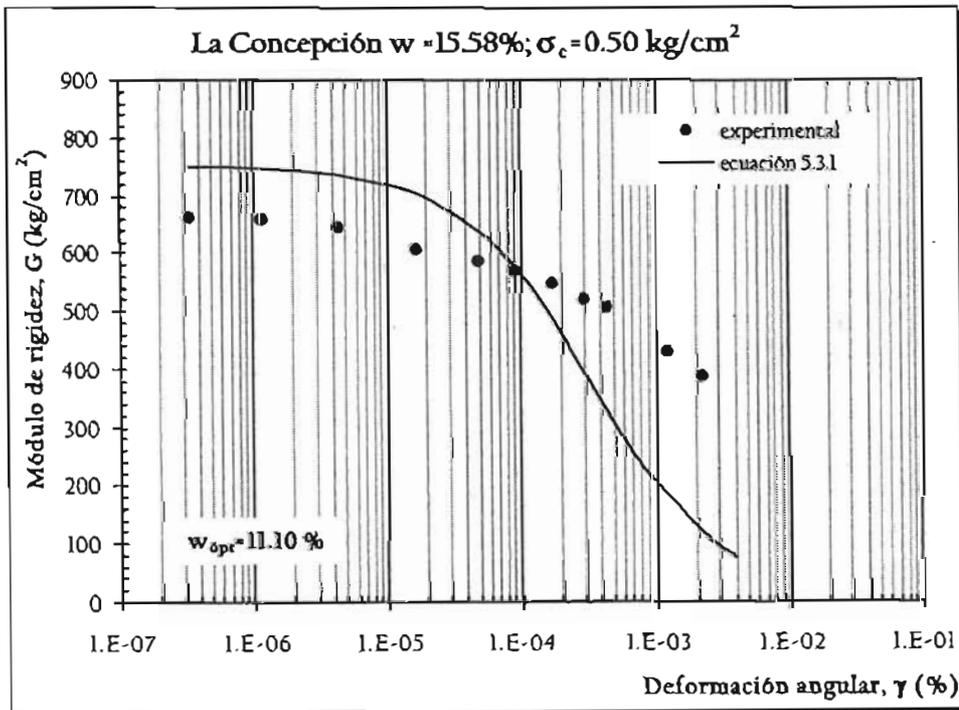


Figura 5.3.13. Curva $G - \gamma$ experimental versus curva $G - \gamma$ teórica en la rama húmeda.

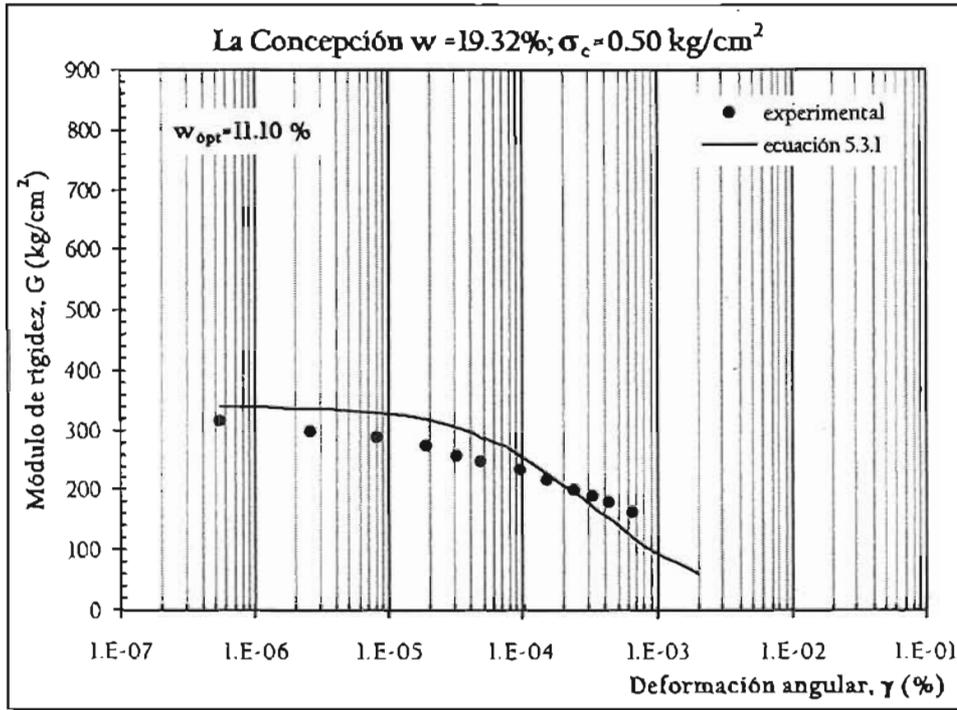


Figura 5.3.14. Curva $G - \gamma$ experimental versus curva $G - \gamma$ teórica en la rama húmeda.

Como se puede ver de las figuras 5.3.10 a 5.3.14 la aproximación varía conforme al grado de saturación, siendo mejor al aumentar éste. Se puede decir que para fines prácticos y teniendo en cuenta que el modelo sobre-estima los valores de G para los materiales compactados en la rama seca, la aplicación del modelo es cualitativamente aceptable. Tiene la virtud de proporcionar, de forma aproximada los valores de G para un amplio rango de deformaciones en función de propiedades que pueden determinarse de manera sencilla, como el grado de saturación o la relación de vacíos y la presión de confinamiento.

Por otra parte en el caso de las curvas de amortiguamiento versus deformación angular, éstas no se presentan ya que a diferencia de G , no se cuenta con un valor preciso de $\lambda_{m\acute{a}x}$, ya que éste parámetro no puede obtenerse de pruebas de columna resonante, como se dijo antes.

Se puede decir que el modelo dinámico no lineal aquí presentado, con sus respectivas modificaciones, puede utilizarse a fin de dar un valor de $G_{m\acute{a}x}$ con una aproximación aceptable, al menos para un material con características similares a las aquí estudiadas, es decir igual energía de compactación y cuya curva de compactación esté próxima a las curvas de compactación mostradas en la figura 3.1.5.

Finalmente, es importante remarcar que este estudio es de tipo exploratorio, por lo que es más de carácter comparativo y descriptivo, y aún cuando el nivel de predicción de $G_{m\acute{a}x}$ y de las curvas $G - \gamma$ con el modelo propuesto, no es muy preciso; puede usarse para orientar a los ingenieros de diseño sobre cuáles son los valores probables que puede alcanzar $G_{m\acute{a}x}$.

6. CONCLUSIONES.

Como se mencionó en el apartado 5.3, el modelo aplicado a los resultados experimentales nos condujo a establecer una ecuación simple, que al menos para fines prácticos (y preliminares) resulta útil para predecir una de las variables de salida de interés: el valor del módulo de rigidez máximo, bajo el conocimiento de algunas variables como el contenido de agua o el peso volumétrico seco y la presión de confinamiento; de forma más específica podemos enunciar lo siguiente:

En lo que se refiere al enfoque de análisis aquí presentado, puede servir a próximas investigaciones a fin de estandarizar el mismo y si los resultados obtenidos con otros materiales resultan con las mismas tendencias, se podría avanzar un paso más al tener una serie de relaciones o expresiones que conduzcan a una mejor comprensión del comportamiento de suelos compactados.

El número de pruebas realizadas parece suficiente para definir el comportamiento dinámico de los materiales ensayados; sin embargo, es necesario llevar a cabo nuevas pruebas para complementar los resultados aquí presentados, por ejemplo ensayos con una presión de confinamiento cercana a cero, o bien un valor entre 0.5 y 1.5 kg/cm², ya que se observó que los valores del módulo de rigidez tienen menor variación al cambiar de una presión de confinamiento de 1.5 a 3.0 kg/cm². Por otra parte, sería útil realizar algunas pruebas en la cámara triaxial cíclica, ya que de tal forma las curvas $G - \gamma$, $\lambda - \gamma$ se complementarían obteniendo el valor de $\lambda_{m\acute{a}x}$, con el que se podría hacer un análisis similar al que se realizó con la variable módulo de rigidez, a fin de establecer relaciones para la posible predicción teórica del amortiguamiento.

En relación a los resultados experimentales obtenidos, podemos decir que la forma de las curvas $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$ es similar a la que se observa en las curvas de este tipo, presentadas en la literatura técnica realizadas para la obtención de tales parámetros; los valores de $G_{m\acute{a}x}$ alcanzados son altos, pero éstos no parecen estar fuera de la realidad ya que estamos hablando de suelos densificados, cuyo porcentaje de finos es de carácter limo-arcilloso. En el caso del amortiguamiento los valores también caen dentro de un rango aceptable.

El análisis que se realizó sobre las curvas $a_{m\acute{a}x} - \gamma$ (aceleración máxima *versus* deformación angular) parece ser útil para definir una deformación angular crítica; es decir, para identificar una deformación angular en la que la curva $G - \gamma$ deja de ser lineal y comienza su degradación de manera más pronunciada; no obstante esto debe estudiarse con mayor profundidad, analizando más pruebas y otros materiales, a fin de definir con certeza que esto es aplicable a otro tipo de suelos.

Podemos definir como relaciones útiles entre las variables internas y las variables de salida encontradas a través de este estudio, lo siguiente: Si la relación de vacíos disminuye, el módulo de rigidez máximo aumenta y dado que la relación de vacíos está íntimamente ligada con la variable peso volumétrico seco se puede inferir que si el peso volumétrico seco

aumenta el módulo de rigidez aumenta también (aspecto ampliamente conocido). También se observó que si la presión de confinamiento en la cámara aumenta, el módulo de rigidez también aumenta. No se pudo determinar cuantitativamente cómo varía la relación de vacíos al aumentar la presión de confinamiento, lo que es tal vez una limitante, ya que se considera que aquella se mantiene constante al aumentar la presión de confinamiento, lo cual no es totalmente cierto (suelo no saturado), sin embargo queda al menos el antecedente para trabajos posteriores. En lo que concierne a la variable grado de saturación, se puede concluir que al aumentar ésta el módulo de rigidez máximo aumenta también, hasta llegar a un valor límite, a partir del cual el módulo de rigidez disminuye. Por otra parte no se obtiene una relación concluyente entre el grado de saturación y el amortiguamiento, pero parece ser que si el grado de saturación aumenta el amortiguamiento mínimo aumenta también.

Con respecto al tipo de modelo empleado, se puede decir que el nivel de deformaciones angulares a las que se sometió al material, es el más parecido al que fundamenta los conceptos teóricos de dicho modelo; quizá una de las desventajas es que sólo se hace el análisis desde este punto de vista (modelo tipo Masing) y no se aplica algún otro modelo de tipo hiperbólico a fin de comparar los resultados obtenidos; sin embargo, como se dijo antes, el nivel de aproximación es aceptable, al menos para los suelos estudiados.

En cuanto a la aplicación del modelo, el resultado del trabajo en general es positivo ya que se logró obtener una expresión que permite predecir, para un material con características similares a las del material aquí estudiado, al menos uno de los parámetros dinámicos de mayor utilidad: el módulo de rigidez máximo, así como las curvas $G - \gamma$ para un rango de deformaciones amplio, en función del grado de saturación y el esfuerzo de confinamiento.

REFERENCIAS.

1. Afifi, S. S. y Richart, F. E. Jr., (1973), "Stress-history effects on shear modulus of soils", *Soils and Foundations*, Vol. 13, No. 1, Japan, pp.77-95.
2. Alberro, J., Marsal. R. J., Mendoza, M. J., (1984), "Comportamiento de suelos cohesivos compactados (Séptimo Informe)", Informe del Instituto de Ingeniería elaborado para la SCT, UNAM, México.
3. Anderson, D. G. and Woods, R. D., (1975), "Comparison of field and laboratory shear modulus", *Proceedings of the ASCE conference on In Situ Measurements of Soil Properties*, Vol. 1., USA, pp.69-92.
4. Anh-Dan, L., Koseki, J., y Sato, T., (2002), "Comparison of Young's moduli of dense sand and gravel measured by dynamic and static methods", *Geotechnical Testing Journal-ASTM*, Vol. 25, No. 4, USA, pp.349-368.
5. Barden, L. y Sides, G. R., (1970), "Engineering behaviour and structure of compacted clay", *Journal Soil Mech. and Found. Div-ASCE*, Vol. 96, No. SM4, July., USA, pp. 1171-1200.
6. Bishop, A. W., (1961), "The measurement of pore pressure in the triaxial test", in *Proc. of the Conference Pore Pressure and Suction in Soils*, Ed. Butterworths, England, pp. 38-46.
7. Cano, M., (2003), "Estudio del comportamiento estático y dinámico de los suelos arcillosos de la sonda de Campeche", Tesis de maestría, DEPI-UNAM, México.
8. C.F.E., (1998), "Informe Geológico de factibilidad del P.H. La Parota. Gro.", CFE. Unidad de Estudios de Ingeniería Civil, Superintendencia de Estudios. Zona Pacífico Sur., Mayo., México, pp. 1-5, 78-106.
9. Díaz, J. A., (2000), Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos. D 104, DEPI. UNAM., México, pp. 5-31.
10. Domínguez, L., (1995), "Propiedades dinámicas de los suelos a bajas deformaciones: Determinaciones en el laboratorio", Tesis de licenciatura, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, México.
11. Drnevich, V. P., (1972), "Undrained cyclic shear of saturated sand", *Journal of Soil Mech. And Found. Div-ASCE*, 98, SM8., USA, pp. 807-825.
12. Flores, O., Gómez, E., y Romo, M. P., (2002), "Automatización del equipo triaxial dinámico de Columna Resonante", *Memorias XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS*, Vol. 1, Querétaro, México, pp. 307-314.

13. Flores, O. y Romo, M. P., (2003), "Propiedades estáticas y dinámicas del material del banco -La Concepción-", Informe del Instituto de Ingeniería a la CFE., Noviembre., México.
14. Fredlund, D. G. and Morgenstern, N. R. (1977), "Stress state variables for unsaturated soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 103, GT5, USA, pp. 447-466.
15. Hardin, B. O. and Black, W. L., (1968), "Vibration modulus of normally consolidated clays", *Journal Soil Mech. and Found. Div-ASCE*, Vol. 94, No. SM2, USA, pp.353-369.
16. Hardin, B. O. and Drnevich, V. P., (1972), "Shear modulus and damping in soils; Design equations and curves", *Journal Soil Mech. and Found. Div-ASCE*, Vol. 98, No. SM7, July, USA, pp. 667-692.
17. Hardin, B. O., and Richart, F. E., (1963), "Elastic wave velocities in granular soils", *Journal Soil Mech. and Found. Div-ASCE*, Vol. 89, No. SM1, USA, pp. 33-65.
18. Hilf, J. W. (1975), "Compacted Fill", Chapter 7 in Foundation Engineering Handbook, Ed. by Winterkorn, H. F. and Fang, H. Y., Van Nostrand Reinhold Co., USA.
19. Hoyos, L. R., Puppala, A. J. and Chainuwat, P., (2004), "Dynamic properties of chemically stabilized sulfate rich clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 2, USA, pp. 153-162.
20. Imai, T., and Tonouchi, K., (1982), "Correlation of N-value with s-wave velocity and shear modulus", *Proceedings, 2nd European symposium on penetration testing*, Amsterdam, pp 57-72, cita de Kramer, 1996.
21. Inci, G., Yesiller, N., and Kagawa, T., (2003), "Experimental investigation of dynamic response of compacted clayey soils", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 26, No. 2, USA, pp. 125-141.
22. Ishihara, K., (1996), Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics, Clarendon Press Oxford, U.K., pp. 16-127.
23. Iwan, W. D. (1967), "On a class of models for the yielding behavior of continuous and composite systems", *Journal of Applied Mechanics*, ASME, Vol. 34, No. E3, USA, pp. 612 - 617.
24. Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., and Yasuda, S., (1978), "A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies in various sites in Japan", *Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation for safer construction-Research and Application*, Vol. 2, pp. 885 - 896, cita de Ishihara, 1996.

REFERENCIAS.

25. Jiménez, J. A., (1992), "Suelos compactados: propiedades dinámicas y su relación con la microestructura". Volumen Raúl J. Marsal, S.M.M.S., México, pp. 233– 245.
26. Juárez, E. y Rico, A., (1998), Capítulo XIV en Mecánica de Suelos Tomo I, Editorial Limusa, México.
27. Kokusho, T., (1980), "Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range", *Soils and Foundations*, Vol. 20, No. 2, Japan, pp. 45– 60.
28. Kokusho, T., (1987), "In situ dynamic soil properties and their evaluation", *Proceedings of the 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Vol. 2, Kyoto, pp. 215– 435, cita de Ishihara, 1996.
29. Kokusho, T., Yoshida, Y., and Esashi, Y., (1982), "Dynamic soil properties of soft clay for wide strain range", *Soils and Foundations*, Vol. 22, No. 4, Japan, pp. 1–18.
30. Kramer, S. L., (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, USA, pp. 143 – 307.
31. Lambe T. W., (1958), "The structure of compacted clay", *Journal Soil Mech. and Found. Div-ASCE*, Vol. 84, No. SM2, May., USA, pp. 1654– 1 a 1654–33.
32. Lambe T. W., (1958b), "The engineering behavior of compacted clay", *Journal Soil Mech. and Found. Div-ASCE*, Vol. 84, No. SM2, May., USA, pp. 1655– 1 a 1655– 35.
33. Lee, P. Y. and Suedkamp, R. J., (1972), "Characteristics of irregularly shaped compaction curves of soils", *Highway Research Record*, No. 381, pp. 1 – 9, cita de Winterkorn y Fang, 1975.
34. Mancuso, C., Vassallo, R., and d'Onofrio, A., (2002), "Small strain behavior of a silty sand in controlled-suction resonant column-torsional shear test", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, No. 1, Canada, pp. 22 – 31.
35. Marcuson, W. F., and Wahls, H. E., (1972), "Time effects on dynamic shear modulus of clays", *Journal Soil Mech. and Found. Div-ASCE*, Vol. 98, No. SM12, USA, pp. 1359 –1373.
36. Mayne, P. W. and Rix, G. J., (1993), " $G_{m\acute{a}x} - q_c$ relationship for clays", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 16, No. 1., USA, pp. 54– 60.
37. Mendoza, M. J., (1982), "Características esfuerzo-deformación de suelos cohesivos compactados: Efectos estructurales", Tesis de Maestría, División de estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

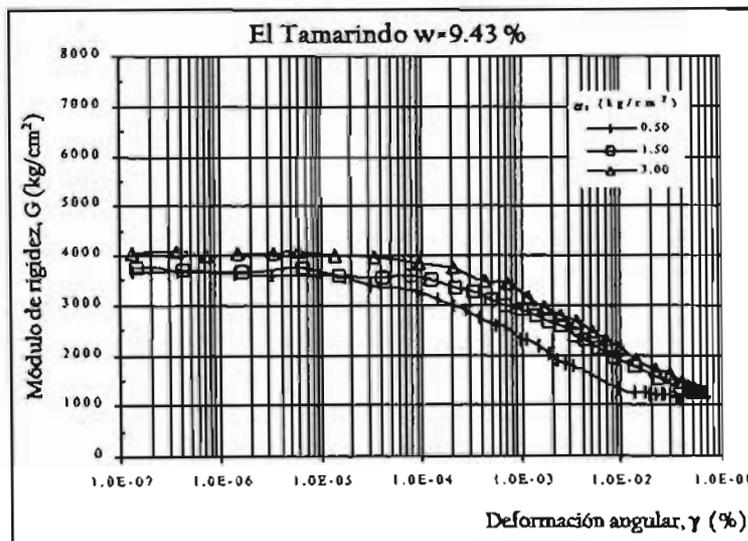
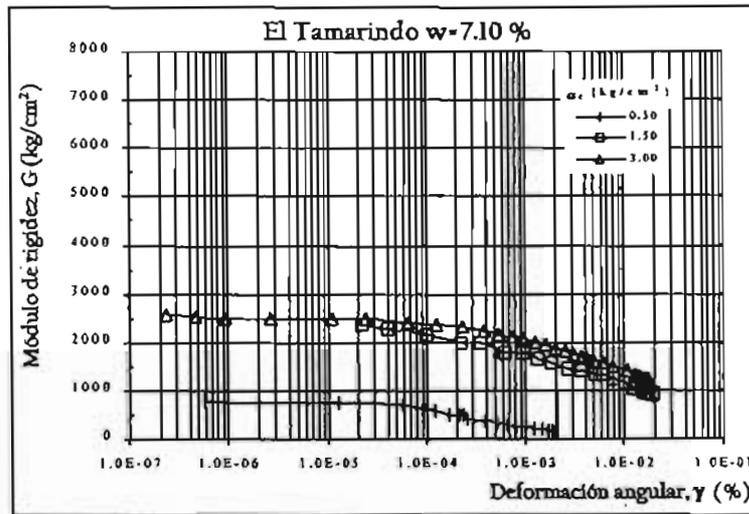
38. Mendoza, M. J., (1986) "Condiciones que influyen en los resultados de pruebas de compactación de suelos", XIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Vol. I, Mazatlán, México, pp. 9–23.
39. Mitchell, J.K., (1976), Fundamentals of soil behavior, John Wiley & Sons. Inc., USA, pp. 84 – 99, 190 – 227.
40. Mitchell, J.K., (1981), "Soil improvement–State of the art report" in Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm. Vol. 4, ISSMFE–A. A. Balkema., Netherlands, pp. 509 – 565.
41. Ohta, Y. y Goto, N., (1976), "Estimation of s–wave velocity in terms of characteristic indices of soil", Butsuri–Tanko, Vol. 29, No. 4, pp. 34 – 41 cita de Kramer, 1996.
42. Ovando, E. y Romo, M. P., (1991), "Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono", Sismodinámica, 2, México, pp. 107–123.
43. Reséndiz, D., (1980), "Compaction conditions, state variables and engineering properties of compacted clay", in Colloque International sur le Compactage; Laboratoire Central des Ponts et Chaussees. Ed. Anciens ENPC, France, pp. 195–202.
44. Richart, F. E., Hall, J. R. and Woods, R. D., (1970), Chapter 2 – 9 in Vibrations of soils and foundations, Englewoods Cliffs.: Prentice Hall, USA.
45. Rix, G. J. and Stokoe, K. H., (1991), "Correlation of initial tangent modulus and cone penetration resistance", Calibration chamber testing, International symposium on Calibration chamber testing, A.B. Huang, ed., Elsevier Publishing, New York, pp. 351 –362, cita de Kramer, 1996.
46. Romo, M. P. (1990), "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y sus repercusiones en la ingeniería de cimentaciones", Memorias del simposio El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo, SMMS, México, pp. 83–94.
47. Romo, M. P. (1991), "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y sus repercusiones en la ingeniería de cimentaciones", Sismodinámica, 2, México, pp. 125 –143.
48. Romo, M. P., (1995), "Clay behaviour, ground response and soil–structure interaction studies in Mexico city", Proceedings: Third international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, Vol. II, St. Louis Missouri, USA, pp. 1039 – 1051.
49. Romo, M. P., (2001), "Foundations on a seismic environment", Keynote lecture: XII World Conference in Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.

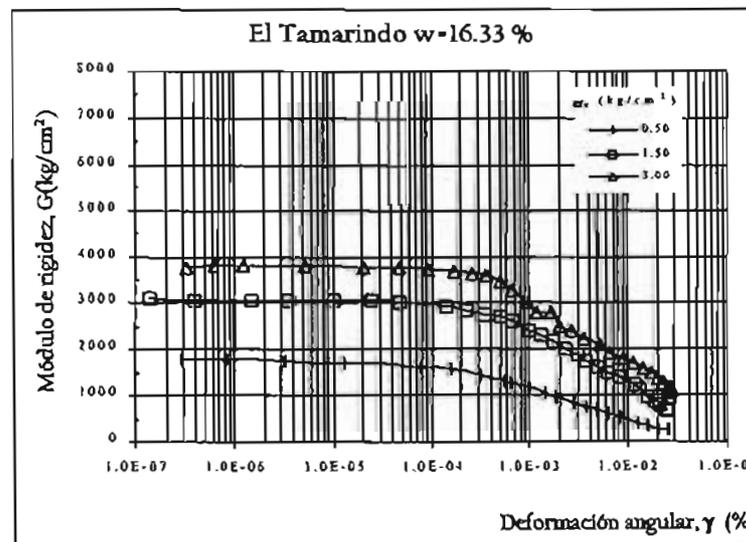
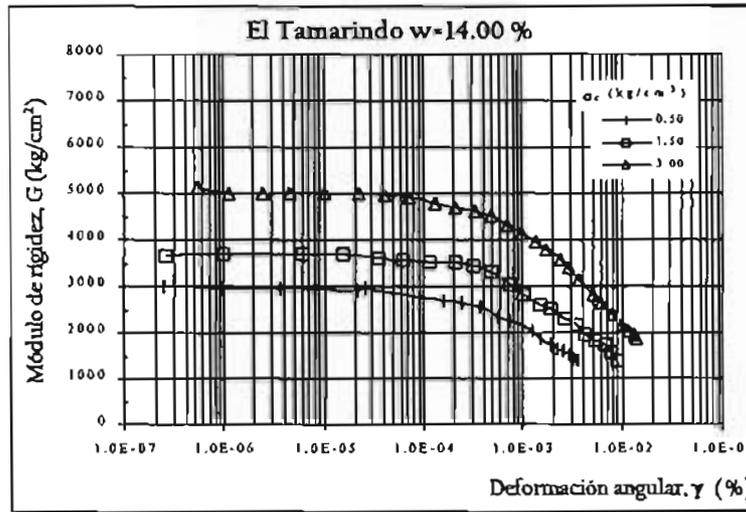
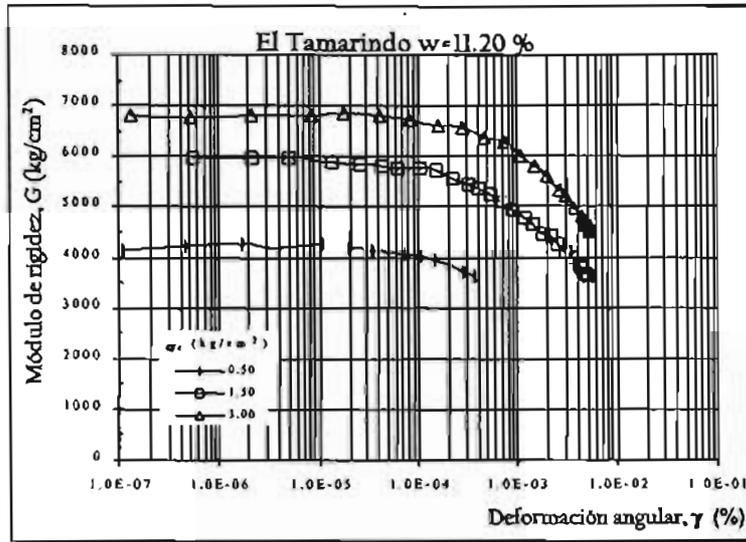
ANEXO I

CURVAS EXPERIMENTALES OBTENIDAS DE LOS ENSAYES EFECTUADOS.

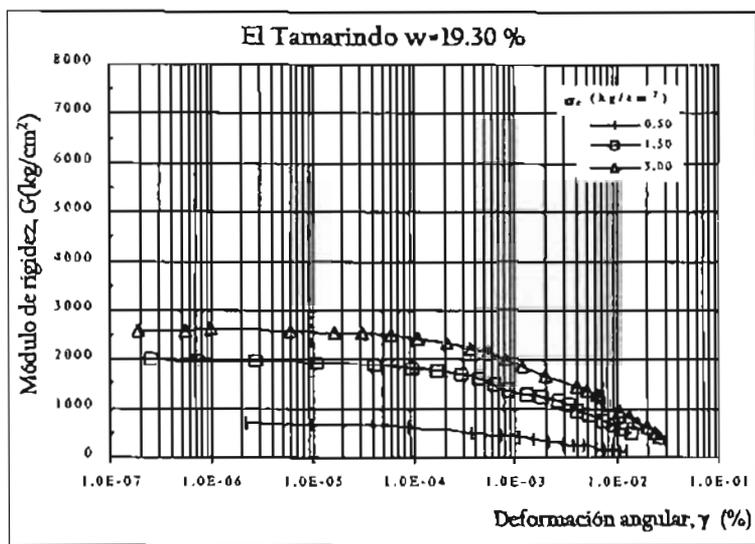
En este anexo se presenta la totalidad de las curvas $G - \gamma$, $\lambda - \gamma$ obtenidas de las pruebas efectuadas en este trabajo y que se enlistan en las tablas 3.1.1 y 3.1.2. Aquí, se presenta en una figura, tres curvas de cada uno de los niveles de esfuerzo a la que se llevó cada probeta, por lo tanto cada una de las figuras corresponde a un punto de la curva de compactación, es decir a un contenido de agua determinado, comenzando por la rama seca. Siguiendo con el formato de la presentación de resultados se inicia con el material correspondiente al banco "El Tamarindo", de igual forma se presentan primero las curvas $G - \gamma$ y después las correspondientes al aumento del amortiguamiento $\lambda - \gamma$.

Curvas $G - \gamma$ para el material del banco "El Tamarindo".

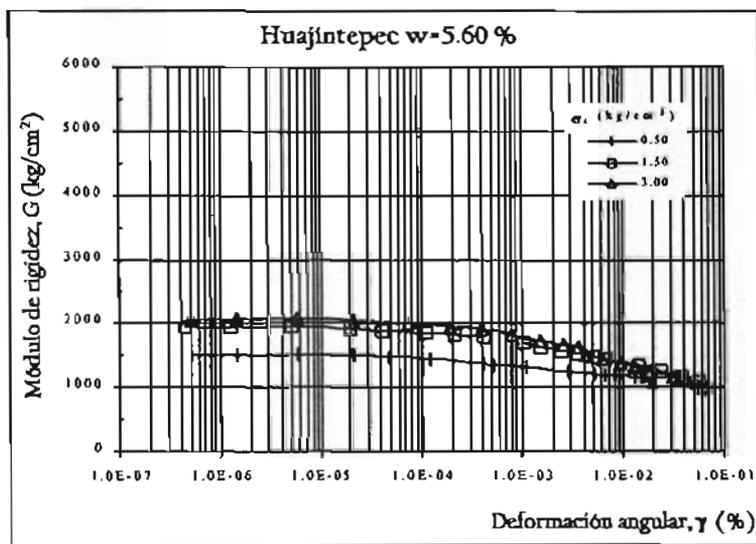


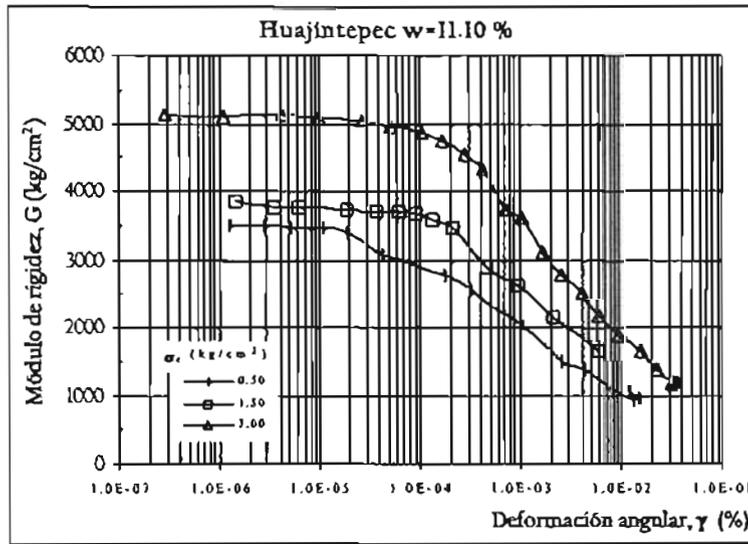
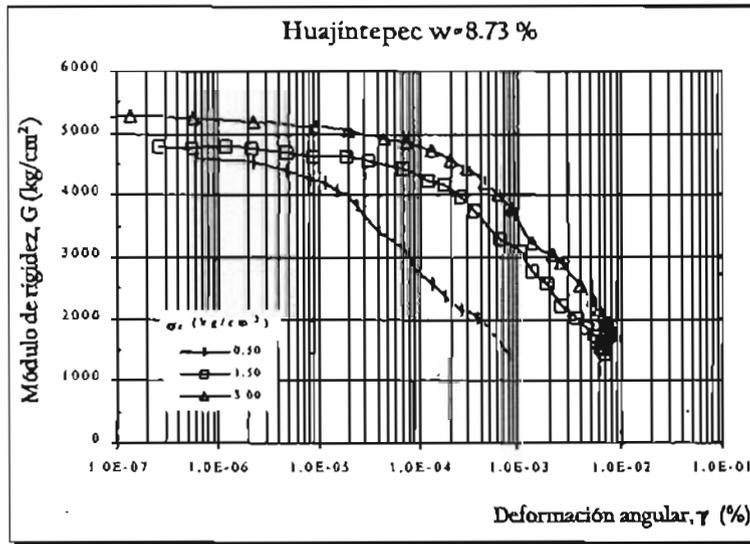
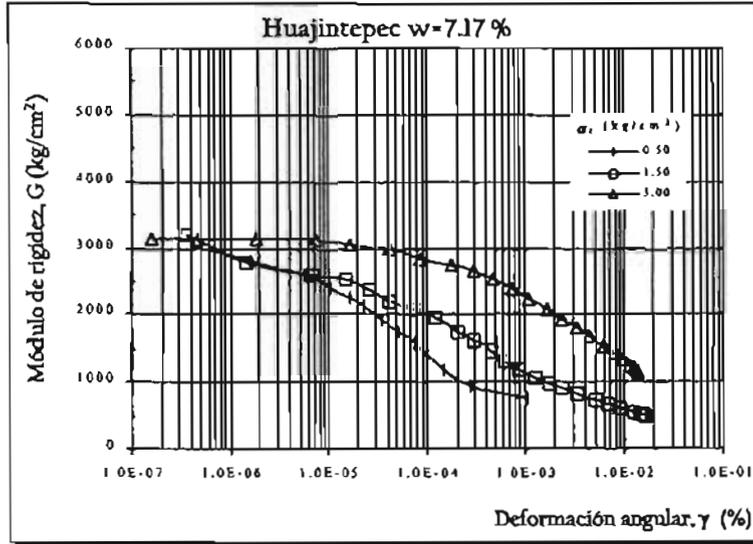


ANEXO I.

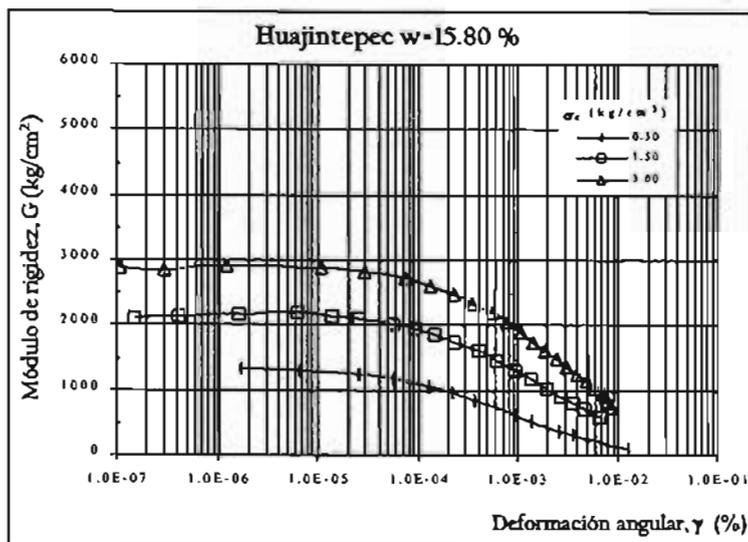
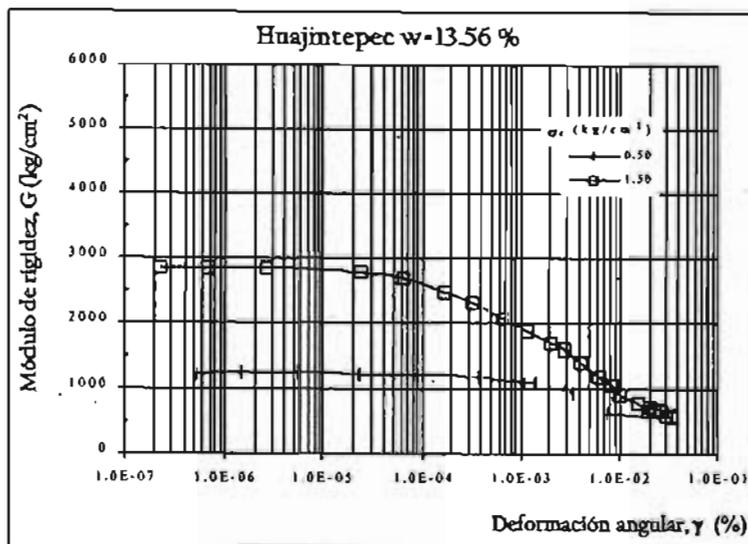


Curvas G - γ para el material del banco "Huajintepec".

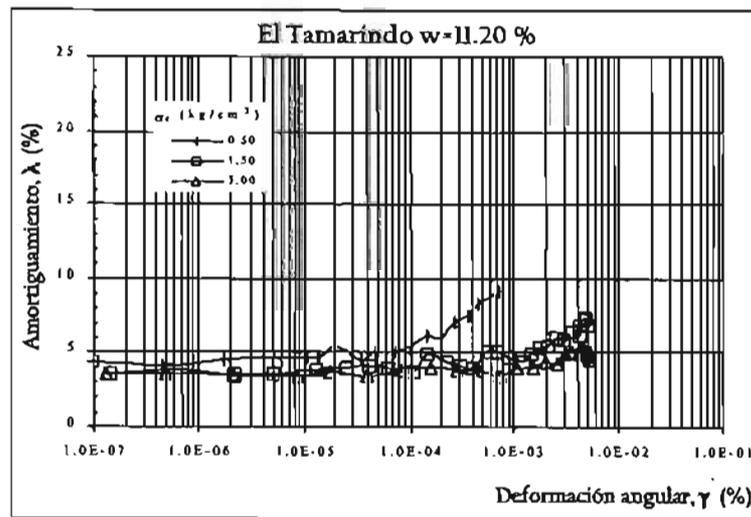
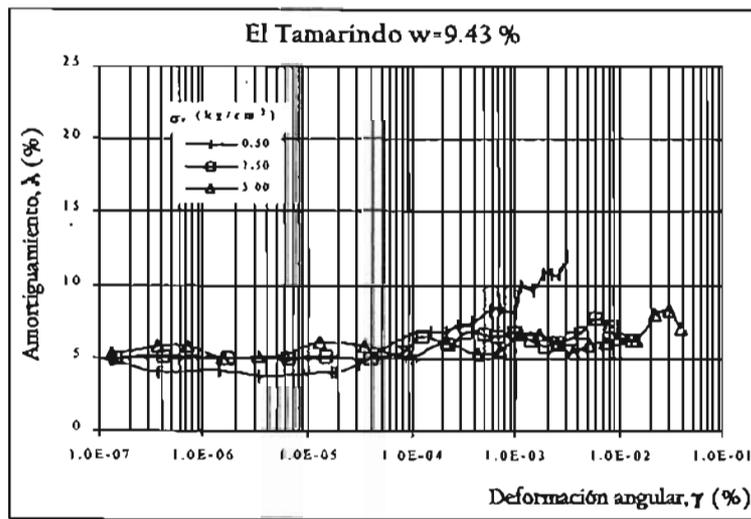
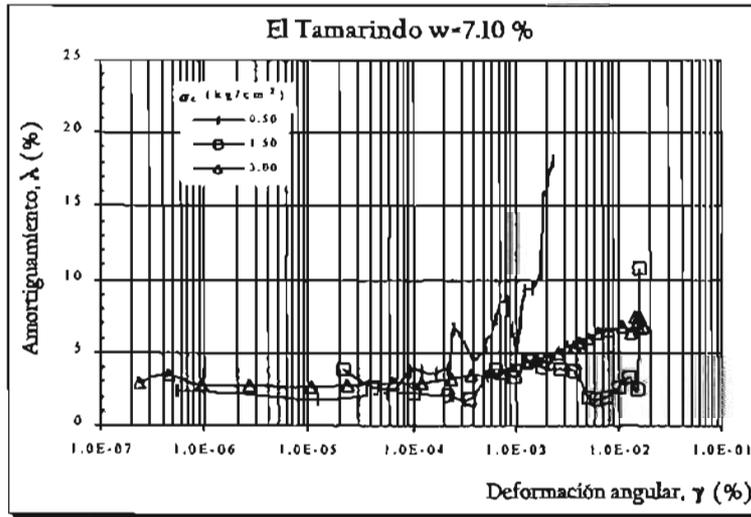




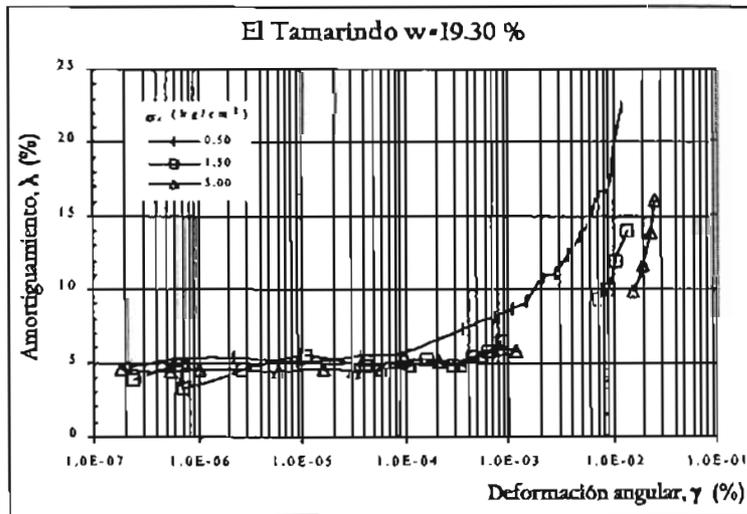
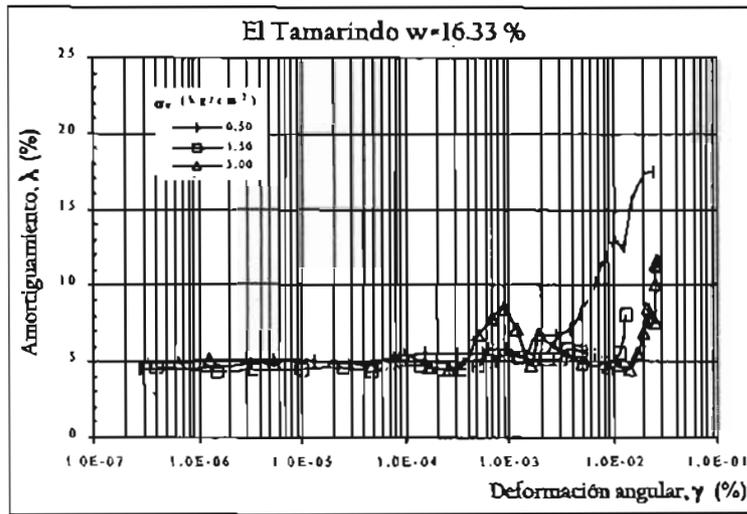
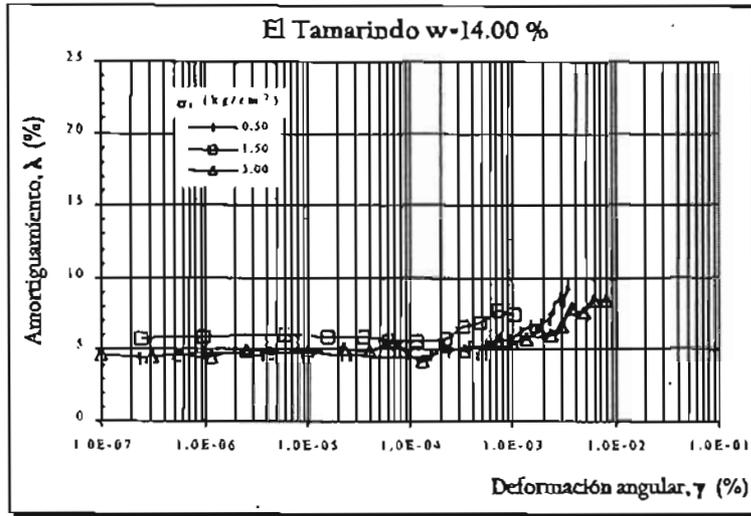
ANEXO I.



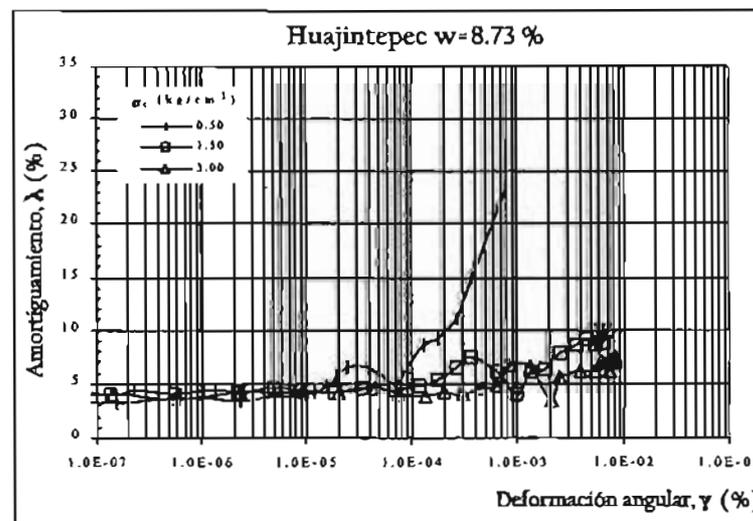
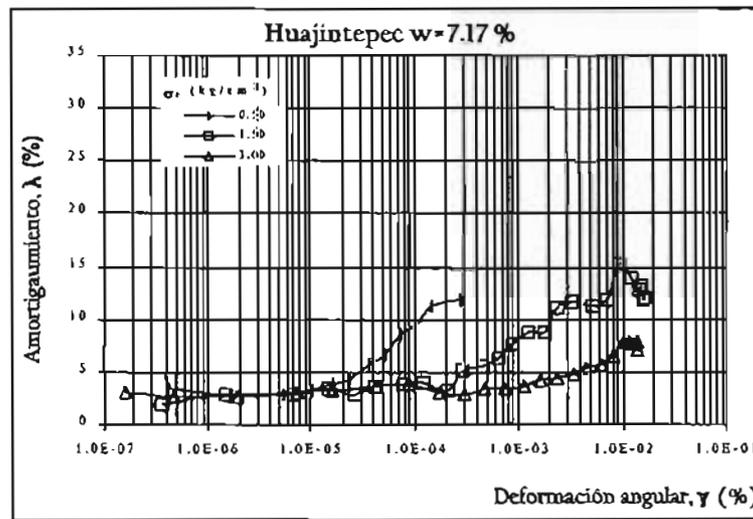
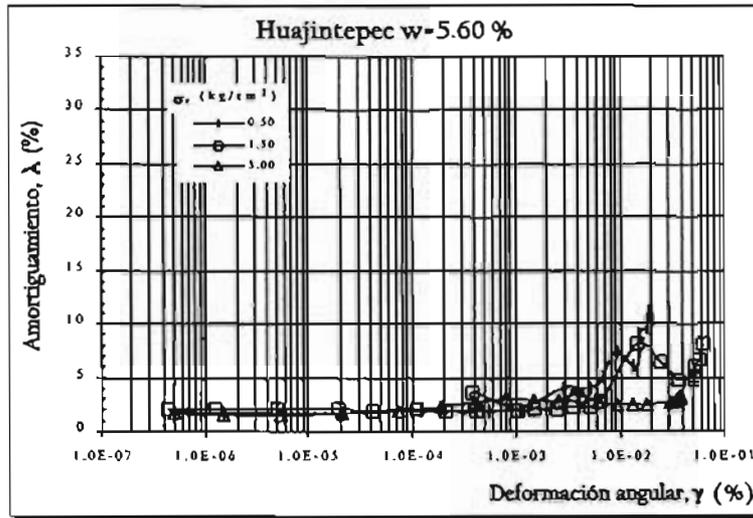
Curvas $\lambda - \gamma$ para el material del banco "El Tamarindo".



ANEXO I.



Curvas $\lambda - \gamma$ para el material del banco "Huajintepec".



ANEXO II.
CONTORNOS EMPLEADOS EN LA DETERMINACIÓN DE LOS
PARÁMETROS A, B Y γ_r .

Se presenta aquí la totalidad de los contornos obtenidos, así como su representación en forma de superficies para la determinación de los parámetros A, B y γ_r en función de las variables: e, γ_d , G_w y w así como de la presión de confinamiento.

En todos los contornos aquí presentados las unidades de las diferentes variables graficadas son:

e: relación de vacíos (adimensional),

γ_d : peso volumétrico seco (gr/cm^3),

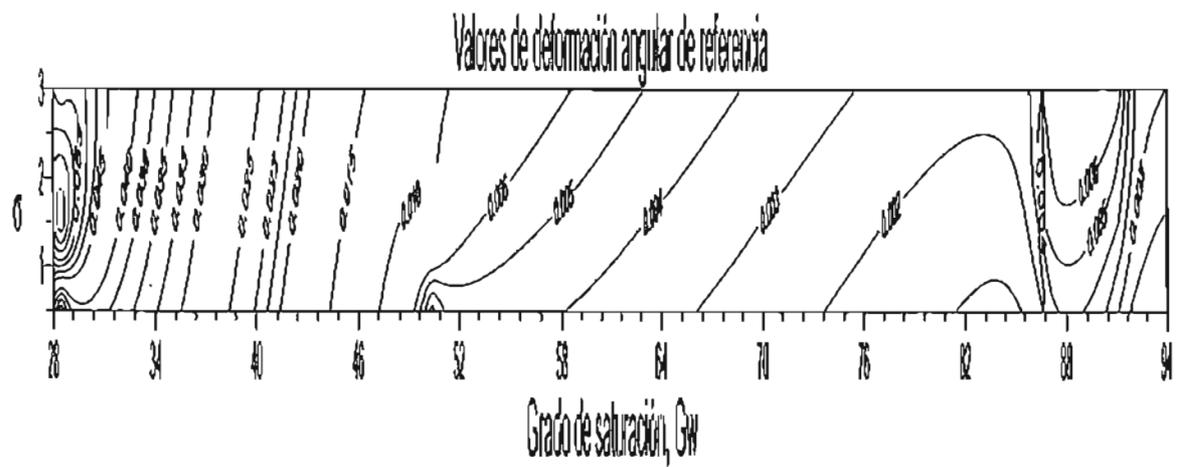
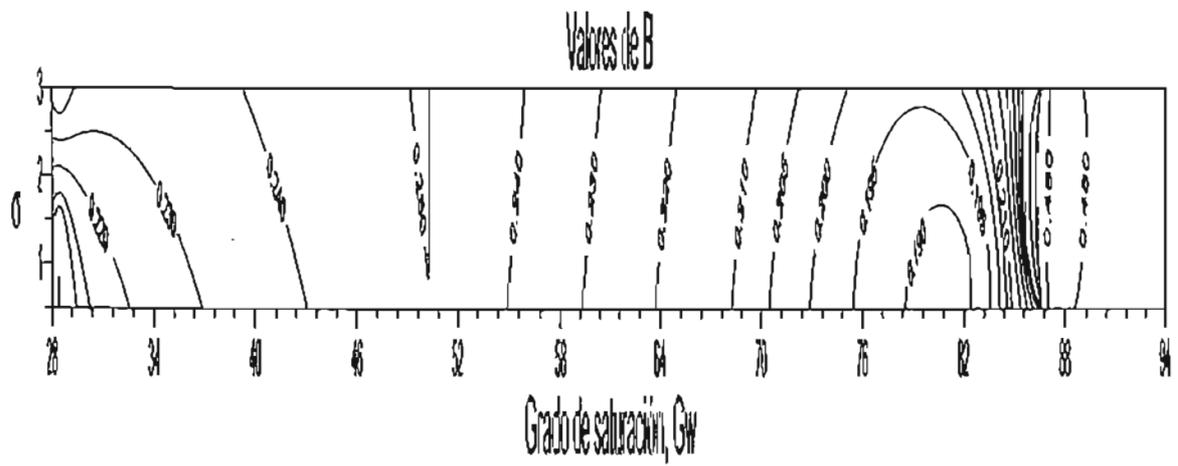
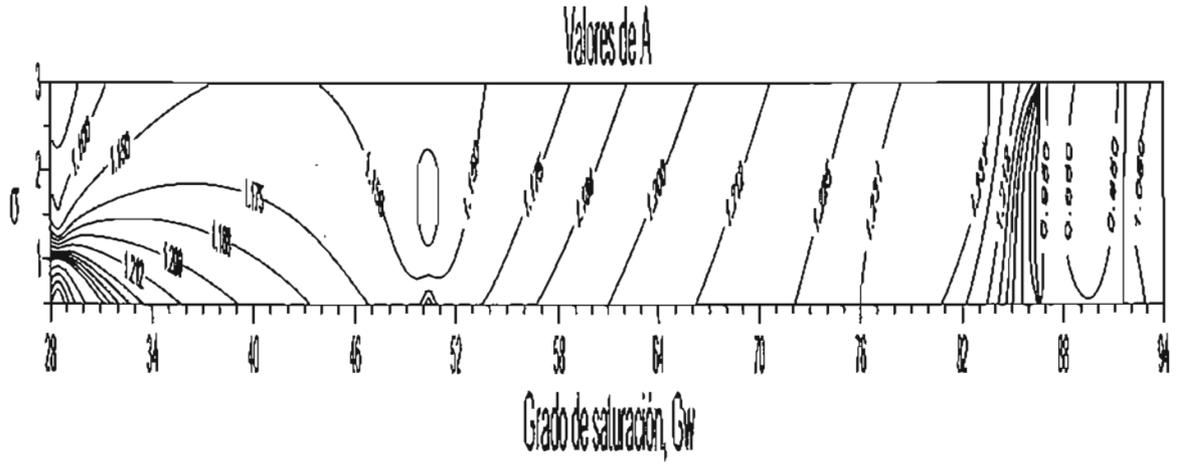
G_w : grado de saturación (%),

w: contenido de agua (%),

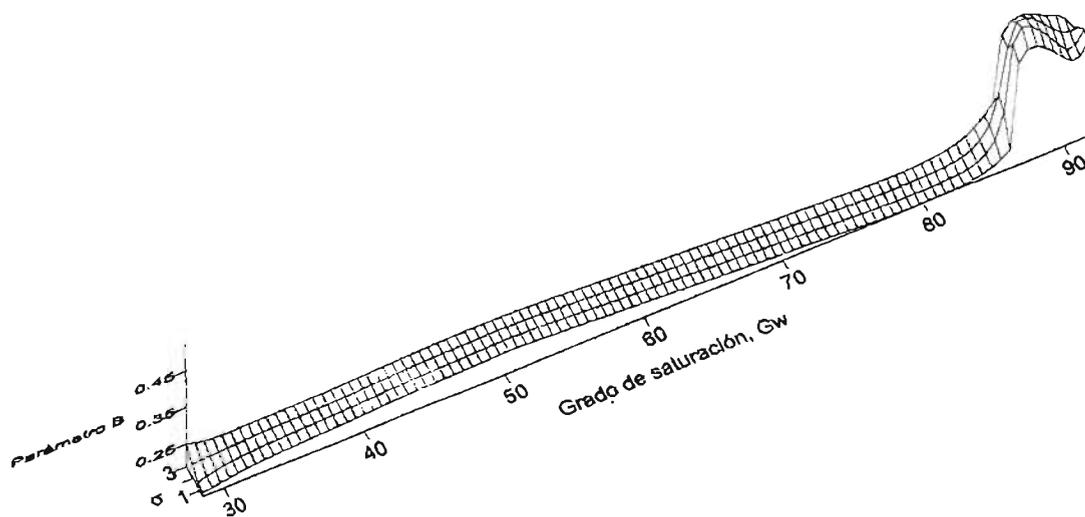
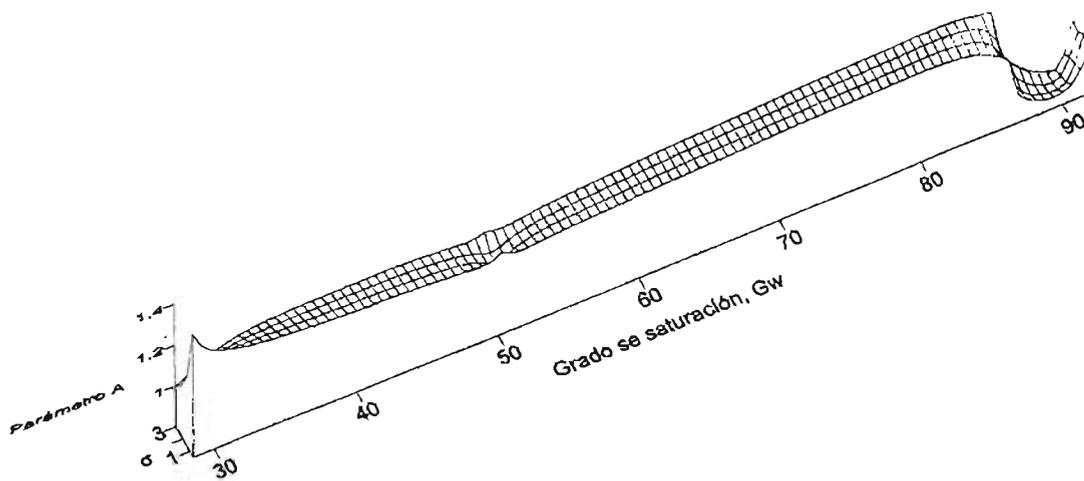
$\sigma = \sigma_c$: presión de confinamiento (kg/cm^2)

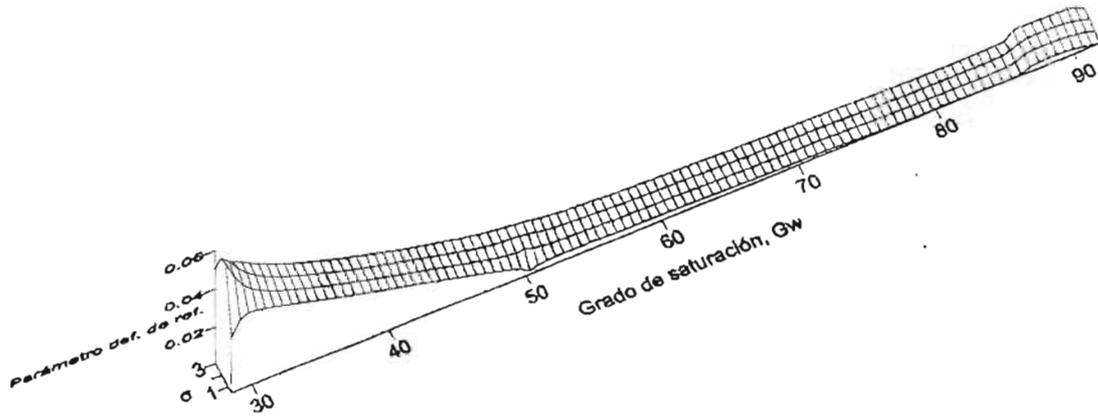
A, B y γ_r : son parámetros adimensionales definidos en el capítulo 5.

Contornos de la variación de G_w y σ_c con los parámetros A, B y γ_r .

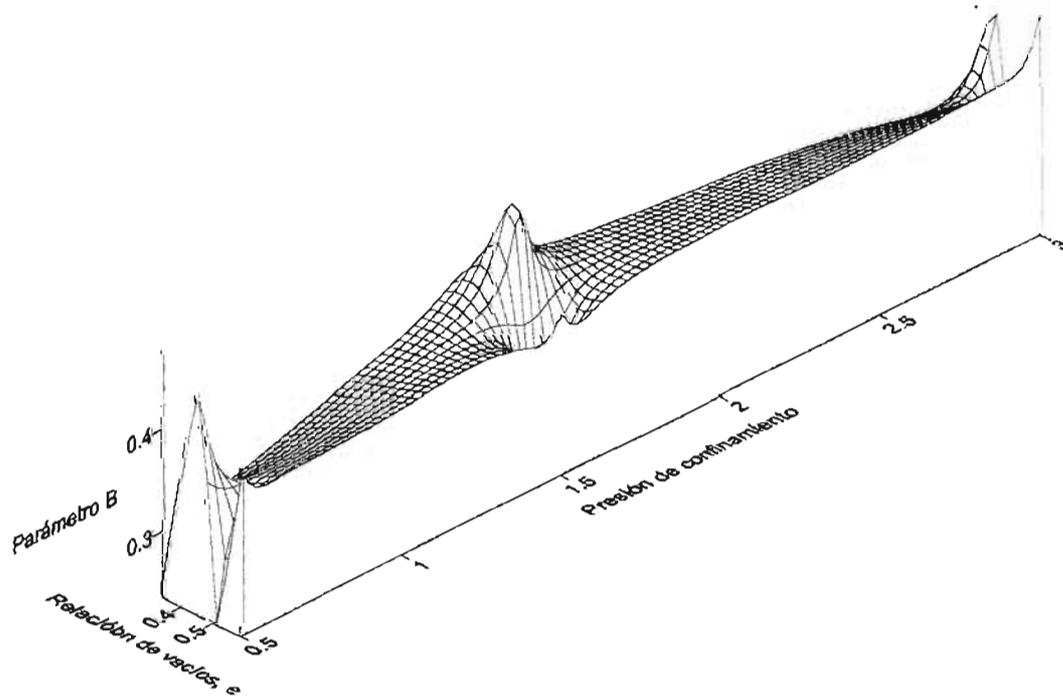
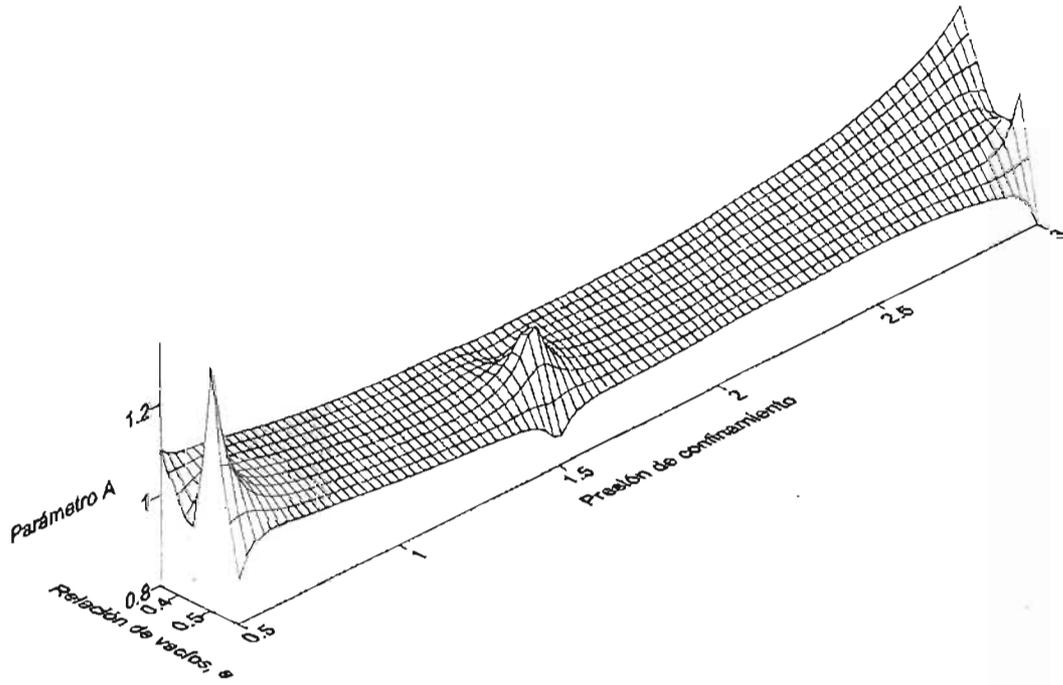


Representación tridimensional de los contornos G_w y σ_c con los parámetros A, B y γ_r .

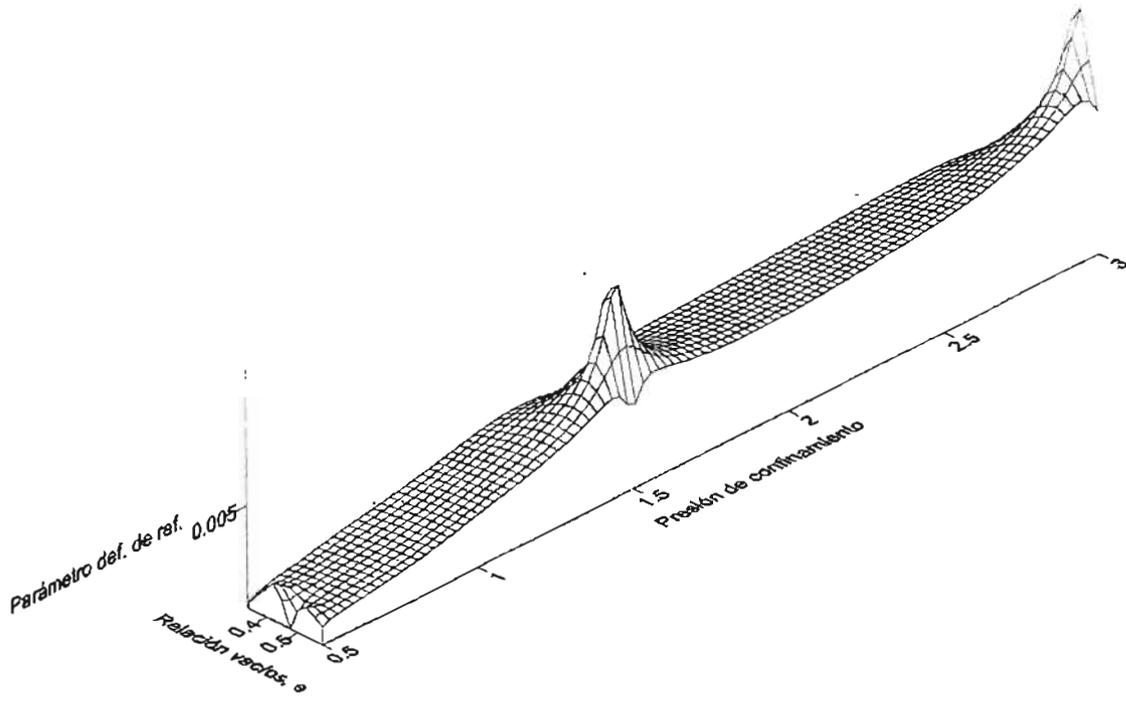




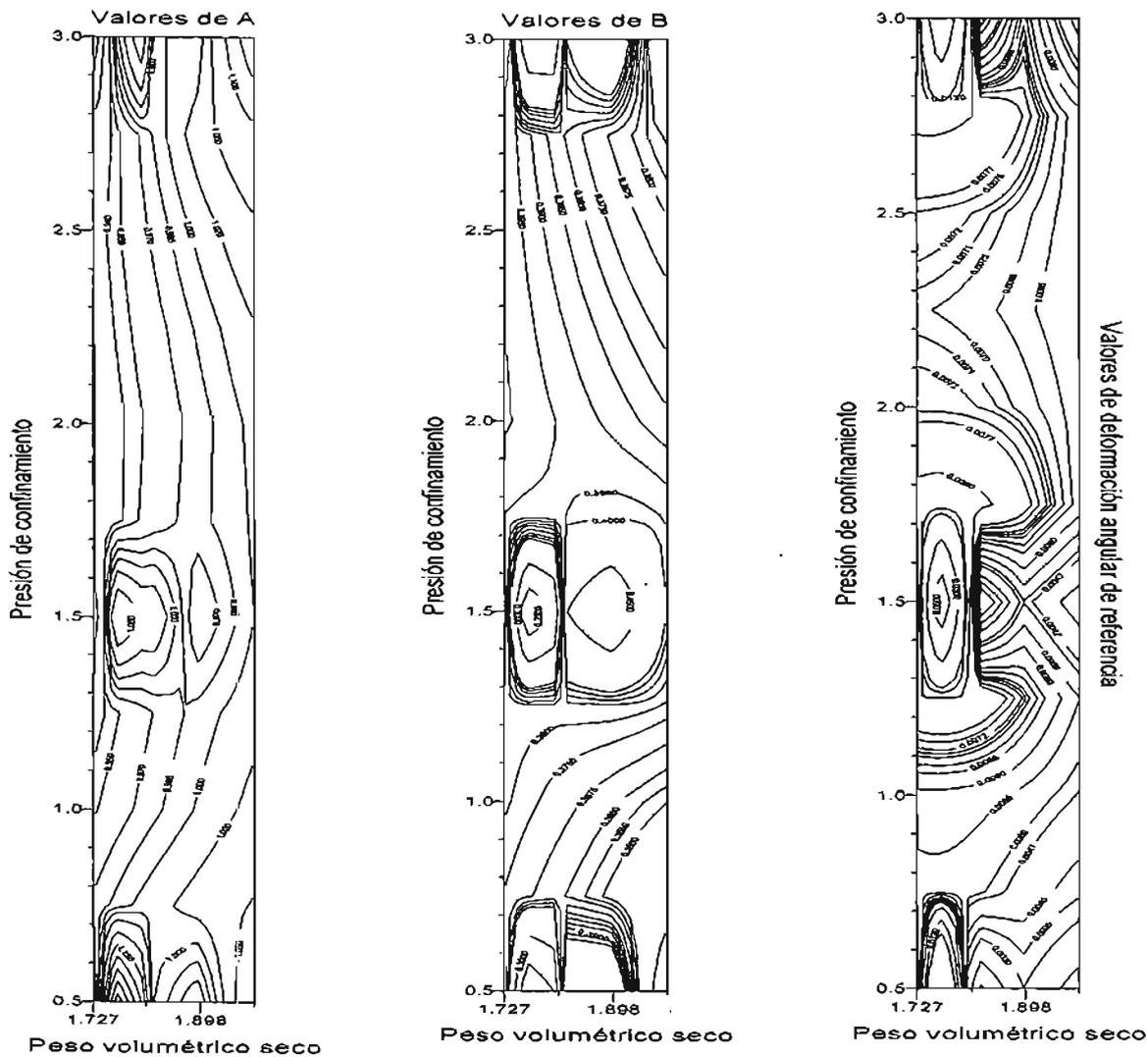
Representación tridimensional de los contornos e y σ_c con los parámetros A, B y γ_r .



ANEXO II.

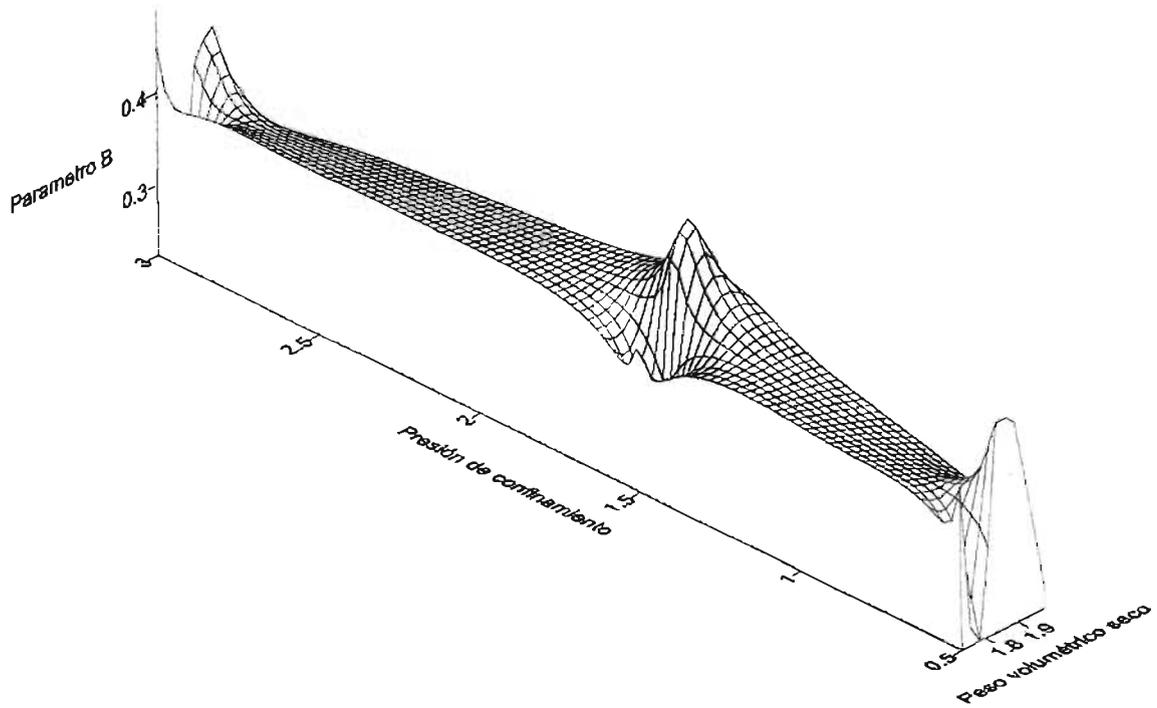
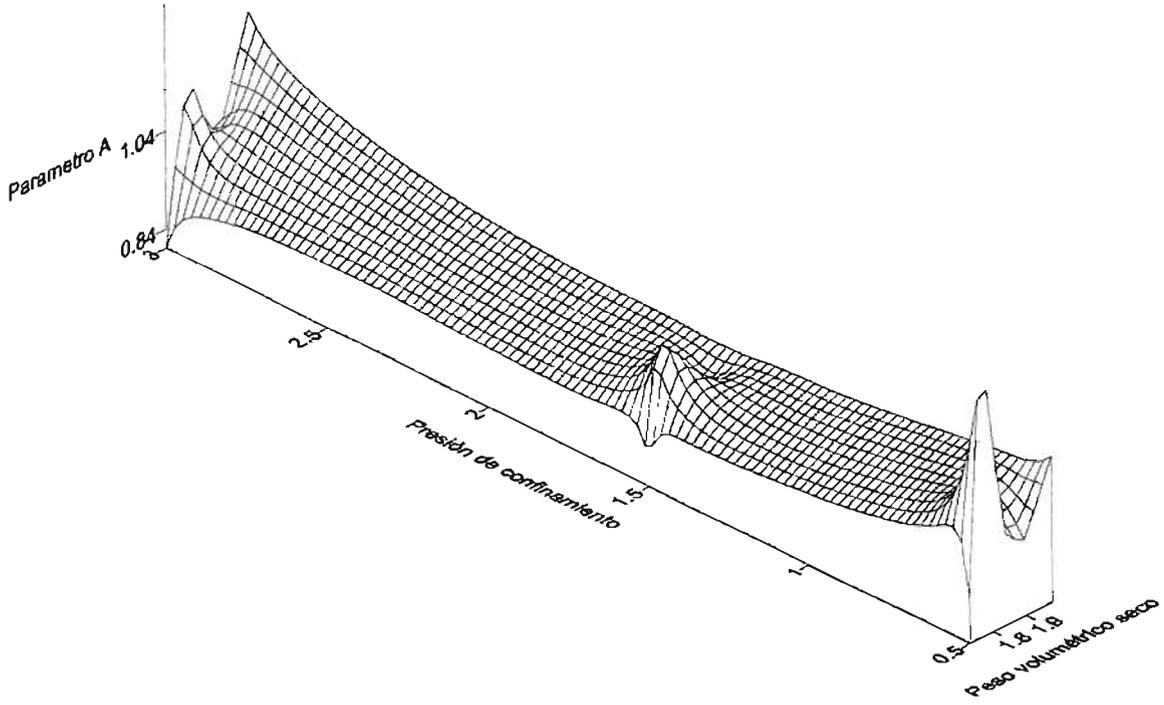


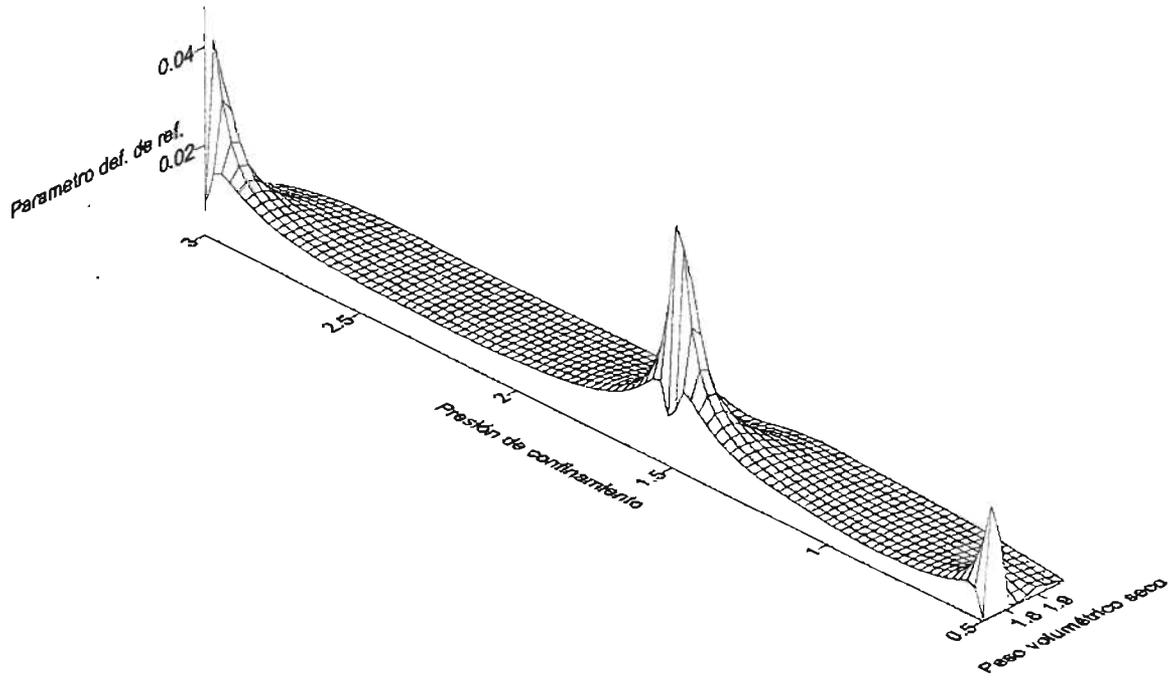
Contornos de la variación de γ_d y σ_c con los parámetros A, B y γ_r .



ANEXO II.

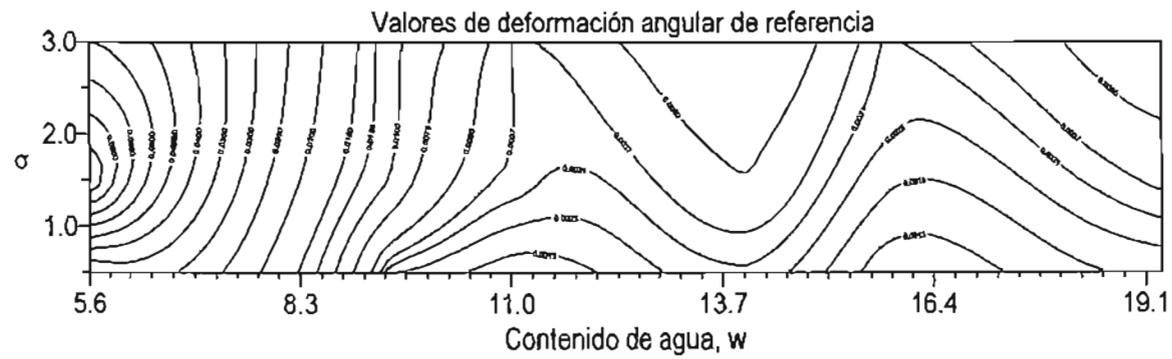
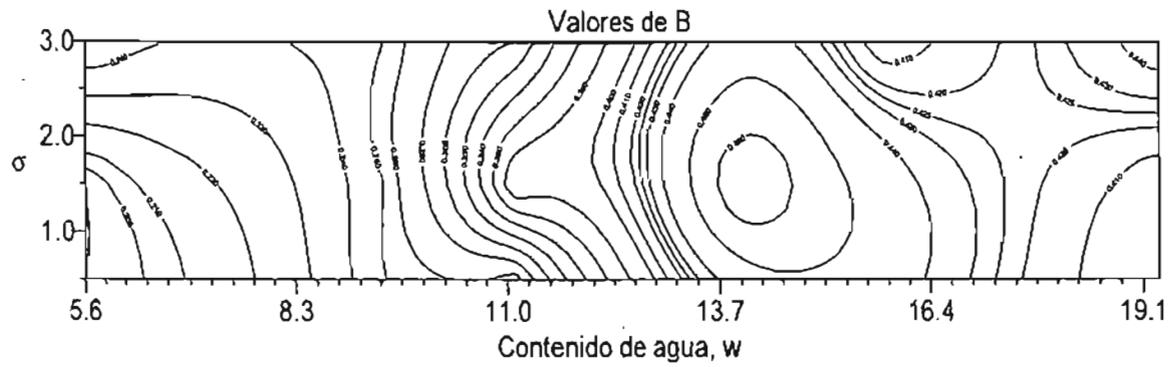
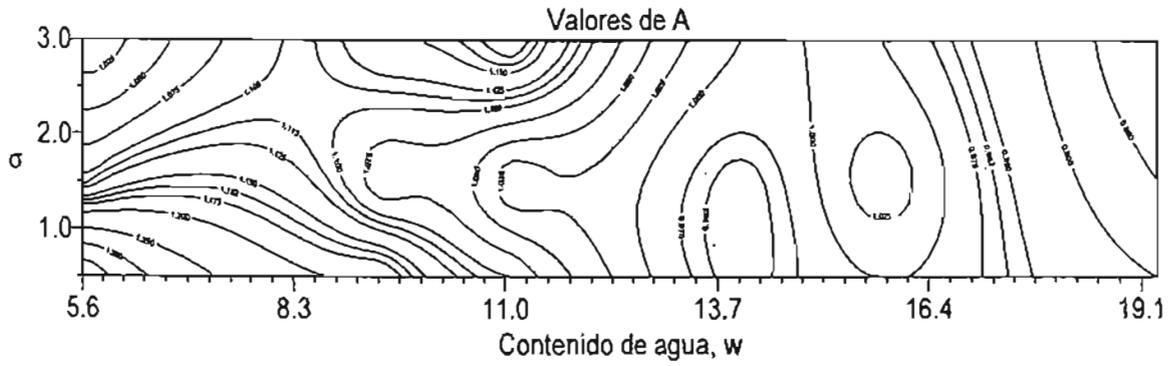
Representación tridimensional de los contornos γ_d y σ_c con los parámetros A, B y γ_r .





ANEXO II.

Contornos de la variación de w y σ_c con los parámetros A, B y γ_r .



Representación tridimensional de los contornos w y σ_c con los parámetros A , B y γ_c .

