

0163
1



Universidad Nacional Autónoma de México

**IDENTIFICACIÓN DE PARÁMETROS DINÁMICOS Y
MODELADO DEL SUBSUELO EN LOS SITIOS
SCT, CAO y EJ-15.**

FRANCISCO GABRIEL HERNÁNDEZ MARTÍNEZ

TESIS

Presentada a la División de Estudios de Postgrado de la
Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional
Autónoma de México, como requisito para obtener
el grado de

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)**

Director de Tesis:

Dr. Víctor Manuel Taboada Urtuzuástegui



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.

Esta Tesis es dedicada con mucho cariño a mi mamá:

☞ Rita Martínez Rivera

☞ Por el amor invaluable, la felicidad inmensa que día a día nos brindas y por todo el tiempo que nos has dedicado, desde llevarnos de la mano al primer reto hasta compartir una noche completa de esperanza para lograr la obtención de esa ficha que afortunadamente conseguimos. Simplemente gracias por darnos la vida

DEDICATORIAS

☞ A mi papá Heriberto,

Por todo el apoyo que nos das, el ejemplo de responsabilidad y los momentos tan únicos que compartes con nosotros.

☞ A Heriberto,

Por la gran disposición para regalarme un poco de tu conocimiento y por abrir las puertas del saber en nuestro hogar.

☞ A Refugio,

Por la confianza que me brindas y por la sinceridad compartida.

☞ A Guadalupe,

Por todos los momentos que me regalas los fines de semana que aunque no lo creas, siempre los tengo presentes.

☞ A Vianey,

Por darnos la ternura suficiente para nuestras vidas.

☞ A Marola,

Por formar parte de la familia, y aunque estés lejos, siempre estas en nuestros pensamientos.

☞ A Lisseth,

Por permitir ser parte de tu vida y por compartir pocos pero lindos momentos de felicidad a tu lado.

AGRADECIMIENTOS

CS A mi asesor:

Dr. Víctor Manuel Taboada Urtuzuástegui,

Por los consejos, la confianza, el apoyo incondicional, y la gran motivación que siempre me brindas, así como, la disposición de tu tiempo para realizar las revisiones a este trabajo. Simplemente, muchas gracias por tu amistad.

CS A los profesores:

Dr. Miguel Pedro Romo Organista,

Por el apoyo incondicional que me ha otorgado y por el tiempo que me dedica para despejar cada una de mis dudas.

Dr. Gustavo Ayala Millian,

Dr. Daniel Resendiz Nuñez,

Dr. Mario Ordaz Schroeder,

Por los comentarios, los consejos, y las recomendaciones proporcionadas para mejorar este trabajo, así como, por el tiempo dedicado a la revisión del mismo.

CS A mis compañeros del Instituto de Ingeniería,

Reynaldo, Axel, Javier Franco, Adonay, Arturo Paz, Carlos Daniel, Eduardo, Diego, Edgar, Enrique Castellanos, Enrique Ibarra, Gloria, Guillermo, Hernán, Joel, Juan Carlos, José Luis, Juan Félix, Marcos, Moisés, Nelson, Nefalí, Oscar, Osvaldo, Pánfilo, Patricia, y Sergio. Por compartir casi cuatro años de convivencia.

CS A **Oscar Méndez**, por cada momento, triste o feliz, que pasamos juntos.

CS A **Zenón Medina** y **Ma. José**, por ser parte de una excelente coincidencia, nuestra amistad.

CS A **Socorro Alvares** y **Hortencia Martínez** por el apoyo otorgado.

A SPECIAL ACKNOWLEDGMENT TO:

☞ Professor: **Dr. Ahmed-W. Elgamal**,

I am especially grateful to professor Ahmed Elgamal for his valuable and unconditional cooperation to carry out this research. Part of the numerical computation of this work was made with his guidance during my stay as visiting scholar at The University of California, San Diego (UCSD). I really appreciated all his helpful comments and valuable ideas to improvement this work.

Also, I would like to express my gratefulness to the staff of Structural Engineering Department at the UCSD. **Drs. Zhaohui Yang and Tao Lai** were especially generous in taking time for many valuable discussions of this work during my eight months stay. I am also grateful to **Liangcai He, Jinchu Lu, Warrasak Jakrapiyanun, and Ruiz-Garcia Jorge** for their friendship.

Francisco G. Hernandez Martinez

☞ A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Por el apoyo económico proporcionado durante la realización de la maestría y por la oportunidad junto con el soporte económico otorgado para realizar el intercambio académico Universidad Nacional Autónoma de México-Universidad de California en San Diego, producto del cual se originó esta tesis.

☞ Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT)

Por el apoyo económico brindado durante la realización de la maestría.

☞ A la Universidad de California en San Diego,

Por abrirme sus puertas y por el apoyo otorgado.

Resumen

Se estudia la respuesta sísmica en depósitos arcillosos de la ciudad de México sujetos a excitaciones sísmicas. La respuesta sísmica se analiza con la técnica de identificación de sistemas y con la ayuda de un proceso de optimación. En la técnica de identificación de sistemas el depósito de suelo se analiza mediante dos modelos: de propagación unidimensional de ondas de cortante y de masas concentradas. El primer modelo, considera la teoría de propagación de ondas en un medio homogéneo, elástico y uniforme, mientras que el otro considera un medio homogéneo en el que se simula un comportamiento semejante a una viga de cortante. Los parámetros considerados de mayor influencia en la respuesta sísmica de los depósitos son: el módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento. En una primera iteración, los parámetros se suponen y mediante un proceso de optimación se logran los óptimos.

Se estudia los depósitos de suelo en tres sitios: "Secretaría de Comunicaciones y Transportes" (SCT), "Central de Abasto Oficinas" (CAO) y "Edificio Jalapa No. 15" (EJ-15). En los análisis de respuesta sísmica, se considera un comportamiento lineal en las propiedades del suelo. Además, se toma en cuenta una distribución parabólica del módulo de rigidez al cortante en función de la profundidad.

Los resultados muestran que para el caso en que se discretiza el suelo en diferentes capas y se considera la distribución parabólica del módulo de rigidez al cortante con la profundidad, los parámetros obtenidos son similares. Así mismo, el parámetro de la relación de amortiguamiento obtenido mediante los dos modelos, permanece dentro de un mismo intervalo de valores. Las velocidades de ondas de cortante identificadas son muy semejantes a aquellos valores obtenidos mediante otras técnicas de campo: sonda suspendida y down-hole.

Los espectros de aceleraciones registrados en campo, se utilizan para compararlos con aquellos obtenidos en este estudio. En general, la comparación es buena en los sitios SCT y CAO, pero para ciertas excitaciones la comparación muestra diferencia. En el sitio EJ-15 la comparación es excelente.

Índice

Dedicatorias	i
Agradecimientos	iii
Resumen	vi
1. Introducción	1
1.1. Objetivos	3
1.2. Antecedentes	4
1.3. Contenido de la Tesis	7
2. Identificación de Sistemas Paramétricos Utilizando Registros Sísmicos	8
2.1. Introducción	8
2.2. Establecimiento Formal del Problema de Identificación de Sistemas	10
2.3. Reconocimiento del Comportamiento Físico del Sistema	11
2.4. Selección de la Clase del Modelo	12
2.4.1. Clases de Modelos	13
2.4.2. Modelos No-paramétricos	13
2.4.3. Modelos Paramétricos	13
2.5. Estimación de los Parámetros del Modelo	14
2.6. Procesos de Optimación	15
2.7. Descripción del Método de Optimación Utilizado	16
2.7.1. Análisis de Error	17
2.7.2. Suposición Inicial	23
2.8. Limitaciones del Modelo en la Estimación de Parámetros	23
3. Respuesta Sísmica de Depósitos de Suelo	25
3.1. Tipos y Características de Ondas Sísmicas	25
3.2. Ecuación de Propagación Unidimensional de Ondas Longitudinales	31
3.3. Ecuación de Propagación Unidimensional de Ondas Transversales	33
3.4. Solución de la Ecuación de Propagación Unidimensional de Ondas Transversales	34
3.5. Vibración Forzada Amortiguada	36
3.6. Evaluación de Funciones de Transferencia	44
3.7. Descripción del Programa Shakeopt	65

3.8.	Análisis de la Respuesta del Suelo en el Dominio del Tiempo (Programa Sbeam)	70
3.8.1.	Formulación y Solución de la Ecuación de Movimiento	70
3.9.	Descripción del Programa Sbeam	82
4.	Modelado del Comportamiento Dinámico y Características del Subsuelo de la Ciudad de México	85
4.1.	Introducción	85
4.2.	Análisis Lineal	86
4.3.	Análisis Lineal Equivalente	87
4.4.	Análisis No-lineal	88
4.5.	Modelado del Subsuelo de la Ciudad de México	89
4.5.1.	Reconocimiento del Comportamiento Físico del Sistema	89
4.5.2.	Modelado del Subsuelo de la Arcilla del Valle de México	90
4.5.3.	Identificación del Sistema Paramétrico para el Subsuelo del Valle de México	90
4.5.4.	Función Objetivo	90
4.5.5.	Parámetros Restringidos	92
4.6.	Identificación de los Parámetros de Mayor Influencia	92
4.7.	Espectro de Respuesta	92
4.8.	Método de Optimización	94
4.9.	Procesamiento de Filtrado de los Eventos Sísmicos Utilizados Mediante un Filtro Pasa-banda	95
4.10.	Condiciones Generales del Subsuelo de la Ciudad de México	97
4.11.	Localización y Aspectos Geotécnicos del Sitio SCT	101
4.11.1.	Historia del Sitio SCT	102
4.12.	Localización y Aspectos Geotécnicos del Sitio CAO	105
4.13.	Localización y Aspectos Geotécnicos del Sitio EJ-15	107
5.	Evaluación de las Propiedades Dinámicas del Suelo en el Sitio Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT)	111
5.1.	Descripción del Arreglo Acelerográfico	113
5.2.	Análisis Realizados	120
5.3.	Comparación de Resultados	132
5.4.	Análisis y Discusión de Resultados	

6. Evaluación de las Propiedades Dinámicas del Suelo en el Sitio Central de Abasto Oficinas (CAO)	135
6.1. Descripción del Arreglo Acelerográfico	135
6.2. Análisis Realizados	138
6.3. Comparación de Resultados	147
6.4. Análisis y Discusión de Resultados	166
7. Evaluación de las Propiedades Dinámicas del Suelo en el Sitio Edificio Jalapa 15 (EJ-15)	167
7.1. Descripción del Arreglo Acelerográfico	167
7.2. Análisis Realizados	170
7.3. Comparación de Resultados	184
7.4. Análisis y Discusión de Resultados	185
8. Conclusiones	187
Bibliografía.	191

1.

Introducción

Los principales parámetros dinámicos para determinar la respuesta sísmica en depósitos de suelo son el módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento.

Existen tres fuentes para obtener estos datos: (1) ensayos de laboratorio, (2) pruebas "in situ", y (3) observación de sitios instrumentados. En años recientes, esta última ha captado la atención de los investigadores debido a la presencia de más de 250 sitios instrumentados con acelerómetros de pozo y superficie en todo el mundo (Elgamal *et al.*, 2001).

Cabe señalar que la preferencia de alguna de las técnicas mencionadas para la evaluación de los parámetros dinámicos, dependerá de las herramientas que se tengan disponibles o que más convengan para el sitio en estudio.

Aprovechando la existencia de eventos sísmicos registrados en arreglos de pozo verticales en la ciudad de México y mediante la solución del problema inverso utilizando una técnica de identificación de sistemas es como, en esta tesis, se pretende caracterizar las propiedades dinámicas de los estratos de arcilla.

El proceso de identificación de sistemas consiste en:

1. Reconocimiento y selección de una clase de modelo para evaluar el comportamiento de los depósitos de suelo en los sitios de interés.
2. Identificar los parámetros dinámicos de mayor importancia en la evaluación de la respuesta sísmica.
3. Estimar los parámetros del modelo, y
4. Evaluar la calidad del modelo.

Para reproducir el comportamiento sísmico de depósitos de suelo, existen distintos modelos: el de propagación de ondas de cortante, el de masas concentradas (unidimensional), y el de elemento finito (bidimensional o tridimensional). En esta tesis, los dos primeros son utilizados para modelar la respuesta dinámica de los depósitos arcillosos existentes en la ciudad de México.

Como su nombre lo indica, el primer modelo se basa en la teoría de propagación unidimensional de ondas de cortante en un medio estratificado, uniforme y semi-infinito. La respuesta del suelo involucra a depósitos de suelo con capas de diferente rigidez y relación de amortiguamiento, donde la energía de las ondas elásticas que viajan, se refleja o transmite en las fronteras de éstas. Para realizar la evaluación de la respuesta sísmica, se requiere del desarrollo de funciones de transferencia para cada capa del depósito y se supone que el comportamiento del suelo es lineal.

El segundo modelo, llamado de masas concentradas, permite discretizar el depósito de suelo en elementos discretos donde las masas se concentran en puntos nodales. Este método supone que el depósito es homogéneo y se deforma como una simple viga de cortante originando desplazamientos horizontales.

En esta tesis se presentan: el procedimiento adoptado, los resultados obtenidos y la comparación de los mismos, evaluados mediante la aplicación de la técnica de identificación de sistemas a partir de eventos sísmicos registrados con arreglos de pozo verticales en tres sitios: "Secretaría de Comunicaciones y Transportes" (SCT), "Central de Abasto Oficinas" (CAO) y "Edificio Jalapa 15" (EJ-15).

1.1

Objetivos.

El subsuelo de la ciudad de México tiene un comportamiento característico por la amplificación que sufren las ondas sísmicas al viajar por el interior del suelo. En el sismo de 1985, este comportamiento se observó en todos los sitios en suelo blando, uno de ellos el sitio SCT (Romo et al., 1987, 1988). Por esta razón, el modelado de la respuesta dinámica en el sitio SCT, y en otros sitios localizados en la ciudad de México es de interés. Con dicho modelado podemos determinar si la herramienta adoptada es aplicable a sitios específicos o si ésta se puede generalizar al subsuelo de la ciudad de México.

El análisis de los acelerogramas registrados por los instrumentos dispuestos en arreglos de pozo verticales en los sitios SCT, CAO y EJ-15 nos permite evaluar las propiedades dinámicas del suelo a profundidades que dependen de la ubicación de los acelerógrafos en el pozo. Los eventos sísmicos utilizados para el análisis de la respuesta de depósitos de suelo (Tabla I.I) son de pequeña magnitud pero con un amplio contenido de frecuencias.

Tabla I.I. Eventos sísmicos escogidos para el análisis.

SCT	CAO	EJ-15
15/06/99	07/21/00	09/30/99
08/09/00	06/21/99	06/21/99
	05/22/97	06/15/99
	05/23/94	05/22/97
	10/24/93	12/22/97

Los objetivos principales en esta tesis son:

- Evaluar los parámetros dinámicos (módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento) de la arcilla del valle de México, utilizando la técnica de identificación de sistemas con el uso de un modelo de propagación unidimensional de ondas de cortante y un modelo de masas concentradas.
- Calcular los parámetros dinámicos considerando una variación parabólica del módulo de rigidez al cortante en función de la profundidad en los modelos utilizados.
- Comparar los resultados obtenidos y elegir el modelo conveniente para determinar las propiedades dinámicas del suelo en los sitios SCT, CAO y EJ-15.
- Comparar los resultados calculados con los obtenidos mediante el uso de otras técnicas de investigación, como pruebas de laboratorio (columna resonante y triaxial cíclica) y pruebas de campo (sonda suspendida y downhole).

1.2

Antecedentes

Las investigaciones existentes para identificar el comportamiento del suelo a partir de registros acelerográficos son escasas. Seed et al., (1970), utilizaron un análisis con el método de elemento finito para estimar las propiedades dinámicas de los materiales de presas.

Idriss et al. (1974) utilizaron dos modelos para evaluar la respuesta sísmica de depósitos de suelo a partir de registros de aceleraciones. Estos fueron el de elementos finitos y el de masas concentradas. Los resultados se compararon con los obtenidos en pruebas a pequeña escala del prototipo. Estos procedimientos permitieron calcular el módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento. En el modelo de masas concentradas se utilizó la solución de superposición modal que considera el amortiguamiento de Rayleigh con un valor constante en todos los elementos.

Gordon et al. (1974) evaluaron la respuesta de la presa "San Leandro". El modelado se realizó con la ayuda del método de elementos finitos. Para la evaluación de las propiedades estáticas y dinámicas de los materiales que constituyen la presa, se utilizaron tres eventos sísmicos. El comportamiento de los materiales se idealizó como lineal equivalente.

Makdisi et al. (1978) utilizaron un modelo bidimensional con el uso de elementos finitos considerando las propiedades de los materiales como lineales equivalentes. Ellos emplearon el programa QUAD-4, para determinar las propiedades dinámicas de presas, que toma en cuenta la dependencia del módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento con la deformación cortante del material.

Abdel-Ghaffar y Scott (1978,1979) evaluaron las propiedades dinámicas del suelo con el uso de eventos sísmicos registrados en presas de tierra. En este estudio, se implementó un modelo de viga cortante para calcular el módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento en la presa de tierra "Santa Felicia". La presa se modeló utilizando un sistema unidimensional histerético no-lineal. La frecuencia fundamental de la presa se evaluó con un filtrado, pasa-banda estrecho, en los registros. Por otra parte, se calculó el módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento con la ayuda de gráficas de aceleración absoluta de la presa en función de desplazamientos registrados en la cresta y en su base.

Zeniou (1985), con la ayuda de la herramienta de identificación de sistemas y utilizando análisis de espectros, evaluó las propiedades dinámicas de la presa de tierra "Long Valley", la cual fue sometida a sismos de pequeña magnitud entre 1980 y 1983. Entre los parámetros que determinó están: a) la relación de amortiguamiento y b) el módulo de rigidez al cortante de los materiales.

Romo y Villarraga (1987) presentan un método basado en la teoría de vibraciones aleatorias. En este método, se emplea una aproximación en el dominio de la frecuencia, en el cual, el sismo se define como un proceso estocástico estacionario representado por una función espectral media. Para calcular las funciones de transferencia se discretiza la presa mediante elementos finitos tridimensionales y se emplea una aproximación seccionalmente continua para modelar las características no lineales de los materiales que integran la cortina. Para este análisis, se desarrolló un programa de elementos finitos tridimensionales, PTLUSH, el cual se basa en los programas TLUSH (Kagawa et al., 1981) y PLUSH (Romo et al., 1977). Empleando este método analizaron la respuesta dinámica de la presa "El Infiernillo" ante varios sismos de diferentes magnitudes. Uno de los productos de esta investigación fue definir las propiedades dinámicas de los materiales que integran la cortina.

Zeghal y Abdel-Ghaffar (1989) implementaron un análisis no-lineal para estructuras de tierra mediante el uso de identificación de sistemas con la finalidad de estimar las propiedades dinámicas en presas de tierra. La identificación se formuló en el contexto de agrupación Bayesiana combinando análisis teóricos, experimentales e información "in-situ" para reducir el problema indeterminado. Este análisis se aplicó a la presa de tierra "Long Valley".

Lin y Chao (1990) evaluaron el comportamiento dinámico de la presa "Santa Felicia" mediante el filtrado digital (filtro pasa-banda) en los registros en la base y cresta de la presa. Los registros filtrados, se utilizaron como medida de entrada y de salida en un sistema de un grado de libertad no-lineal y obtuvieron los ciclos histeréticos del suelo. A partir de los ciclos estimaron el módulo de rigidez cortante y la relación de amortiguamiento de los materiales.

Sayed et al. (1991) identificaron los parámetros dinámicos no-lineales de los materiales de las presas "Anderson", "Lexiston" y "Coyote" a partir de eventos sísmicos registrados en Loma Prieta, California, EUA. El método de elementos finitos y la herramienta de identificación de sistemas se aplicaron para evaluar el módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento de los materiales.

Elgamal y Gunturi (1992) utilizaron la técnica de elementos finitos desarrollando dos modelos: uno tridimensional y otro tridimensional simplificado, con la finalidad de reproducir la respuesta dinámica de la presa "El Infiernillo".

Succarieh et al. (1993) implementaron un análisis simplificado para reproducir la respuesta sísmica histerética no-lineal de la presa "La Villita", este análisis utilizó un modelo numérico unidimensional elasto-plástico.

Zeghal y Elgamal (1994) utilizaron la técnica de identificación no paramétrica para evaluar el mecanismo de licuación en el sitio "Wildlife Refuge". La instrumentación en este sitio consta de dos acelerómetros (en pozo y en superficie), inclinómetros y piezómetros. Las aceleraciones en pozo, en superficie, y las presiones de poro registradas durante los sismos de 1987, se emplearon para obtener las historias esfuerzo-deformación cortante y las trayectorias de esfuerzo efectivo.

Lin (1994) introdujo un modelo de identificación de sistemas no-lineal con la ayuda de un filtro (tipo Kalman de banda ancha) para extraer las propiedades dinámicas del suelo a partir de registros de arreglos de pozo verticales. Con este modelo, se analizó el arreglo "SMART1" (nombre del arreglo acelerográfico bidimensional localizado al noroeste de Taiwán) y se identificó la velocidad de ondas de cortante del suelo. Los resultados obtenidos fueron excelentes comparados con los obtenidos mediante la técnica de campo, Cross-hole.

Elgamal et al. (1995) instalaron instrumentación acelerográfica y piezométrica en el sitio "Taiwán Power Co". Hoy en día, los registros en esta estación permiten evaluar la respuesta sísmica estructural y del terreno. En este sitio se realizó un análisis de correlación de los datos obtenidos, así como un análisis espectral para evaluar: 1) La velocidad de ondas de cortante, V_s , 2) La variación de la V_s con la profundidad, 3) Las frecuencias de resonancia y la configuración modal del sitio. Así mismo, se desarrolló una técnica de identificación no-paramétrica para calcular las historias esfuerzo-deformación cortante a partir de registros de arreglos verticales de pozo. Las historias esfuerzo-deformación cortante se utilizaron para obtener la variación del módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento en función de la deformación cortante.

Glaser (1995) realizó una revisión bibliográfica de la aplicación de la técnica de identificación de sistemas para calcular las propiedades dinámicas del suelo. Su conclusión fue que "la identificación paramétrica da mejores resultados con el uso de los métodos de Fourier tradicionales".

Taboada et al. (1999, 2000) y Martínez-Carvajal (1998) utilizaron la técnica de identificación de sistemas para calcular las propiedades dinámicas del sitio "CAO" a partir de historias esfuerzo-deformación cortante.

Carvajal-Uribe et al. (2001) determinaron las propiedades dinámicas del sitio "CAO" con el uso de la técnica de identificación de sistemas. En este estudio se implementó un modelo de propagación unidimensional de ondas de cortante en un medio viscoelástico homogéneo tipo Kelvin-Voigh. También, se estudió la influencia que tiene la frecuencia de excitación en las propiedades dinámicas del suelo de los estratos superiores en el sitio "CAO".

Recientemente, Elgamal et al. (2001) elaboraron un trabajo, donde se presenta el estado del arte del uso de identificación de sistemas a partir de registros de aceleración en arreglos de pozo verticales. Este trabajo se enfoca a sitios localizados dentro de Estados Unidos y Taiwán. La conclusión es que dicha técnica es de gran utilidad para evaluar las propiedades dinámicas del suelo y permite profundizar aun más en el conocimiento del comportamiento sísmico de depósitos.

1.3.

Contenido de la Tesis.

En el capítulo dos se presenta un procedimiento que utiliza la técnica de identificación de sistemas como una herramienta para determinar los parámetros de depósitos de suelo a partir de registros sísmicos. Así mismo, se mencionan las clases de modelos que existen en la identificación de sistemas y finalmente, se proporciona una descripción del método de optimización utilizado en los análisis de esta tesis.

El capítulo tres incluye los conceptos básicos acerca de la propagación de ondas sísmicas, se plantea la ecuación unidimensional de ondas longitudinales y transversales, se describen las bases teóricas de los programas Shakeopt y Sbeam, los cuales evalúan la respuesta sísmica de depósitos de suelo en el dominio de la frecuencia y del tiempo, respectivamente.

En el capítulo cuatro se describen los modelos utilizados para evaluar la respuesta sísmica de la arcilla de la ciudad de México, se discuten los parámetros de mayor influencia en el problema de respuesta sísmica y finalmente, se resumen las condiciones del subsuelo del valle de México en particular en los sitios de estudio (SCT, CAO y EJ-15).

En los capítulos cinco, seis y siete se presenta un bosquejo de las estaciones acelerográficas que se ubican en los sitios de estudio, los eventos sísmicos analizados y los resultados obtenidos.

En el capítulo ocho se exponen las conclusiones de esta tesis y las recomendaciones para futuros trabajos en esta misma línea de investigación.

2

Identificación de Sistemas Paramétricos Utilizando Registros Sísmicos.

2.1. Introducción.

Recientemente, la estimación de parámetros del suelo (Abdel-Ghaffar, 1979; Elgamal et al., 1995; Glaser, 1995; Lin et al., 1990, 1994; Zeghal et al., 1990, 1994, 1995; Zenio, 1985) y estructuras (Beck, 1980; Hart e Yao, 1977; Kozin y Natke, 1986; Peng e Iwan, 1991; Pilkey e Cohen, 1972)) a partir de registros acelerográficos está tomando gran importancia debido al avance tecnológico en computación, instrumentación, y digitalización, así como, al mayor número de datos experimentales existentes. Las técnicas desarrolladas hasta hoy en día consideran: modelos lineales deterministas estocásticos y modelos no-lineales deterministas estocásticos. Sus aplicaciones difieren desde la mejora de modelos para detección de daño a la identificación de parámetros de entrada de un sistema para controlar su respuesta.

La técnica de identificación de sistemas aplicada a la ingeniería civil se ha convertido en un reconocido campo, caracterizando su uso a problemas particulares que necesitan un tratamiento específico (Hart, 1977; Beck, 1980; Udwadia y Trifunac, 1974; Kozin y Natke, 1986; DiPasquale y Cakmak, 1988; Natke, 1991). La literatura en materia de identificación de sistemas es abundante y hasta nuestros días, no se ha realizado ningún intento para resumirla. En 1995, Glaser presentó una revisión bibliográfica enfocada a la aplicación de identificación de sistemas para estimar propiedades del suelo. En 1994, Roger y Shinozuka proporcionaron una revisión extensa de la teoría de identificación de sistemas aplicada a la ingeniería estructural y finalmente, en 2001 Elgamal et al. realizaron un trabajo donde presentan el estado del arte de la utilización de identificación de sistemas a partir de historias de aceleración registradas en arreglos de pozo verticales.

Asociados a cualquier proceso de identificación de sistemas (aplicado a suelos o estructuras), se pueden puntualizar dos pasos importantes: 1) La identificación de un modelo adecuado a partir de un grupo finito de parámetros que estén disponibles para predecir el comportamiento real del sistema y 2) La evaluación de esos parámetros basados en la respuesta y excitación observada. El tratamiento correcto de estos dos pasos es crucial para que los resultados a obtener contengan un valor práctico. Una vez que el modelo del sistema se ha seleccionado, se pueden aplicar algoritmos para estimar los parámetros óptimos que determinan plenamente el modelo.

En este capítulo se presenta la formulación del problema de identificación de parámetros para modelar el subsuelo de la ciudad de México, a partir de eventos sísmicos registrados en arreglos de pozo verticales.

2.2.

Establecimiento Formal del Problema de Identificación de Sistemas.

En términos generales, la identificación de sistemas (también conocido como problema inverso) es el proceso mediante el cual se trata de deducir un sistema real conociendo su salida (respuesta) y entrada (excitación) mediante el uso de un modelo. En esta definición, un modelo es cualquier representación matemática que nos permite simular el comportamiento de un sistema real y obtener una respuesta que al ser comparada con la salida del mismo proporcione buenos resultados.

Uno de los puntos críticos en el proceso de identificación de sistemas para modelar un problema real, radica en la selección del modelo matemático a utilizar y la definición de los parámetros físicos que se pretenden evaluar.

En la parte de reconocimiento del comportamiento físico se deberá investigar la información previa relacionada con el sistema en estudio, a fin de seleccionar adecuadamente un modelo que se acople a las características esenciales del comportamiento de éste (Zeghal et al., 1989, 1990). Por otra parte, para predecir qué tan adecuado es el modelo elegido en la reproducción de la respuesta del sistema real, es conveniente utilizar un criterio de optimación que tiene la finalidad de minimizar un error basado en alguna función que involucre la respuesta del modelo y la respuesta real del sistema.

El problema de identificación de parámetros en ingeniería geosísmica es un proceso que reúne cuatro fases principales (Zeghal et al., 1989, 1990):

1. Reconocimiento del comportamiento físico y clasificación de la respuesta del sistema.
2. Selección de un modelo para evaluar el sistema e identificar los parámetros que más influyan en éste.
3. Estimación de los parámetros del modelo, y
4. Evaluación de la capacidad del modelo identificado para reproducir las características esenciales de la respuesta observada.

La idea presentada en los párrafos anteriores se resume en estimar los parámetros del modelo que proporcionen una aproximación óptima entre la salida de éste y la salida del sistema real cuando ambos están sujetos a la misma entrada (figura 2.1). Comúnmente, la calidad de la aproximación se determina con una medida escalar de ajuste, $\Phi(\theta)$, la cual es una función positiva que define el vector de error de salida, θ . El propósito del algoritmo de ajuste es seleccionar el valor del parámetro óptimo minimizando $\Phi(\theta)$ de manera sistemática (figura 2.1).

2.3.

Reconocimiento del Comportamiento Físico del Sistema.

El reconocimiento del comportamiento físico de un sistema involucra desarrollos operacionales sencillos, en los que interviene la respuesta del sistema y posiblemente su excitación. En esta fase, se pretende identificar la clase de modelo para el cual, el comportamiento del sistema en estudio pertenece o es adecuado (Zeghal et al., 1989, 1990). Es decir, los registros de excitación y respuesta se usan para determinar si el comportamiento del sistema real en estudio tiene un comportamiento lineal o no-lineal. Con este propósito, se realizan operaciones sencillas como determinación de las funciones de transferencia, a partir de las cuales se puede evaluar el modo fundamental de vibración del sistema.

Así mismo, en esta misma fase "Reconocimiento del Comportamiento Físico", se escogen los parámetros que influyen de manera notable y que son esenciales para el éxito de la identificación del sistema.

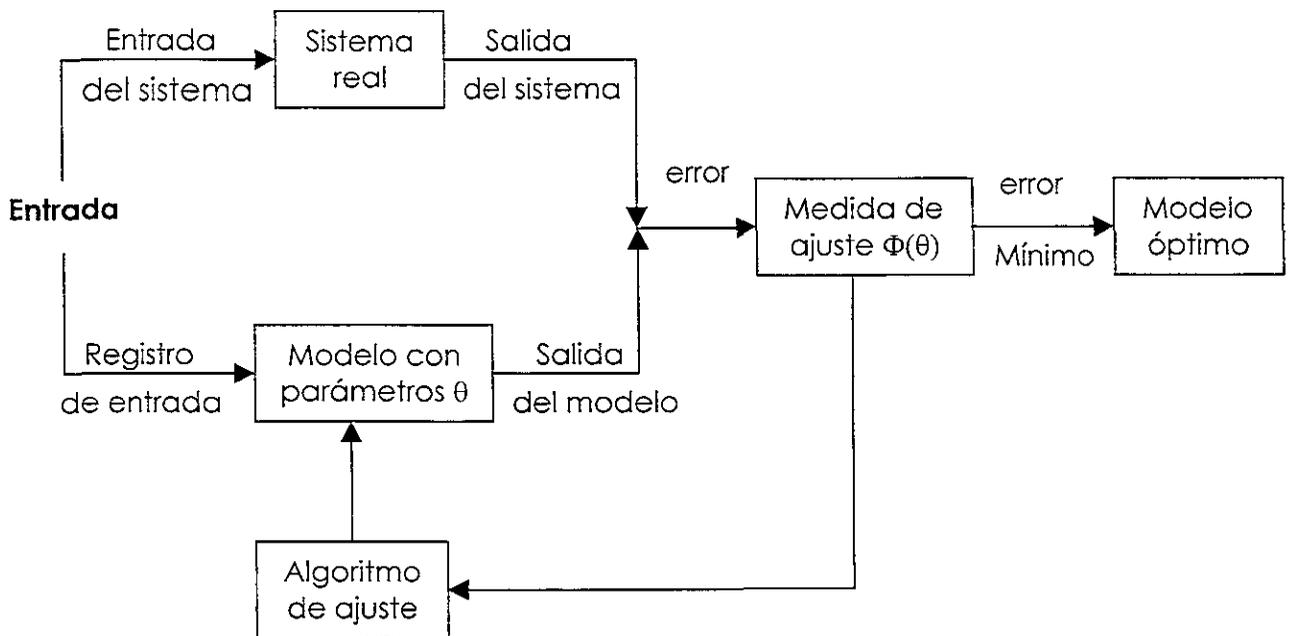


Figura 2.1. Diagrama de bloques ilustrando el proceso de identificación de sistemas (Gunturi, 1996).

2.4. Selección de la clase del modelo.

En esta etapa, siempre se tendrá la incertidumbre sobre la representatividad del modelo y por consiguiente, la confiabilidad en las predicciones que con él se realicen. Esto se refleja con mayor intensidad al realizar la minimización de una función objetivo (generalmente muy compleja) que involucre la respuesta del sistema real y la respuesta del modelo. Cabe mencionar que el procedimiento que se use para realizar esta tarea, es determinante en el éxito o fracaso de la obtención de los parámetros del modelo matemático. La selección de la clase de modelo y los parámetros que mayor influencia tienen en éste, se discuten en el capítulo cuatro.

2.4.1.

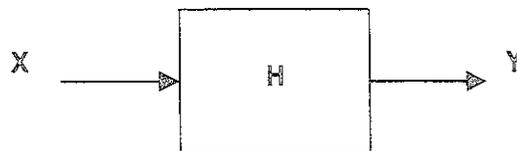
Clases de Modelos.

Un modelo es cualquier representación matemática o física de un sistema que nos permite obtener un resultado de su salida con buena aproximación. Generalmente, los modelos empleados en el sistema de identificación se clasifican en dos categorías: No-paramétricos y Paramétricos.

2.4.2.

Modelos No-paramétricos.

Este tipo de modelos pueden visualizarse como una caja negra, en la cual, el objetivo principal es determinar la relación funcional entre la entrada y salida del sistema sin recurrir a ninguna información previa acerca del mismo (figura 2.2). Es decir, la identificación de sistemas No-paramétricos se basa en el ajuste de una curva al comportamiento de modelos, que no son derivados de leyes físicas y que presentan diversas desventajas provenientes de la falta de información previa o de la falta de conocimiento acerca del sistema mismo.



X : Entrada del sistema,

Y : Salida del sistema

H : Sistema con modelo desconocido.

Figura 2.2. Modelo No-paramétrico.

2.4.3.

Modelos Paramétricos.

Como en la mayoría de problemas concernientes a la ingeniería geosísmica el sistema se conoce de manera adecuada, además de que, es posible realizar el modelado con el uso de leyes físicas, en este tipo de problemas es pertinente utilizar la técnica de identificación de sistemas con modelos paramétricos.

Antes de que el modelo sea completamente especificado, con ayuda de información previa y con el uso de identificación paramétrica, se puede construir un modelo del sistema real (subsuelo de la ciudad de México) y solamente estimar algunos parámetros del modelo en el proceso de identificación. En el caso más sencillo, los parámetros se consideran constantes y en problemas más complejos, los parámetros pueden tomar una forma funcional (por ejemplo, en dinámica de suelos: $G = G(\gamma)$; donde G es el módulo de rigidez cortante y γ es la deformación cortante).

Existen dos fuentes principales de incertidumbre inherente en cualquier problema de identificación de sistemas paramétrico que son de importancia: la primera involucra errores debidos a ruido y a digitalización en el registro de respuesta y la segunda involucra las incertidumbres propias del modelo. En ésta última, las incertidumbres provienen de errores de discretización o limitación del modelo seleccionado para representar la respuesta del sistema real. La única manera de evaluar el grado de incertidumbre asociado con los errores de observación, es desarrollar de forma independiente una serie de experimentos en el sistema a identificar (subsuelo de la ciudad de México) y si es factible desarrollar análisis estadísticos de los datos de los eventos sísmicos registrados.

2.5.

Estimación de los Parámetros del Modelo.

Los métodos para estimar los parámetros del modelo pueden usar procesos de optimación de una función objetivo. La mayoría de los métodos de optimación incluyen dos pasos:

- Definir una función, $\Phi(\theta)$, que tenga en cuenta los datos del modelo y sea una medida conveniente de partida. A esta función se le conoce como función objetivo. Por ejemplo, en el método de mínimos cuadrados, la función objetivo es la suma de los residuos al cuadrado.
- Buscar aquellos valores θ^* , para los cuales la función objetivo alcanza un valor mínimo. Los valores de θ^* , serán aceptados como los mejores estimadores de θ .

En esta tesis, se utilizó el método de mínimos cuadrados para identificar los parámetros del subsuelo de la ciudad de México, este método se discute con mayor detalle en las siguientes secciones.

2.6. Procesos de Optimización

La finalidad de los procesos de optimización es determinar el mejor resultado, o solución óptima de un problema. En general existen muchos problemas donde es pertinente utilizar procesos de optimización para obtener una solución óptima. En la figura 2.3 se presentan las variantes de los procesos de optimización en donde el uso de cada una de ellas es de interés en problemas particulares y a la vez crucial para obtener soluciones prácticas.

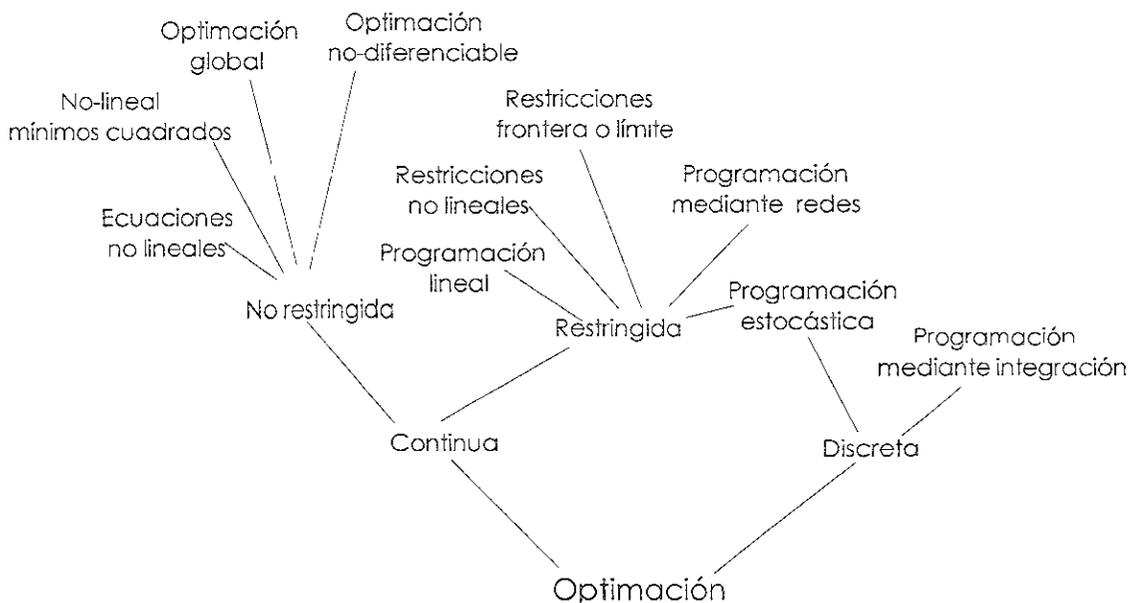


Figura 2.3. Procesos de optimización.

Con la ayuda de la figura 2.3 se puede deducir que un proceso de optimización puede ser continuo o discreto; la optimización continua es aquella en donde todas las variables pueden tomar valores de sub-intervalos de una línea real, por otra parte, la optimización discreta es aquella donde se requiere que alguna o todas las variables tengan valores enteros. Cabe señalar que cada proceso mostrado en la figura 2.3 tiene variantes en sus métodos de solución.

Los problemas de optimización involucran tres conceptos:

- Una función objetivo, la cual se deberá minimizar o maximizar, $\Phi(\theta)$.
- Un grupo de variables que afectan directamente al valor de la función objetivo, θ .
- Un grupo de restricciones que permiten a las variables asumir algunos valores pero excluir otros, $c_i(\theta)$.

Con estos conceptos, el proceso de optimación se define como un procedimiento para encontrar los valores de las variables, θ , que minimizan o maximizan la función objetivo, $\Phi(\theta)$, bajo las restricciones, $c_i(\theta)$.

En cualquier problema, donde es conveniente utilizar un proceso de optimación para su solución, se deberá elegir de manera adecuada un proceso a partir del cual se logre un resultado óptimo. Para elegir un proceso de optimación viable, existen diferentes variantes tanto para la función objetivo como para las restricciones (ver tabla II.I).

Tabla II.I. Variantes para la solución de problemas de optimación.

Propiedades de $\Phi(\theta)$	Propiedades de $\{c_i(\theta)\}$
Función de una sola variable	No restringidas
Función lineal	Límites de frontera o simples
Suma de cuadrados de una función lineal	Funciones lineales
Función cuadrática	Funciones lineales esparcidas
Suma de cuadrados de funciones no-lineales	Funciones no-lineales suavizadas
Funciones no-lineales suavizadas	Funciones no-lineales esparcidas
Funciones no-lineales esparcidas	Funciones no-lineales no-suavizadas
Funciones no-lineales no-suavizadas	

En esta tesis, el problema se plantea como un proceso de optimación continuo no lineal (mínimos cuadrados) con ciertas restricciones de frontera. Para la solución de este problema, es conveniente utilizar cualquiera de los siguientes métodos: Gauss-Newton (o Newton modificado), Levenberg-Marquardt, Híbridos y de larga escala. Como se describirá en la siguiente sección, en este trabajo se hace uso del primer método.

2.7.

Descripción del método de optimación utilizado.

El método de mínimos cuadrados es el más utilizado para minimizar el error. Su popularidad se deriva del hecho de que éste se puede aplicar de manera directa a modelos deterministas, sin conocimiento previo de la distribución de probabilidades de las observaciones (Bard, 1974). El procedimiento de mínimos cuadrados minimiza una suma de los cuadrados de una función con o sin restricciones, las cuales pueden tener límites frontera, restricciones lineales o restricciones no lineales. En esta tesis, el método de mínimos cuadrados se utiliza para encontrar un vector de parámetros, $\theta^* = \{\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n\}$, los cuales deben ser óptimos. Matemáticamente el problema se establece como se muestra a continuación:

$$\text{Minimizar } \Phi(\theta) = \frac{1}{2} \phi(\theta)^T \phi(\theta) \text{ donde } \theta \in \mathbb{R}^n \quad 2.1$$

sujeta a las restricciones:

$$l \leq \begin{bmatrix} \theta \\ A_L \theta \\ c_i(\theta) \end{bmatrix} \leq u \quad 2.2$$

donde: $\Phi(\theta)$ es una función no-lineal que puede ser representada como la suma de los cuadrados de m subfunciones $\phi_1(\theta), \phi_2(\theta), \dots, \phi_m(\theta)$.
 A_L es una matriz constante de $n_L \times n$ valores.
 n_L es el número de restricciones lineales.
 $c_i(\theta)$ es un vector de n_N dimensión.
 n_N es el número de restricciones no lineales.
 l y u son los límites frontera menor y mayor de θ , respectivamente.

La matriz A_L y el vector $c_i(\theta)$ pueden no tener elementos.

Las técnicas de identificación de sistemas deben de seleccionar un método práctico para minimizar la función objetivo y así lograr un proceso de optimación satisfactorio. La selección del método se basa generalmente en las propiedades de la función objetivo y en las restricciones que se adopten (ver tabla II.1).

2.7.1.

Análisis del error.

El análisis de error es el estudio y evaluación de la incertidumbre en las cuantificaciones, donde la habilidad para evaluar esas incertidumbres y mantenerlas dentro de un intervalo mínimo es demasiado importante. Por esta razón, el uso de este análisis nos permite evaluar qué tan cercano es un valor calculado con el valor registrado en el problema considerado.

Para la evaluación del error, se utilizaron dos procedimientos. Uno que evalúa el error medio cuadrático y otro que calcula el error relativo entre los espectros de respuesta teóricos y los de las historias de aceleración registradas.

El primer procedimiento se utilizó en todos los análisis realizados. La historia de aceleración registrada a mayor profundidad, en cada uno de los arreglos acelerográficos, fue utilizada como dato de entrada en el modelo. Esto con la finalidad de obtener el espectro de respuesta a las demás profundidades donde existen registros de historias de aceleración.

Para obtener el error entre un espectro de respuesta calculado y un espectro de respuesta obtenido de los registros (en adelante se denominará espectro registrado), se evaluó una función objetivo definida por la siguiente expresión (ver figura 2.4):

$$\Phi(G, \lambda, B) = \sum_{i=1}^N (A_{ci} - A_{ri})^2 \quad 2.3$$

Donde: (G, λ, B) es el vector de error θ , que se evalúa directamente utilizando la técnica de mínimos cuadrados.

G es el módulo de rigidez al cortante del suelo.

λ es la relación de amortiguamiento.

B es el exponente de la función que define la variación del módulo de rigidez con la profundidad.

N es el número total de periodos considerados.

A_{ci} son las amplitudes del espectro de respuesta calculado.

A_{ri} son las amplitudes del espectro de respuesta registrado.

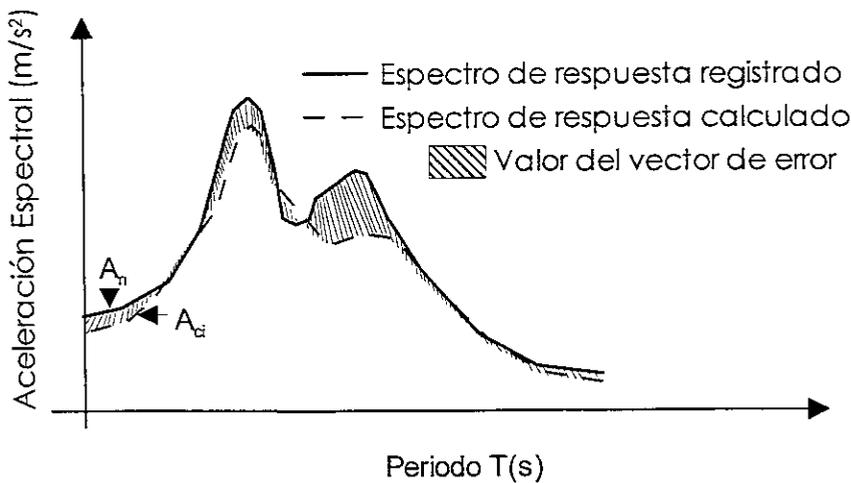


Figura 2.4. Representación gráfica de la evaluación del vector de error.

Para el caso del sitio CAO donde se tienen registros acelerográficos en superficie, a 12, 30 y 60 m, el análisis de error se lleva a cabo mediante la evaluación del vector de error entre los espectros de respuesta calculados mediante los modelos, con aquellos registrados en el sitio. Es decir, con los modelos utilizados se evalúan los espectros de respuesta en superficie, a 12 m y 30 m a partir del registro de entrada a 60 m, para posteriormente compararlos con los espectros de respuesta registrados a las mismas profundidades del sistema real.

El vector de error en cada arreglo acelerográfico, es la suma de los valores del error medio cuadrático entre los espectros de respuesta evaluados y registrados a cada profundidad, donde se tienen registros de aceleración en el arreglo.

Para este sitio en especial, la función objetivo es:

Minimizar,

$$\Phi(G, \lambda, B) = \left\{ (A_{c\text{sup}} - A_{r\text{sup}})^2 + (A_{c12m} - A_{r12m})^2 + (A_{c30m} - A_{r30m})^2 \right\} \quad 2.4$$

Cuyo objetivo es encontrar los valores óptimos de G , λ y B mediante la minimización del vector de error. Por supuesto que los mejores valores optimizados serían los que cumplieran con $A_{c\text{sup}} = A_{r\text{sup}}$, $A_{c12m} = A_{r12m}$ y $A_{r30m} = A_{r30m}$, lo cual es imposible.

Las restricciones de frontera, se definieron como valores constantes de las propiedades del suelo (G y λ). Aunque en este estudio sólo se realizó un análisis lineal, cabe señalar que para el caso donde se quiera analizar el comportamiento no lineal del suelo, el vector de error θ , será: $(G, \lambda, B, \gamma_r)$, donde γ_r es una deformación de referencia.

Por otra parte, el segundo procedimiento evalúa el vector de error relativo utilizando varios sismos como datos de entrada. Por esta razón, la función objetivo se convierte en (ver figura 2.5):

$$\Phi(G, \lambda, B) = \sum_{i=1}^S \sum_{j=1}^R \left(\frac{|A_c^{ij} - A_r^{ij}|}{A_r^{ij}} \right) \quad 2.5$$

Donde: S es el número de sismos.

R es el número de localizaciones de registros de aceleración en el arreglo acelerográfico.

Como se describirá en el capítulo seis, esta función se utilizó únicamente en un análisis para el sitio CAO, donde la función objetivo fue:

Minimizar,

$$\Phi(G, \lambda, B) = \sum_{i=1}^{10} \sum_{j=1}^3 \left(\frac{|A_c^{ij} - A_r^{ij}|}{A_r^{ij}} \right) \quad 2.6$$

Es decir, se consideraron diez sismos como datos de entrada y se evaluó el error entre la comparación de treinta espectros de respuesta.

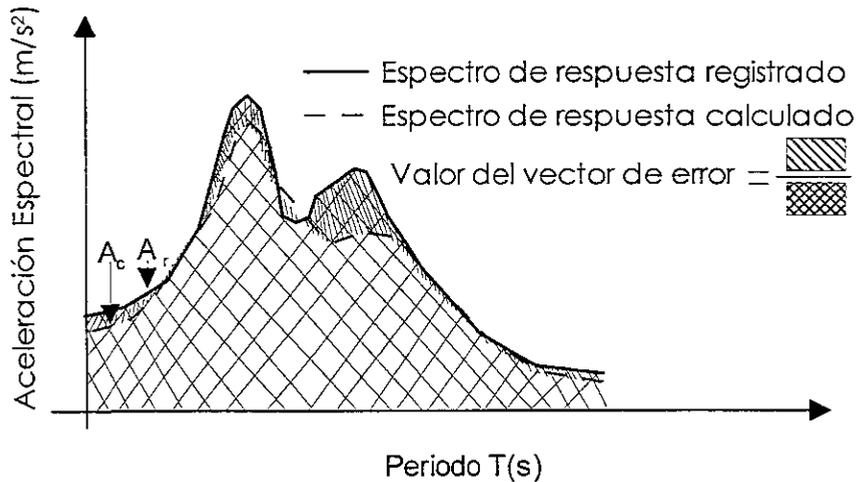


Figura 2.5. Representación gráfica de la evaluación del vector de error.

El siguiente paso en la estimación de parámetros, es la selección de un algoritmo que sistemáticamente ajuste los parámetros en el modelo matemático hasta que la función que evalúa el vector de error se minimice. Conviene pensar que la función que evalúa el error queda descrita por una superficie n-dimensional dentro de un espacio de n+1 dimensiones. Esto es, que cada conjunto de n parámetros proporciona un punto en una superficie. Desde este punto de vista, la finalidad es encontrar los parámetros correspondientes del punto mínimo de dicha superficie.

El método de Gauss-Newton es un algoritmo que minimiza la suma de los cuadrados de los residuos entre datos y ecuaciones no lineales. El concepto clave que resalta esta técnica es que se usa una expansión por serie de Taylor, para expresar la ecuación no lineal original en una forma lineal aproximada. Entonces, La teoría de mínimos cuadrados se puede usar para obtener nuevas estimaciones de los parámetros que se mueven en la dirección para minimizar el residuo.

Para observar como se realiza lo anterior, primero se puede expresar de manera general la relación entre la ecuación no lineal y los datos como:

$$A_r(T_i) = A_c(T_i; G, \lambda, B) + \Phi_1(G, \lambda, B) \quad 2.7$$

Donde: A_r es el espectro de respuesta registrado.

T_i es el período.

$A_c(T_i; G, \lambda, B)$ es el espectro de respuesta calculado en función de la variable independiente, T_i .

$\Phi_1(G, \lambda, B)$ es el error aleatorio.

Por conveniencia, este modelo se puede expresar de forma abreviada al omitir los parámetros,

$$A_r(T_i) = A_c(T_i) + \Phi_i(\theta) \tag{2.8}$$

El modelo no lineal se puede expandir en series de Taylor alrededor de valores de parámetros, y conservando sólo las primeras derivadas. Por ejemplo, para un caso de dos parámetros,

$$A_c(T_i)_{j+1} \approx A_c(T_i)_j + \frac{\partial A_c(T_i)_j}{\partial G} \Delta G + \frac{\partial A_c(T_i)_j}{\partial \lambda} \Delta \lambda \tag{2.9}$$

Donde: j son los valores iniciales.
 $j+1$ es la predicción.
 $\Delta G = G_{j+1} - G_j$.
 $\Delta \lambda = \lambda_{j+1} - \lambda_j$.

De esta forma, hemos linearizado el modelo original con respecto a los parámetros. La ecuación 2.9 se puede sustituir en la ecuación 2.8 para obtener

$$A_r(T_i) - A_c(T_i)_j = \frac{\partial A_c(T_i)_j}{\partial G} \Delta G + \frac{\partial A_c(T_i)_j}{\partial \lambda} \Delta \lambda + \Phi_i(\theta) \tag{2.10}$$

O en forma matricial,

$$\{D_D\} = [Z_j] \{\Delta A\} + \{E_r\} \tag{2.11}$$

Donde: $[Z_j]$ es la matriz de las derivadas parciales de la función evaluada para el valor inicial j .

$$[Z_j] = \begin{bmatrix} \frac{\partial A_{c1}}{\partial G} & \frac{\partial A_{c1}}{\partial \lambda} \\ \frac{\partial A_{c2}}{\partial G} & \frac{\partial A_{c2}}{\partial \lambda} \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \frac{\partial A_{cn}}{\partial G} & \frac{\partial A_{cn}}{\partial \lambda} \end{bmatrix} \tag{2.12}$$

Siendo: n el número de datos.
 $\frac{\partial A_{c1}}{\partial k}$ la derivada parcial de la función con respecto al k -ésimo parámetro evaluado en el i -ésimo punto.

El vector $\{D_D\}$ contiene las diferencias entre las respuesta registrada y los valores de la función (respuesta calculada),

$$\{D_D\} = \begin{Bmatrix} A_{r1} - A_{c1} \\ A_{r2} - A_{c2} \\ \cdot \\ \cdot \\ A_{rn} - A_{cn} \end{Bmatrix} \quad 2.13$$

y el vector $\{\Delta A\}$ contiene los cambios en los valores de los parámetros,

$$\{\Delta A\} = \begin{Bmatrix} \Delta G \\ \Delta \lambda \\ \cdot \\ \cdot \\ \Delta k \end{Bmatrix} \quad 2.14$$

Aplicando la teoría de mínimos cuadrados lineales a la ecuación 2.11, se convierte en el siguiente sistema matricial:

$$[[Z_j]^T [Z_j]] \{\Delta A\} = \{Z_j^T \{D_D\}\} \quad 2.15$$

Así, el procedimiento consiste en resolver la ecuación 2.15 para $\{\Delta A\}$, la cual se puede emplear para calcular los valores mejorados para los parámetros;

$$G_{j+1} = G_j + \Delta G \quad 2.16a$$

$$\lambda_{j+1} = \lambda_j + \Delta \lambda \quad 2.16b$$

Este procedimiento se repite hasta que la solución converge, es decir, hasta que el valor obtenido mediante la ecuación 2.17 esté por debajo de un criterio aceptable, en este trabajo se consideró un $|\varepsilon_\theta| = 10\%$.

$$|\varepsilon_\theta|_k = \left| \frac{\theta_{k,j+1} - \theta_{k,j}}{\theta_{k,j+1}} \right| 100\% \quad 2.17$$

2.7.2

Suposición Inicial.

El algoritmo descrito deberá iniciar con un vector de parámetros θ_1 supuesto. Sin un buen valor de inicio, muchos algoritmos divergen, convergen a mínimos locales, o convergen a un grupo de parámetros no-físicos (Eykhoff, 1974). Si existen demasiados parámetros para ser optimados al mismo tiempo, el problema es mucho más complicado y la función objetivo puede volverse insensible a los cambios de algunos parámetros (Peng e Iwan, 1992). También pueden surgir problemas de este tipo cuando existen parámetros cuyas magnitudes son muy superiores a las de otros; para evitar problemas cuando esto ocurre, es preciso manipular primero el banco de datos antes de minimizar la función de error. En algunos casos la adición de límites frontera en los parámetros, que reflejan restricciones físicas, elimina la posibilidad de convergencia a soluciones no factibles. Para asegurar la convergencia al mínimo global y evitar crestas, o mínimos locales, la técnica de reiniciar el proceso de optimación con nuevas condiciones iniciales cuando un mínimo local se encuentra, es preferencial, ésta última fue adoptada en esta tesis (Masri y Bekey, 1980).

2.8.

Limitaciones del Modelo en la Estimación de Parámetros.

Si el modelo elegido fuera capaz de describir puntualmente el comportamiento dinámico del sistema, los parámetros identificados no variarían con respecto a los datos del sismo usados en el proceso de calibración del modelo, y los parámetros óptimos cambiarán dependiendo de qué tan diferentes sean los datos de entrada y aun más si existe presencia de ruido. En la práctica, el modelo describe el comportamiento del sistema solamente de manera aproximada, por ello el modelo óptimo e ideal cambiará mientras se usen diferentes sismos de entrada en la calibración de éste. Por ejemplo, si un modelo lineal se usa para identificar un sistema no-lineal, seguramente las propiedades estimadas cambiarán mientras el nivel de respuesta también lo haga (Udwadia y Trifunac, 1974).

En general, puede esperarse que un modelo óptimo prediga la salida de un sistema cuando se usan excitaciones con características similares a las de las empleadas en su diseño. También, el modelo óptimo puede ser determinado considerando diferentes sismos para examinar, si éste es sensible ante un grupo particular de datos. Con cada una de estas aproximaciones es difícil determinar qué tanto influyen las diferencias observadas o limitaciones del modelo al representar el comportamiento del sistema y qué tanto influye la presencia de ruido en los registros de entrada. Para poder disminuir esos efectos, dependerá de qué tanto se tenga conocimiento acerca de las características de ruido y del sistema mismo (subsuelo de la ciudad de México).

3.

Respuesta Sísmica de Depósitos de Suelo.

3.1.

Tipos y Características de Ondas Sísmicas.

Algunos de los términos más comunes en el estudio de respuesta sísmica son (ver figura 3.1):

Sismo: Es un fenómeno natural, cuyo origen resulta de una ruptura repentina que se extiende sobre una gran distancia en las rocas que constituyen la corteza de la Tierra, y que produce de forma instantánea liberación de energía elástica acumulada.

Hipocentro (o foco): Es el punto en el interior de la tierra donde se origina dicha ruptura.

Epicentro: Es la proyección del hipocentro sobre la superficie terrestre.

Profundidad del hipocentro (o profundidad del foco): Es la distancia desde el hipocentro hasta el epicentro.

Distancia hipocentral: Es la distancia desde el hipocentro a algún sitio de observación.

Distancia epicentral: Es la distancia desde el epicentro a algún sitio de observación.

Si un sitio de observación está cerca del hipocentro o falla de ruptura, en la señal registrada (acelerograma) se notará claramente el arribo de ondas P y S. Sin embargo, para el caso donde el sitio de observación está lejos del hipocentro, la señal contendrá más reflexiones y refracciones de ondas, lo cual hará más complicada la distinción del arribo del tipo de ondas en el acelerograma registrado.

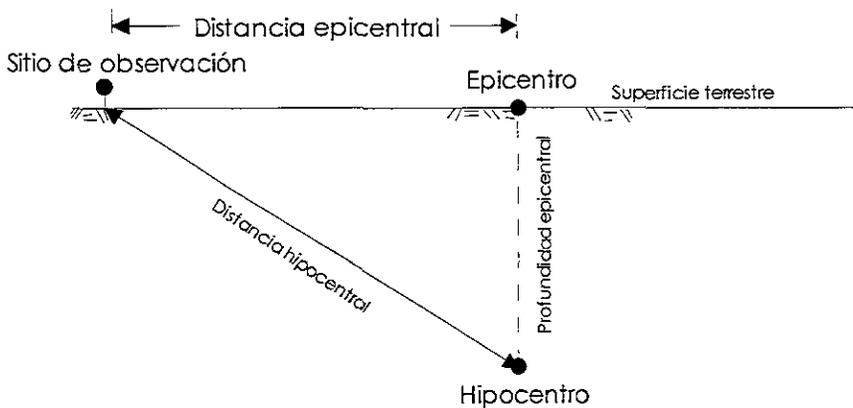


Figura 3.1. Diagrama esquemático del hipocentro.

Los estudios geosísmicos pretenden analizar los fenómenos que ocurren desde la emisión de las ondas sísmicas originadas en el hipocentro, hasta que dichas ondas alcanzan la zona de interés. En la figura 3.2, se observa el mecanismo de propagación de la energía que genera un sismo desde el hipocentro hasta el desplante de una estructura. Cuando se produce un sismo con determinadas características (profundidad hipocentral, distancia hipocentral, magnitud, etc.), parte de la energía disipada se convierte en ondas sísmicas. Al propagarse por la tierra, dichas ondas se reflejan, refractan, atenúan o amplifican y llegan, en forma de excitación sísmica, \ddot{U}_1 (historia de aceleraciones), al basamento rocoso que se encuentra debajo del desplante de una estructura. Las ondas sufren un nuevo filtrado a través de la función de transferencia, H , que representa las características de vibración del depósito de suelo estratificado que se encuentra entre el basamento y la superficie, por lo que se obtiene la señal \ddot{U}_2 (en superficie). Debido al fenómeno de interacción suelo-estructura, descrita por otra función de transferencia, I , la señal sufrirá nuevos cambios hasta obtener la señal \ddot{U}_3 (en la cimentación), que será la excitación en la base del edificio. La respuesta de la estructura, \ddot{U}_4 (en la azotea del edificio), es el resultado de la convolución de la señal \ddot{U}_3 por la función de transferencia, D , de la estructura.

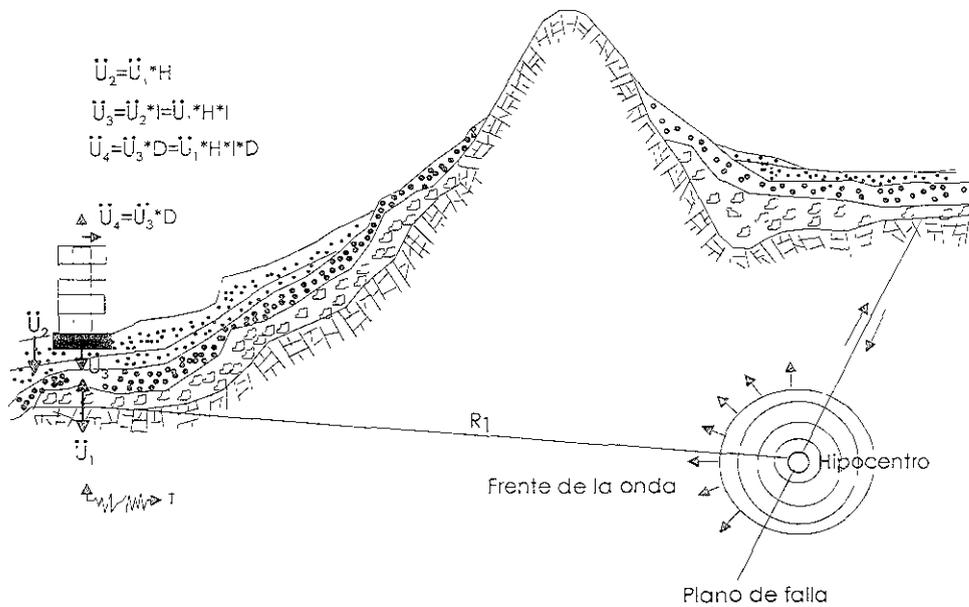


Figura 3.2. Propagación de la energía sísmica desde el hipocentro hasta la estructura (Bertero, 1992).

La evaluación de las funciones de transferencia I y D es un problema de ingeniería estructural e ingeniería geotécnica, mientras que el cálculo de la función de transferencia H y la evaluación de la excitación \ddot{U}_1 deben resolverse con estudios conjuntos de geofísica, geología y geotécnica (Bozzo L. y Barbat, A., 2000). Particularmente, en este capítulo se presentan dos métodos para determinar la respuesta \ddot{U}_2 con una función de transferencia H a partir de la respuesta \ddot{U}_1 (ver figura 3.2)

Las ondas sísmicas que se originan en el hipocentro se propagan en todas direcciones y llegan a la superficie terrestre con diferentes trayectorias. De esta forma, las ondas sísmicas se propagan de forma compleja como resultado de su trayectoria de propagación, tipos de medio (tipo de suelo) y su topografía. Naturalmente las ondas, en su viaje, muestran características comunes como la longitud de onda o periodicidad. En geosísmica las ondas sísmicas se clasifican como se muestra en la figura 3.3.

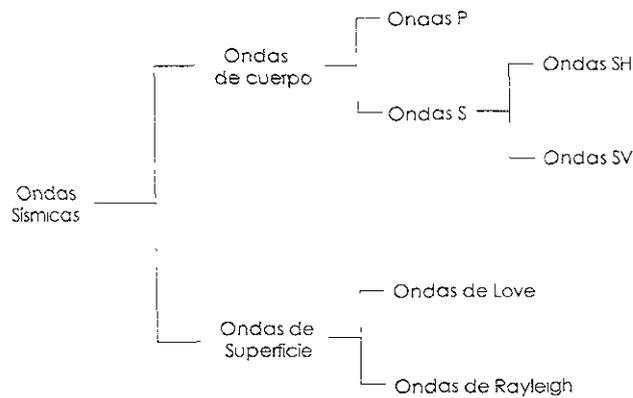


Figura 3.3. Tipos de ondas sísmicas.

Una onda P (Primaria o longitudinal) se propaga longitudinalmente y es la primera en llegar a la superficie terrestre. Físicamente esta onda es dilatacional por naturaleza y al esparcirse genera vibraciones paralelas a la dirección de su propagación (ver figura 3.4.a). Una onda S (Secundaria o transversal) produce movimientos en dirección normal a su propagación (ver figura 3.4.b) . Además, una onda S tiene dos componentes: una horizontal "SH" y una vertical "SV". Un modelo común de propagación de ondas se muestra en la figura 3.5.

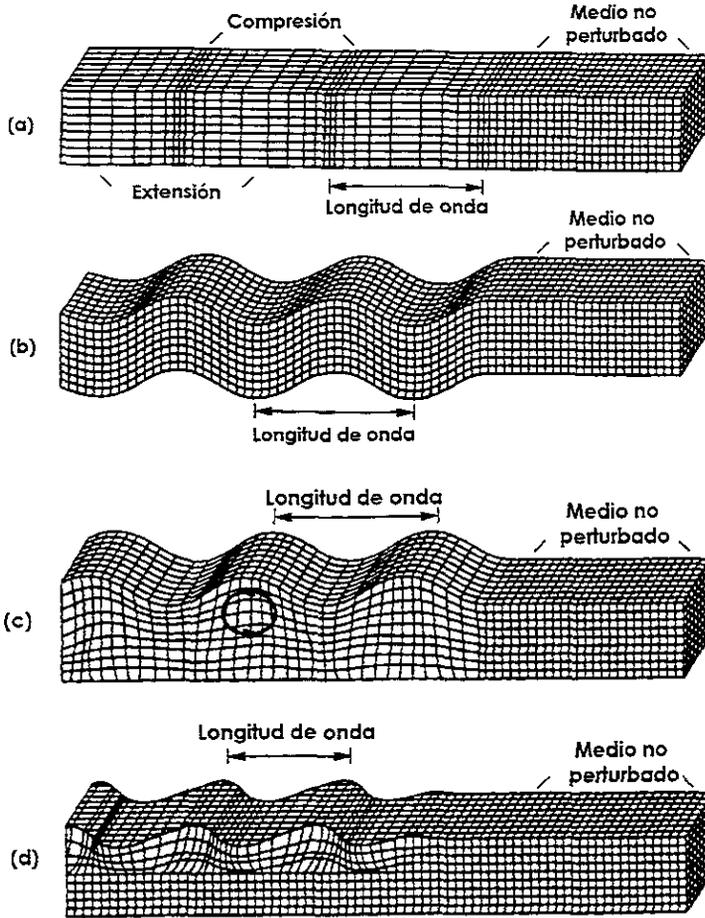


Figura 3.4. Representación esquemática de propagación de ondas
 (a) Ondas P, (b) Ondas SH, (c) Ondas de Rayleigh y (d) Ondas de Love.
 (Adoptada de Bolt, 1999)

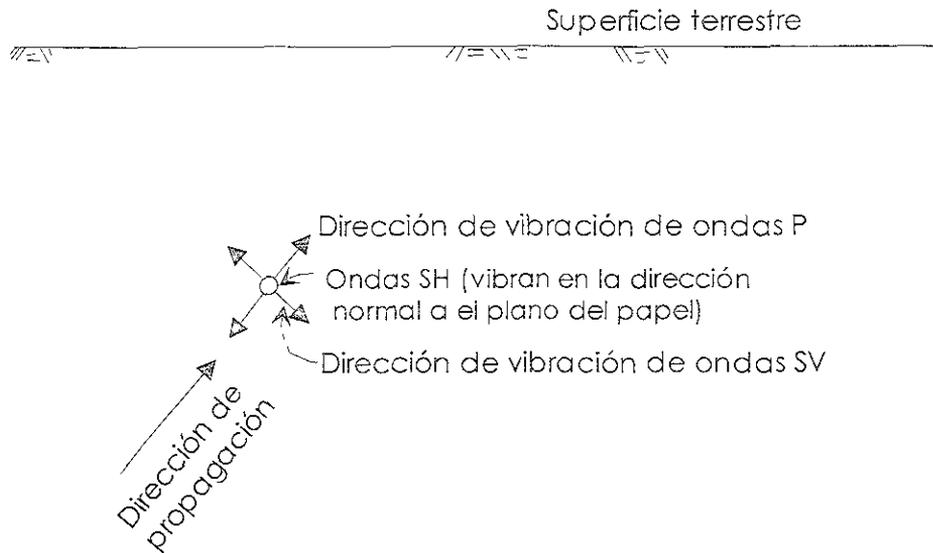


Figura 3.5. Representación esquemática de propagación de ondas de cuerpo.

La velocidad de propagación de las ondas V_p y V_s , está en función del módulo de elasticidad del medio donde se propaguen y se evalúa con las siguientes expresiones:

$$V_p = \sqrt{\frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)\rho}} \quad 3.1$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad 3.2$$

- Donde: E es el módulo de Young.
- G es el módulo de rigidez al cortante.
- ν es la relación de Poisson.
- ρ es la densidad.

Con las ecuaciones anteriores, se puede mostrar que $V_p > V_s$

Si el medio se supone elástico, las ondas P y S se pueden propagar a cualquier profundidad, es por ello que se denominan ondas de cuerpo. Éstas ondas están sujetas a fenómenos complejos (reflexión, refracción, difracción, dispersión, amplificación, amortiguamiento, etc.) por la presencia de discontinuidades en la corteza terrestre. Cabe señalar que la reflexión y refracción de las ondas P y S en presencia de discontinuidades siguen el comportamiento de la ley de Snell (solo se cumple para ondas SH en donde no hay conversión de ondas), donde se supone que el módulo de elasticidad del medio se incrementa con la profundidad terrestre. Por lo tanto, el ángulo de incidencia, δ , de las ondas de cuerpo que se originan a grandes profundidades, se aproxima a 90° al acercarse a la superficie (ver figura 3.6).

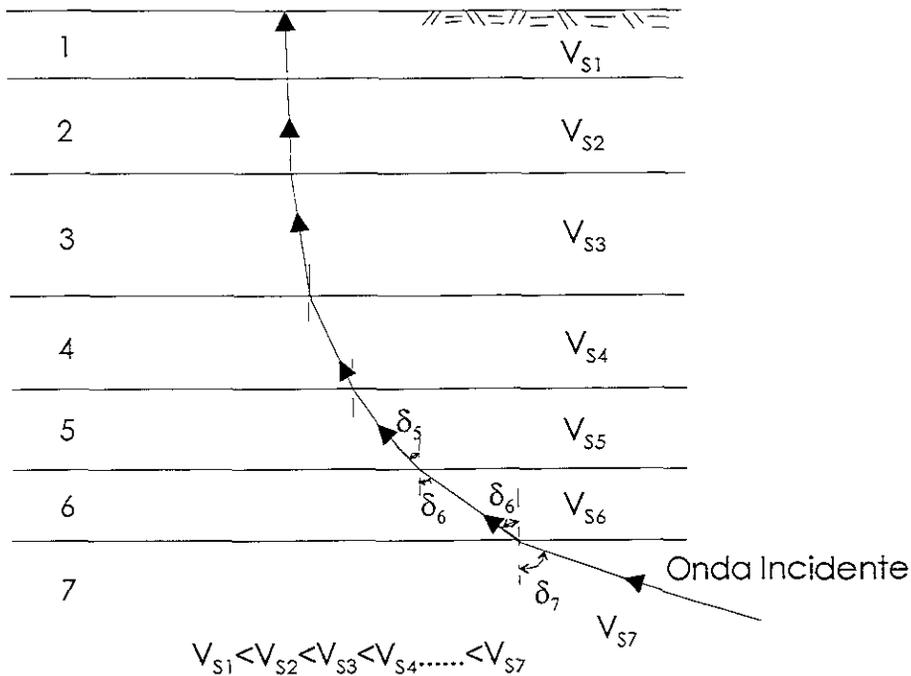


Figura 3.6. Cambio de ángulo de incidencia en el viaje de las ondas SH.

Cabe señalar que no todas las ondas sísmicas poseen las mismas condiciones de propagación como la mostrada en la figura 3.6, pero si aplicamos ésta hipótesis (ley de Snell), el análisis numérico resulta más sencillo. Por esta razón, el considerar, que la incidencia de las ondas es normal a la superficie terrestre, es apropiada en el ámbito de la geosísmica.

Así mismo, la reflexión y refracción de ondas de cuerpo originadas por discontinuidades en el medio de propagación, genera otros tipos de ondas que poseen otras propiedades comunes. Estas ondas se denominan ondas de superficie (ondas de Love y ondas de Rayleigh). Las ondas superficiales de Rayleigh se originan como resultado de reflexiones de las ondas P y SV, produciendo desplazamientos horizontales (paralelos a la dirección de su propagación) y desplazamientos verticales (figura 3.4.c). Por otro lado, la onda de Love tiene una propagación SH dentro de las capas superficiales e interiores y durante su viaje sufre reflexiones repetitivas y se propaga a lo largo de la superficie. Estas ondas producen desplazamientos horizontales, normales a la dirección de su propagación (figura 3.4.d) [JSCE, Tatsuo, 1997].

3.2.

Ecuación de Propagación Unidimensional de Ondas Longitudinales.

Si se considera un elemento infinitesimal de una barra cuando se somete a una vibración longitudinal (región achurada en la figura 3.7.a), y se definen a las literales z_0 y u para designar la posición en reposo y el desplazamiento producido en cada partícula de la barra, respectivamente. Se puede utilizar la ecuación de movimiento en la sección de la barra 1-2, que se supone en estado inalterado, para evaluar las deformaciones y esfuerzos que se producen por la presencia de la tensión producida por las cargas Q_1 y Q_2 . Con la aplicación de estas fuerzas, cada partícula de la barra sufre un desplazamiento, Δu , como se indica en la figura 3.7b (en la cuál los desplazamientos están exagerados) producto de los esfuerzos producidos por dichas fuerzas (French, A. P., 1971).

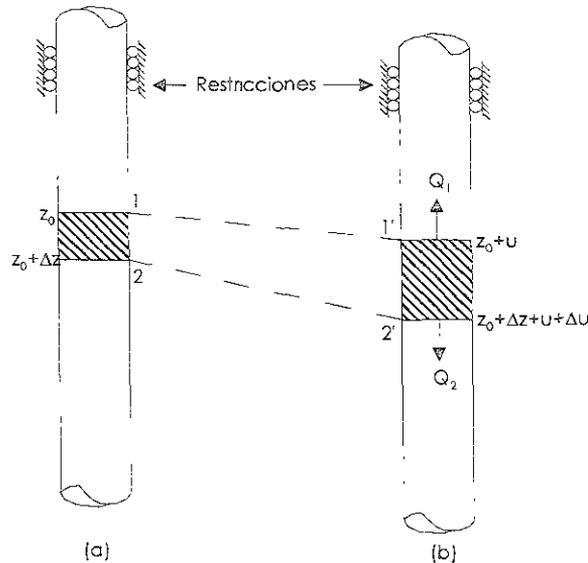


Fig. 3.7. (a) Barra en su posición inicial y (b) barra después del desplazamiento bajo cargas no estáticas Q_1 y Q_2 . La región achurada contiene la misma cantidad de material en ambos casos (a) y (b).

Las magnitudes de Q_1 y Q_2 dependen de la proporción de cambio de z_0 y $z_0 + \Delta z$, respectivamente. Como resultado del desplazamiento producido por estas fuerzas, todo el material de la sección (región achurada, figura 3.7.b) se encuentra sujeto a un estado de esfuerzos. Por lo que se puede evaluar un valor promedio de esfuerzo en función de la deformación longitudinal. Por lo tanto, la longitud 1-2 originalmente Δz , se incrementa Δu , es por ello que:

$$\text{Deformación promedio} = \frac{\Delta u}{\Delta z} \tag{3.3}$$

$$\text{Esfuerzo promedio} = \bar{M} \frac{\Delta u}{\Delta z} \tag{3.4}$$

Donde: $\bar{M} = \left\{ \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \right\} \bar{E}$.

Así mismo, el esfuerzo que se ejerce en los puntos posteriores a la deformación Δz es:

$$(\text{Esfuerzo en } z_0 + \Delta z) = (\text{Esfuerzo en } z_0) + \frac{\partial(\text{esfuerzo})}{\partial z} \Delta z \quad 3.5$$

De este modo, si el área transversal de la barra es a , se tiene que ($Q = a \cdot \text{esfuerzo}$):

$$Q_1 = a \cdot \bar{M} \frac{\partial u}{\partial z} \quad 3.6$$

$$Q_2 = a \cdot \bar{M} \frac{\partial u}{\partial z} + a \cdot \bar{M} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \Delta z \quad 3.7$$

La diferencia de fuerzas es,

$$\Delta Q = Q_2 - Q_1 = a \cdot \bar{M} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \Delta z \quad 3.8$$

Por otra parte, si se aplica la segunda ley de Newton y se designa una densidad, ρ , al material que reposa entre z_0 y $z_0 + \Delta z$, la masa se obtiene mediante $\rho a \Delta z$, y la aceleración se obtiene como la segunda derivada del desplazamiento con respecto al tiempo:

$$\Delta Q = \rho \cdot a \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \cdot \Delta z \quad 3.9$$

Al igualar las ecuaciones 3.8 y 3.9 se tiene que:

$$a \cdot \bar{M} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \Delta z = \rho \cdot a \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \cdot \Delta z \quad 3.10$$

Eliminando términos semejantes, se obtiene la forma familiar de la ecuación de propagación unidimensional de ondas longitudinales:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\bar{M}}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad 3.11$$

Ahora, si se considera el valor de \bar{M} y la ecuación 3.1, la ecuación 3.11 se puede escribir de la siguiente forma:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_p^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad 3.12$$

3.3.

Ecuación de Propagación Unidimensional de Ondas Transversales.

Aprovechando el resultado de la sección anterior y si se considera la fuerza debido a la existencia de la viscosidad, η , del material (ecuación 3.13), fácilmente se puede obtener la ecuación de propagación unidimensional de ondas de cortante al usar la figura 3.8 como referencia.

$$Q = \eta \cdot a \cdot \frac{\partial u}{\partial z \partial t} \tag{3.13}$$

$$\eta = \frac{\text{Esfuerzo cortante}}{\text{tasa de deformación}} \approx \frac{Q/a}{\Delta u / \Delta z \partial t} \tag{3.14}$$

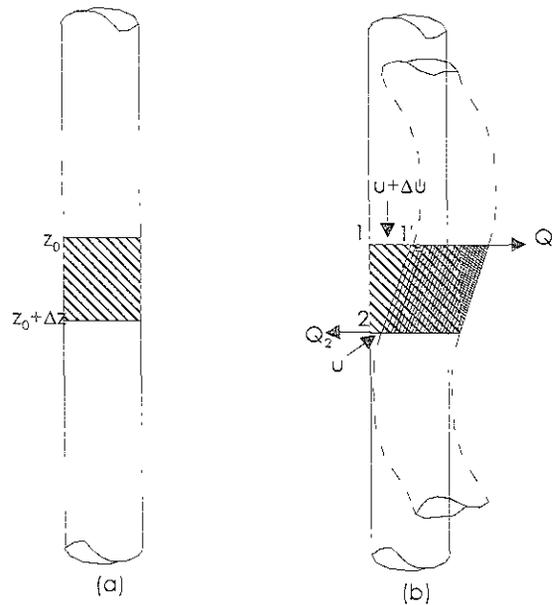


Figura 3.8. (a) Barra en su posición inicial y (b) barra después del desplazamiento.

Nuevamente, si se utilizan las ecuaciones 3.6 y 3.7, pero ahora en función del módulo cortante del suelo, G , y considerando la viscosidad, η , se tiene que:

$$Q_1 = a \cdot G \frac{\partial u}{\partial z} + \eta \cdot a \cdot \frac{\partial u}{\partial z \partial t} \tag{3.15}$$

$$Q_2 = a \cdot G \frac{\partial u}{\partial z} + a \cdot G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \Delta z + \eta \cdot a \cdot \frac{\partial u}{\partial z \partial t} + \eta \cdot a \cdot \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \Delta z \tag{3.16}$$

La diferencia de fuerzas es:

$$\Delta Q = Q_2 - Q_1 = a \cdot G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \Delta z + \eta \cdot a \cdot \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \Delta z \tag{3.17}$$

Así mismo, igualando las ecuaciones 3.9 y 3.17 tenemos:

$$\rho \cdot \alpha \cdot \frac{\partial^2 U}{\partial t^2} \cdot \Delta z = \alpha \cdot G \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \Delta z + \eta \cdot \alpha \cdot \frac{\partial^3 U}{\partial z^2 \partial t} \Delta z \quad 3.18$$

Eliminando términos semejantes, se obtiene la ecuación de propagación unidimensional de ondas de cortante:

$$\rho \cdot \frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} + \eta \cdot \frac{\partial^3 U}{\partial z^2 \partial t} \quad 3.19$$

Si consideramos un material puramente elástico ($\eta=0$), la ecuación anterior queda de la siguiente forma:

$$\rho \frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \quad 3.20$$

Similarmente, si se considera la ecuación 3.2, la ecuación 3.20 se puede representar de la forma siguiente:

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \quad 3.21$$

3.4.

Solución de la Ecuación de Propagación Unidimensional de Ondas Transversales.

La solución a la ecuación diferencial parcial de propagación unidimensional de ondas Transversales o Cortantes (ecuación 3.21) se puede escribir de la siguiente forma:

$$u(z,t) = f(V_s t - z) + g(V_s t + z) \quad 3.22$$

Donde: f y g son funciones arbitrarias de $(V_s t - z)$ y $(V_s t + z)$ que satisfacen a la ecuación 3.21.

Con esto, podemos observar que el valor de f permanece constante cuando su argumento no varía, esto es cuando z se incrementa con el tiempo (a la velocidad, V_s), y el valor de g permanece constante cuando z decrece con el tiempo. Por lo tanto, la solución (ecuación 3.22) describe un desplazamiento de ondas $[f(V_s t - z)]$ viajando a una velocidad V_s en la dirección positiva +z y un desplazamiento $[g(V_s t + z)]$ viajando a la misma

negativa $-z$. Por lo que se concluye que la forma de las ondas no cambia con respecto a su posición y al tiempo.

Ahora si la barra (ver figura 3.8) esta sujeta a un esfuerzo estacionario armónico: $[\sigma(t) = \sigma_0 \cos \omega t]$,

Donde: σ_0 es la amplitud del esfuerzo de onda, y
 ω es la frecuencia circular de la carga aplicada,

La solución se puede escribir con el uso el número de onda, $k = \omega / V_s$, mediante la siguiente ecuación:

$$u(z, t) = E \cos(\omega t - kz) + F \cos(\omega t + kz) \quad 3.23$$

En esta ecuación, el primer y segundo términos describen la propagación de las ondas armónicas en la dirección positiva y negativa, respectivamente. Cabe señalar que el número de onda esta relacionado con la longitud de onda (ξ) mediante:

$$\xi = V_s T = \frac{V_s}{f} = \frac{2\pi}{\omega} V_s = \frac{2\pi}{k} \quad 3.24$$

Donde: T es el periodo de la carga aplicada, y
 $f = 1/T$.

Nótese que para una frecuencia dada, la longitud de onda incrementa con la velocidad de propagación de las ondas. La ecuación 3.23 indica que el desplazamiento varía armónicamente con respecto a la posición y al tiempo. Mientras que la ecuación 3.24 muestra que el número de onda es a la longitud de onda como la frecuencia circular al periodo de vibración. Si únicamente consideramos la propagación de ondas en la dirección positiva ($F=0$) de la ecuación 3.23 y de ésta se obtiene la segunda derivada parcial de $u(z,t)$ con respecto a z , y con respecto a t , y sustituimos dentro de la ecuación de onda (ecuación 3.21) obtenemos:

$$-\omega^2 E \cos(\omega t - kz) = -V_s^2 \cdot k^2 \cdot E \cdot \cos(\omega t - kz) \quad 3.25$$

La cual se simplifica a la identidad $\omega = kV_s$, de este modo se verifica que la ecuación 3.23 con $F=0$ es una solución de la ecuación 3.21.

Por otra parte, mediante el uso de notación compleja, la solución de la ecuación de onda se puede escribir como:

$$u(z, t) = E e^{i(\omega t - kz)} + F e^{i(\omega t + kz)} \quad 3.26$$

Donde: $i = \sqrt{-1}$.

3.5. Vibración Forzada Amortiguada.

Para entender de mejor manera el estudio de la respuesta sísmica de depósitos de suelo e iniciar la evaluación de funciones de transferencia (FT), es necesario comenzar nuestro estudio analizando la ecuación de movimiento (ecuación 3.27) para un sistema de un grado de libertad sujeto a una carga armónica de la forma $Q(t) = Q_0 \text{sen } \bar{\omega} t$ (ver figura 3.9):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = Q_0 \text{sen } \bar{\omega} t \tag{3.27}$$

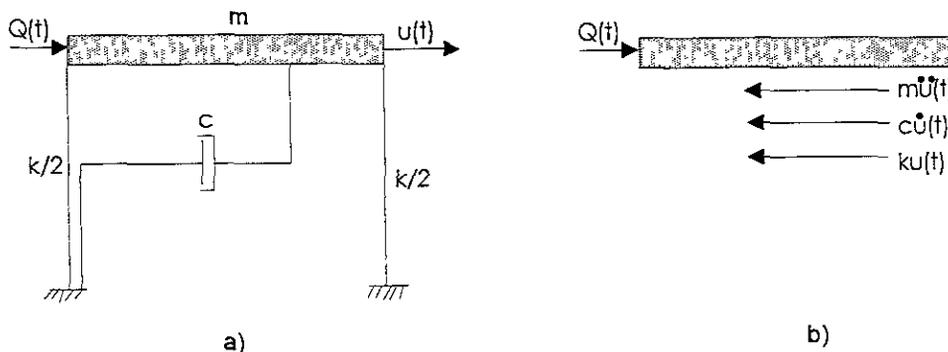


Figura 3.9. a) Representación de un sistema de un grado de libertad forzado, y b) Diagrama de cuerpo libre.

Donde: m es la masa.

k es la rigidez del sistema.

$\bar{\omega}$ es la frecuencia circular de la excitación.

$u(t)$ es el desplazamiento del sistema provocado por la carga $Q(t)$.

$$\dot{u}(t) = \frac{\partial u(t)}{\partial t} \quad \text{y} \quad \ddot{u}(t) = \frac{\partial^2 u(t)}{\partial t^2}.$$

Dividiendo la ecuación 3.27 entre la masa, m , y con el uso de la relación de amortiguamiento $\lambda = c/2m\omega_0$, donde ω_0 es la frecuencia circular natural no amortiguada del sistema ($\omega_0^2 = k/m$), obtenemos:

$$\ddot{u} + 2\lambda\omega_0\dot{u} + \omega_0^2 u = \frac{Q_0}{m} \text{sen } \bar{\omega} t \tag{3.28}$$

La solución complementaria de ésta ecuación, $u_c(t)$, representa la respuesta de vibración libre amortiguada, que se puede expresar como la respuesta de un sistema con bajo amortiguamiento (ecuación 3.29) [Kramer, 1996]:

$$u_c(t) = e^{-\lambda\omega_0 t} (C_1 \text{sen } \omega_d t + C_2 \text{cos } \omega_d t) \tag{3.29}$$

Donde: $\omega_d = \omega_0 \sqrt{1 - \lambda^2}$ es la frecuencia circular natural amortiguada del sistema.

Como la respuesta de un sistema de un grado de libertad amortiguado está fuera de fase con respecto a la carga externa aplicada, la solución particular, $u_p(t)$, es de forma armónica:

$$u_p(t) = C_3 \text{sen} \bar{\omega} t + C_4 \text{cos} \bar{\omega} t \quad 3.30a$$

Derivando la ecuación 3.30a, se obtiene la velocidad y aceleración, respectivamente:

$$\frac{\partial u_p(t)}{\partial t} = \dot{u}_p(t) = \bar{\omega} C_3 \text{cos} \bar{\omega} t + \bar{\omega} C_4 \text{sen} \bar{\omega} t \quad 3.30b$$

$$\frac{\partial^2 u_p(t)}{\partial t^2} = \ddot{u}_p(t) = -\bar{\omega}^2 C_3 \text{sen} \bar{\omega} t - \bar{\omega}^2 C_4 \text{cos} \bar{\omega} t \quad 3.30c$$

Sustituyendo las ecuaciones (3.30) en la ecuación de movimiento (ecuación 3.28) y agrupando los términos $\text{sen} \bar{\omega} t$ y $\text{cos} \bar{\omega} t$ obtenemos:

$$\begin{aligned} (C_3 \omega_0^2 - C_3 \bar{\omega}^2 - 2\lambda \omega_0 C_4 \bar{\omega}) \text{sen} \bar{\omega} t + \\ + (C_4 \omega_0^2 - C_4 \bar{\omega}^2 + C_3 \bar{\omega} 2\lambda \omega_0) \text{cos} \bar{\omega} t = \frac{Q_0}{m} \text{sen} \bar{\omega} t \end{aligned} \quad 3.31$$

Se puede observar que cuando $\bar{\omega} t = 0 + n\pi$ (donde n es cualquier entero positivo), $\text{sen} \bar{\omega} t = 0$ y $\text{cos} \bar{\omega} t = 1$, de esta forma:

$$C_4 \omega_0^2 - C_4 \bar{\omega}^2 + C_3 \bar{\omega} 2\lambda \omega_0 = 0 \quad 3.32a$$

Además, si $\bar{\omega} t = \pi/2 + n\pi$, $\text{cos} \bar{\omega} t = 0$ y $\text{sen} \bar{\omega} t = 1$, lo cual significa que:

$$C_3 \omega_0^2 - C_3 \bar{\omega}^2 - 2\lambda \omega_0 C_4 \bar{\omega} = \frac{Q_0}{m} \quad 3.32b$$

Por lo que, para conocer las incógnitas C_3 y C_4 , las ecuaciones simultáneas 3.33 se resuelven:

$$C_3 = \frac{Q_0}{k} \frac{(1 - \beta^2)}{(1 - \beta^2)^2 + (2\lambda\beta)^2} \quad 3.33a$$

$$C_4 = \frac{Q_0}{k} \frac{-2\lambda\beta}{(1 - \beta^2)^2 + (2\lambda\beta)^2} \quad 3.33b$$

Donde: $\beta = \bar{\omega} / \omega_0$ es la relación entre frecuencias.

De esta manera, la solución general de la ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad forzado amortiguado (ecuación 3.28), se obtiene mediante la suma de las soluciones particular y complementaria:

$$u(t) = e^{-\lambda\omega_0 t} (C_1 \text{sen}\omega_0 t + C_2 \text{cos}\omega_0 t) + \frac{Q_0}{k} \frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\lambda\beta)^2} [(1-\beta^2) \text{sen}\bar{\omega}t - 2\lambda\beta \text{cos}\bar{\omega}t] \quad 3.34$$

Donde las incógnitas C_1 y C_2 dependen de las condiciones iniciales.

Ya obtenida la solución general, a continuación se presenta un ejemplo de un sistema de un grado de libertad con las condiciones mostradas en la figura 3.10. En este ejemplo se obtuvo la respuesta del sistema (ver figura 3.11), aplicando la ecuación 3.34. Con este resultado se puede comentar lo siguiente:

- a) La solución complementaria (que representa los efectos de las condiciones iniciales) disminuye de forma exponencial con el transcurso del tiempo.
- b) La solución complementaria describe una respuesta transitoria y depende de las condiciones iniciales.
- c) Posterior al término de la respuesta transitoria, solamente permanece la respuesta denominada "estacionaria" que se obtiene usando el segundo término de la ecuación 3.34, y
- d) La respuesta estacionaria ocurre a la misma frecuencia de la carga armónica aplicada, pero está fuera de fase con respecto a ésta.

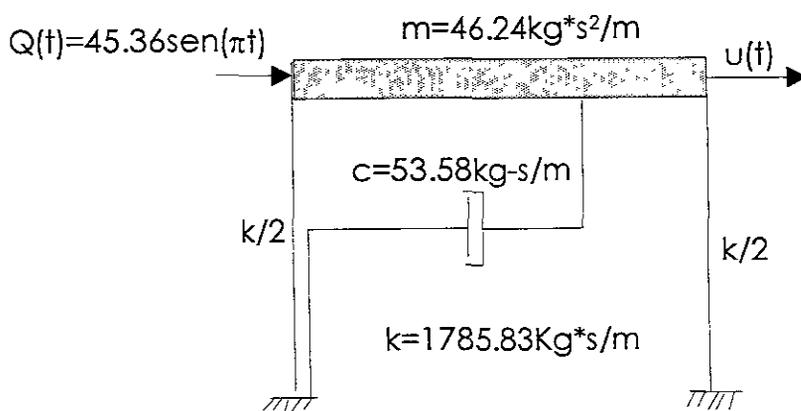


Figura 3.10. Sistema de un grado de libertad bajo una carga senoidal, $Q(t)$.

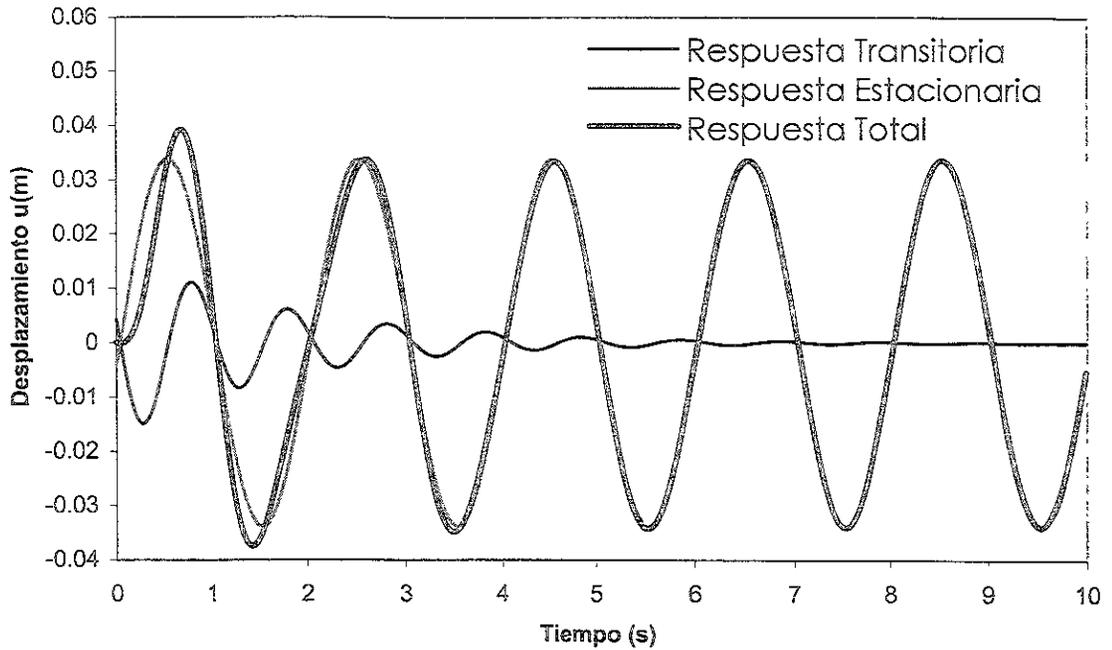


Figura 3.11. Respuesta de un sistema de un grado de libertad forzado amortiguado.

Existe otro procedimiento sencillo para determinar únicamente la respuesta estacionaria mediante el uso de una respuesta armónica:

$$u = A \sin(\bar{\omega}t + \theta_s) \tag{3.35}$$

Donde: $A = \frac{Q_0}{k} \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\lambda\beta)^2}}$, y

$$\theta_s = \tan^{-1}\left(-\frac{2\lambda\beta}{1-\beta^2}\right)$$

La respuesta estacionaria se puede visualizar con la ayuda de vectores que rotan sobre un plano cartesiano representando en el, tanto la respuesta, como las fuerzas inducidas en el sistema (ver figura 3.12). En esta figura se observa que las fuerzas que producen: el resorte, el amortiguador y la inercia, actúan en dirección opuesta a los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración. También se observa que el desplazamiento está desfasado con respecto al vector de carga por un ángulo θ_s . Cabe señalar que para cargas armónicas, el ángulo de fase cambia en función de la relación de amortiguamiento y la relación de frecuencias, como se muestra en la figura 3.13a.

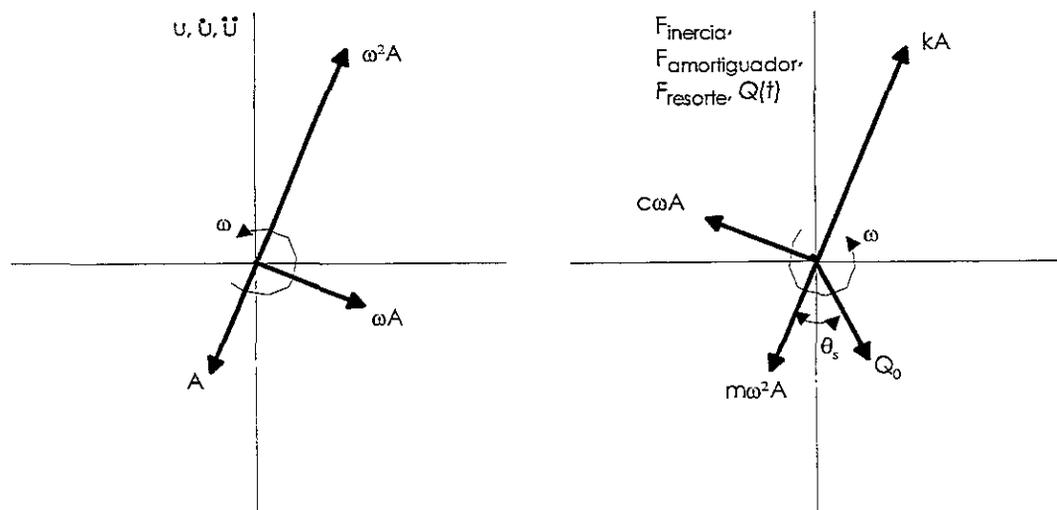


Figura 3. 12. Representación de vectores de respuesta y fuerzas rotando en un sistema de un grado de libertad.

Con el uso de la relación entre frecuencias se puede obtener un factor de amplificación, S (el cual es una relación entre la respuesta dinámica y estática), definido por:

$$S = \frac{A}{Q_0/k} = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\lambda\beta)^2}} \quad 3.36$$

Donde la variación de este factor está en función de la relación de frecuencias y de la relación de amortiguamiento como se observa en la figura 3.13a. De esta figura se deduce que, la relación de amortiguamiento influye directamente en el pico del factor de amplificación y en la variación del ángulo de fase (ver figura 3.13b). Las curvas del factor de amplificación son muy sensibles a variaciones en el valor de la relación de amortiguamiento.

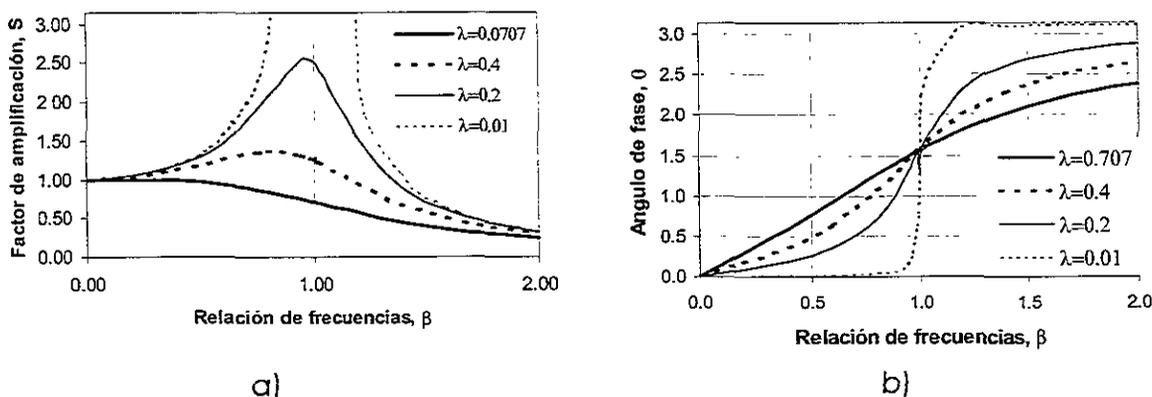


Figura 3.13. Variación de la relación de frecuencias en función del factor de amplificación, S, y del ángulo de fase, θ .

Respuesta de sistemas de un grado de libertad sujetos a cargas periódicas.

La solución a la respuesta de un sistema de un grado de libertad forzado sujeto a una carga armónica, desarrollada en la sección anterior, se puede usar para un caso más general donde se tenga presente otro tipo de cargas periódicas más complicadas (por ejemplo: un sismo). Es decir, un sismo, se puede convertir de manera aproximada en una suma de una serie de cargas armónicas mediante el uso de las series de Fourier (ver figura 3.14). Por lo que con el principio de superposición, la respuesta de un sistema de un grado de libertad sujeto a cargas periódicas se obtiene simplemente sumando las respuestas de cada término de carga obtenidas mediante las series de Fourier.

Los pasos en el proceso de obtención de las series de Fourier son los siguientes: a) Se presenta la historia de aceleraciones de un evento sísmico en el dominio del tiempo (ver figura 3.14a), b) Se representa la historia de aceleraciones como una suma de cargas armónicas en el dominio del tiempo (ver figura 3.14b), c) Se calcula la respuesta para cada carga armónica en el dominio de la frecuencia (ver figura 3.14c), d) Se representa la respuesta como una suma de cargas armónicas en el dominio del tiempo (ver figura 3.14d) y finalmente e) Se presenta la respuesta como la suma de todas las respuestas armónicas individuales en el dominio del tiempo (ver figura 3.14e). Los cálculos descritos anteriormente, se pueden realizar utilizando notación trigonométrica o exponencial como a continuación se presenta.

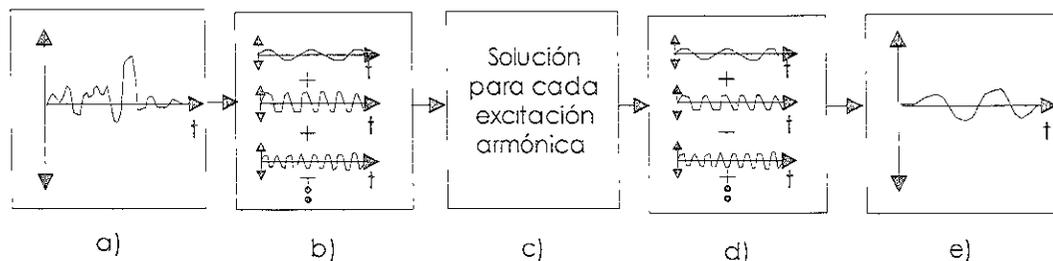


Figura 3.14. Representación del uso de las series de Fourier para que un sismo tenga una solución relativamente simple.

Notación Trigonométrica.

Una carga periódica, $Q(t)$, puede expresarse mediante las series de Fourier en función del periodo, T_f , como:

$$Q(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos \omega_n t + b_n \text{sen} \omega_n t \tag{3.37}$$

Donde los coeficientes de Fourier son:

$$a_0 = \frac{1}{T_f} \int_0^{T_f} Q(t) dt$$

$$a_n = \frac{2}{T_f} \int_0^{T_f} Q(t) \cos \omega_n t dt$$

$$b_n = \frac{2}{T_f} \int_0^{T_f} Q(t) \text{sen} \omega_n t dt$$

$$\omega_n = \frac{2\pi n}{T_f}$$

Utilizando la solución de la respuesta estacionaria de la ecuación 3.34, la respuesta para cada término seno en las series de Fourier es:

$$U_{n,\text{seno}}(t) = \frac{b_n}{k} \frac{1}{(1-\beta_n^2)^2 + (2\lambda\beta_n)^2} [(1-\beta_n^2) \text{sen} \bar{\omega} t - 2\lambda\beta_n \text{cos} \bar{\omega} t] \quad 3.38$$

Donde: $\beta_n = \frac{\omega_n T_f}{2\pi}$

De la misma forma, la respuesta estacionaria para cada término coseno se expresa mediante:

$$U_{n,\text{cos}}(t) = \frac{a_n}{k} \frac{1}{(1-\beta_n^2)^2 + (2\lambda\beta_n)^2} [(1-\beta_n^2) \text{cos} \bar{\omega} t + 2\lambda\beta_n \text{sen} \bar{\omega} t] \quad 3.39$$

Así, como la respuesta estacionaria del término de una carga constante es el desplazamiento estático, $u_0 = a_0/k$, la respuesta total estacionaria será dada por:

$$u(t) = u_0 + \sum_{n=1}^{\infty} U_{n,\text{sen}}(t) + U_{n,\text{cos}}(t) =$$

$$= \frac{1}{k} \left(a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(1-\beta_n^2)^2 + (2\lambda\beta_n)^2} \cdot \left[\{a_n 2\lambda\beta_n + b_n(1-\beta_n^2)\} \text{sen} \omega_n t + \{a_n(1-\beta_n^2) - b_n 2\lambda\beta_n\} \text{cos} \omega_n t \right] \right) \quad 3.40$$

Notación Exponencial.

Las cargas periódicas se pueden describir mediante series de Fourier en forma exponencial utilizando la siguiente ecuación:

$$Q(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} q_n^* e^{i\omega_n t} \quad 3.41$$

Donde los coeficientes complejos de Fourier, q_n^* , se determinan directamente de $Q(t)$ como;

$$q_n^* = \frac{1}{T_z} \int_0^{T_z} Q(t) e^{-i\omega_n t} dt \quad 3.42$$

La respuesta de un sistema de un grado de libertad forzado por la n-ésima carga armónica será gobernada por la ecuación de movimiento:

$$m\ddot{u}_n(t) + c\dot{u}_n(t) + ku_n(t) = q_n^* e^{i\omega_n t} \quad 3.43$$

De esta manera, la respuesta de un sistema, se puede relacionar con la carga aplicada mediante:

$$u_n(t) = H(\omega_n) q_n^* e^{i\omega_n t} \quad 3.44$$

Donde: $H(\omega_n)$ es una función de transferencia [Por ejemplo, (una función que relaciona un parámetro (en este caso el desplazamiento del sistema) a otro (carga externa)].

Sustituyendo la ecuación 3.44 dentro de la ecuación de movimiento (ecuación 3.43) obtenemos:

$$-m\omega_n^2 H(\omega_n) q_n^* e^{i\omega_n t} + ic\omega_n H(\omega_n) q_n^* e^{i\omega_n t} + kH(\omega_n) q_n^* e^{i\omega_n t} = q_n^* e^{i\omega_n t}$$

o

$$H(\omega_n) = \frac{1}{-m\omega_n^2 + ic\omega_n + k} = \frac{1}{k(-\beta_n^2 + 2i\beta_n\lambda + 1)} \quad 3.45$$

Como: $A^* = a + ib = \bar{A}e^{i\bar{\theta}}$, donde: $\bar{A} = \sqrt{a^2 + b^2}$ es el módulo y $\bar{\theta} = \tan^{-1}(b/a)$ es el argumento de la expresión compleja, la función de transferencia también se puede escribir como:

$$H(\omega_n) = \frac{1/k}{\sqrt{(1-\beta_n^2)^2 + (2\lambda\beta_n)^2}} \exp\left(i \tan^{-1} \frac{2\lambda\beta_n}{\beta_n^2 - 1}\right) \quad 3.46$$

Por lo que podemos deducir la gran relación que existe entre el módulo de la función de transferencia y el factor de amplificación (ecuación 3.36). De esta forma, con el uso del principio de superposición y con la evaluación de la función de transferencia en función de las frecuencias se obtiene la respuesta total mediante:

$$u(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} H(\omega_n) \alpha_n^* e^{i\omega_n t} \quad 3.47$$

Cabe señalar que se pueden desarrollar diferentes funciones de transferencia dependiendo del problema que se pretende estudiar.

El procedimiento para el análisis de la respuesta de un sistema de un grado de libertad se puede resumir en los siguientes pasos:

1. Obtener las series de Fourier [o Transformada Discreta de Fourier (TDF)] de la carga aplicada (o movimiento de la base del suelo). Con éstas, la carga se expresa en función de la frecuencia.
2. Multiplicar los coeficientes de las series de Fourier o TDF mediante el valor apropiado de la función de transferencia, H , a cada frecuencia ω_n . (así se obtiene la series de Fourier del movimiento de salida).
3. Expresar el movimiento de salida en el dominio del tiempo mediante el uso de la Transformada Inversa de Fourier (TIF) del movimiento de salida.

3.6.

Evaluación de Funciones de Transferencia.

La elección de una Función de Transferencia, FT, dependerá de las condiciones existentes en el depósito de suelo que se pretenda evaluar. Dentro de las FT más comunes para el cálculo de la respuesta sísmica en depósitos de suelo, se encuentran las siguientes: a) La FT donde al depósito se le supone uniforme sobre roca rígida (sin amortiguamiento), b) La FT donde el depósito se asume uniforme sobre roca rígida (con amortiguamiento), c) La FT donde al depósito se modela como uniforme sobre roca elástica (con amortiguamiento) y d) La FT donde al depósito se le considera estratificado con capas uniformes que se apoyan sobre roca elástica (con amortiguamiento). A continuación se presenta el análisis de la respuesta sísmica del suelo considerando cada una de las FT mencionadas.

a)

Depósito Uniforme Sobre Roca Rígida (sin amortiguamiento).

La función de transferencia más sencilla en un análisis de respuesta sísmica de depósitos de suelo es aquella que se obtiene cuando se tienen presentes las siguientes condiciones: una capa uniforme, isotrópica y elástica lineal, apoyada sobre una capa rígida (ver figura 3.15).

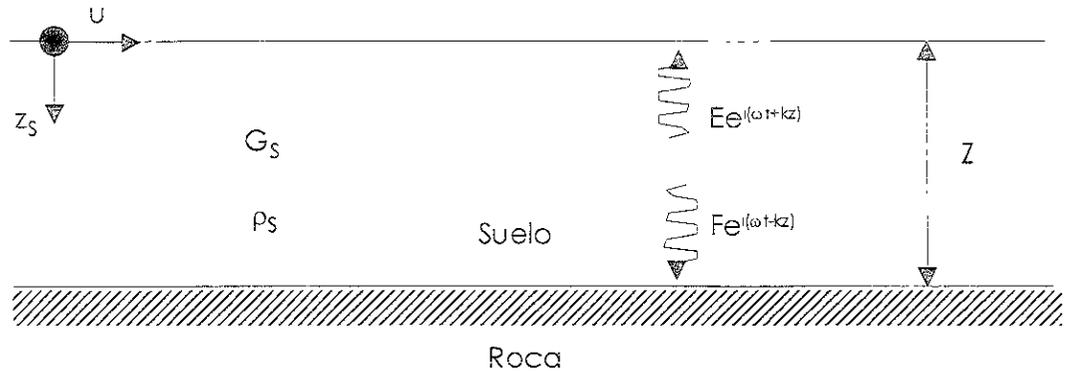


Figura 3.15. Depósito de suelo linealmente elástico de espesor Z apoyado sobre una capa rígida.

Si se produce un movimiento en la capa rígida del suelo debido a la presencia de un evento sísmico, éste producirá propagación de ondas de cortante armónicas en la capa de suelo apoyada sobre ella. La respuesta a esto, se puede expresar mediante la solución de la ecuación de ondas (ecuación 3.26):

$$u(z, t) = Ee^{i(\omega t + kz)} + Fe^{i(\omega t - kz)}$$

Donde: u es el desplazamiento horizontal.

ω es la frecuencia circular del movimiento sísmico.

z es la profundidad.

k es el número de onda ($k = \omega / V_s$) y

E y F son las amplitudes del viaje de ondas en las direcciones -z (hacia arriba) y +z (hacia abajo), respectivamente.

Ahora, si se considera la condición de frontera de que en la superficie del terreno ($z=0$), el esfuerzo cortante y la deformación por cortante deben ser cero, obtenemos que:

$$\tau(0, t) = G\gamma(0, t) = G \frac{\partial u(0, t)}{\partial z} = 0 \tag{3.48}$$

Diferenciando la ecuación 3.26 y sustituyéndola en la ecuación 3.48, conduce a:

$$Gik(Fe^{ik(0)} - Fe^{-ik(0)}) \cdot e^{i\omega t} = Gik(E - F) \cdot e^{i\omega t} = 0 \quad 3.49$$

La cual se satisface (no trivialmente) cuando $E=F$. De esta manera el desplazamiento se puede expresar como:

$$u(z,t) = 2E \frac{e^{ikz} + e^{-ikz}}{2} e^{i\omega t} = 2E \cos kz e^{i\omega t} \quad 3.50$$

Cabe señalar que ésta ecuación describe una onda estacionaria de amplitud "2Ecos kz" y es producto de la interferencia del viaje de ondas hacia arriba y hacia abajo manteniendo una forma fija con respecto a la profundidad. Así, la ecuación 3.50 se puede usar para definir una función de transferencia que describa la relación de la amplitud del desplazamiento en cualquier punto de la capa en el suelo. Por lo tanto, si se escogen dos puntos (en la superficie y en el fondo de la capa de suelo), la función de transferencia será:

$$H_1(\omega) = \frac{u_{\max}(0,t)}{u_{\max}(Z,t)} = \frac{2Ee^{i\omega t}}{2E \cos kz e^{i\omega t}} = \frac{1}{\cos kz} = \frac{1}{\cos(\omega Z / v_s)} \quad 3.51$$

Donde: $i^2 = -1$, y
 Z es el espesor de la capa.

Por lo que el módulo de la función de transferencia es la función de amplificación siguiente:

$$|H_1(\omega)| = \frac{1}{|\cos(\omega Z / V_s)|} \quad 3.52$$

Esta función, indica que el desplazamiento superficial es siempre al menos igual al desplazamiento de la roca (ya que el denominador nunca puede ser mayor que uno). De esta forma, $|H_1(\omega)|$ es la relación entre el movimiento en superficie y el movimiento en la roca. Además cuando $\omega Z / V_s$ se aproxima a $\pi/2 + n\pi$, el denominador de la ecuación 3.52 se aproxima a cero, lo cual implica que ocurrirá una resonancia o amplificación infinita (ver figura 3.16).

Este simple modelo, ilustra que la respuesta del depósito de suelo es altamente dependiente de la frecuencia del movimiento de su base y que las frecuencias a las cuales la amplificación ocurre dependen de la geometría (espesor, Z) y de las propiedades del material (velocidad de ondas de cortante, V_s) de la capa de suelo.

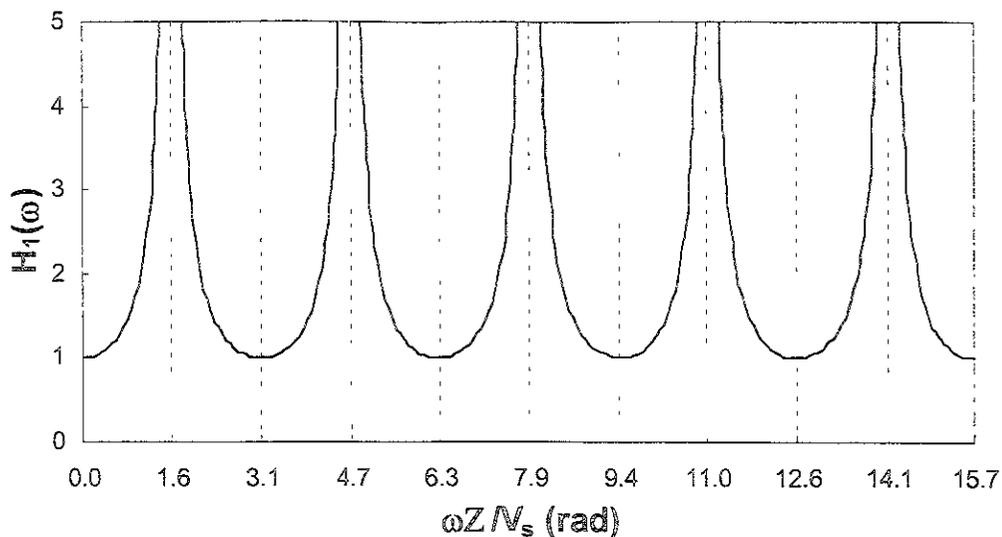


Figura 3.16. Influencia de la frecuencia en la respuesta estacionaria de capas lineales no amortiguadas.

Siguiendo los pasos mencionados en los párrafos anteriores, se calculará la respuesta en superficie de un depósito de suelo elástico lineal que reposa sobre una capa rígida (ver figura 3.17). El movimiento en la base (entrada) será la historia de aceleraciones del evento sísmico 21/06/99NS registrado a 60 m de profundidad en el sitio CAO.

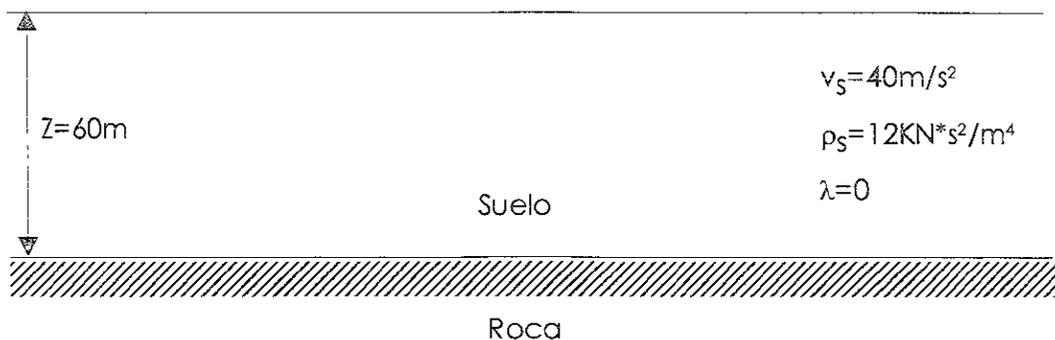


Figura 3.17. Ejemplo de aplicación considerando un depósito de suelo elástico lineal que reposa sobre una capa rígida.

A continuación se desglosan los principales pasos para obtener la respuesta superficial del depósito de suelo del ejemplo en estudio:

1. Conocida la historia de aceleración o registro de entrada, en este caso el evento sísmico registrado el 21/06/99 componente NS en el sitio CAO (ver figura 3.18a).

2. Se Calcula la Transformada Discreta de Fourier (TDF) de la historia de aceleración de entrada, (supuesta en roca)(ver figura 3.18b).

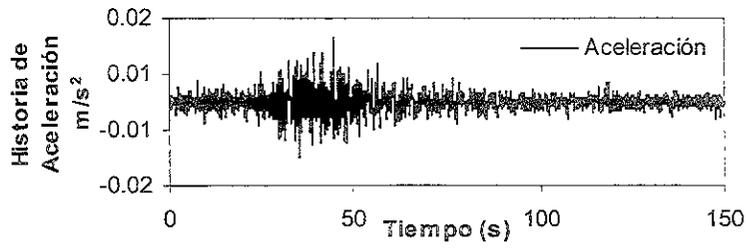
3. Se Calcula la Función de Transferencia [FT = $H_1(\omega)$], que relaciona el movimiento de la superficie del terreno (salida) con el movimiento de excitación en roca (entrada) con el uso de la ecuación 3.52. Es decir, la función de transferencia para el caso donde no se considera amortiguamiento en el suelo. En la figura 3.18c se puede observar que para valores de frecuencia de 0 a 0.1 Hz es uno, sin embargo, para frecuencias que se aproximan a la frecuencia fundamental del depósito de suelo ($f_0 = V_s / 4Z = 40 / (4 * 60) = 0.16$), la función de transferencia comienza a tomar valores mayores. Por lo que se observa que para ciertas frecuencias ($\omega Z / V_s$) que se aproximan a $\pi/2 + n\pi$, ocurre resonancia.

4. Se calcula la respuesta del suelo como el producto de la función de transferencia y la TDF (ver figura 3.18d).

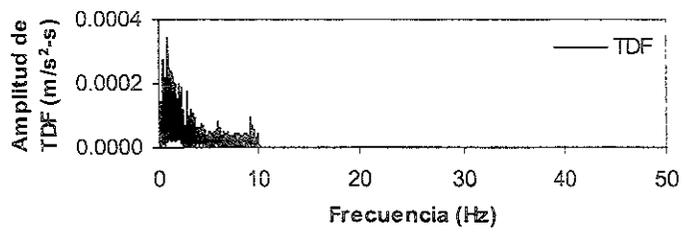
5. Se obtiene la historia de aceleración mediante el uso de la Transformada inversa de Fourier (TIF) de la señal de respuestas mostrada en la figura 3.18d (Ver figura 3.18e). En esta figura se muestra la gran influencia de la función de transferencia en la respuesta, ya que se observa que los valores pico de H_1 , influyen notablemente en la respuesta. Por lo que, el espectro de Fourier del movimiento en superficie, es muy diferente al del movimiento en roca ya que se presenta en éste un incremento notorio de frecuencias y una gran amplificación (Ver figura 3.18e).

Con el fin de observar la influencia de la velocidad de ondas de cortante en la respuesta, se resolvió el mismo problema, pero ahora considerando, $V_s = 450\text{m/s}$, lo cual da ha entender que el suelo es más rígido por lo que tiende a comportarse de manera similar a la capa de roca que lo soporta, y efectivamente, en la figura 3.19e podemos observar que la historia de aceleraciones es muy similar a la inicial (figura 3.19a) por lo que la respuesta no tiene cambios significativos.

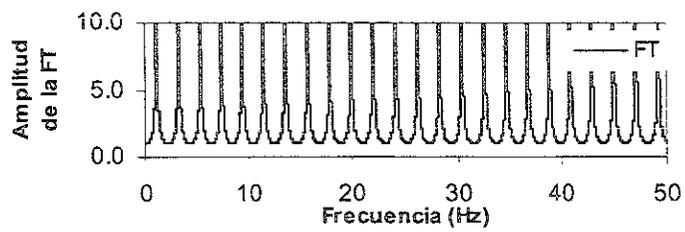
En este ejemplo se observa de mejor manera que para frecuencias menores a la fundamental ($f_0 = V_s / 4Z = 450 / (4 * 60) = 1.87$) la amplitud de la función de transferencia es uno, mientras que para frecuencias mayores, la función de transferencia comienza a incrementarse notablemente. Ahora como los valores de la TDF del registro de entrada son pequeños para las frecuencias donde existe una resonancia en la FT, la respuesta no tendrá cambios considerables (ver figura 3.20e) como los que se obtuvieron en el ejemplo anterior.



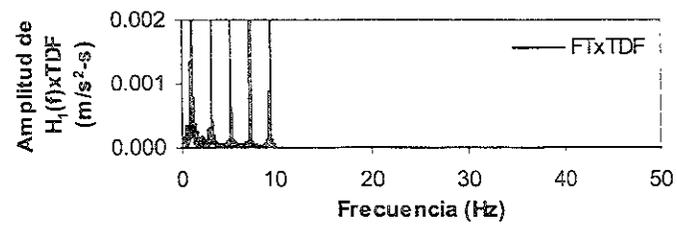
a)



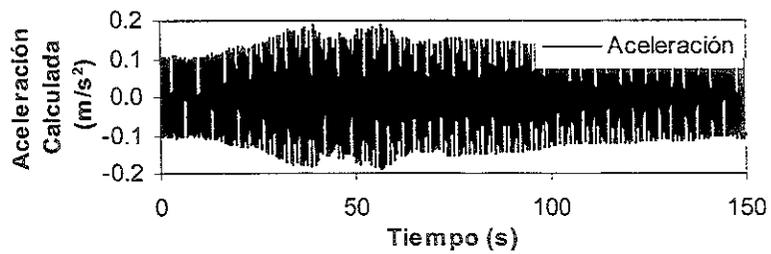
b)



c)



d)



e)

Figura 3.18. Respuesta obtenida del ejemplo en estudio.

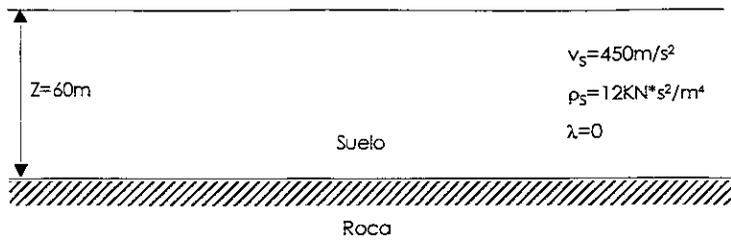


Figura 3.19. Ejemplo de aplicación.

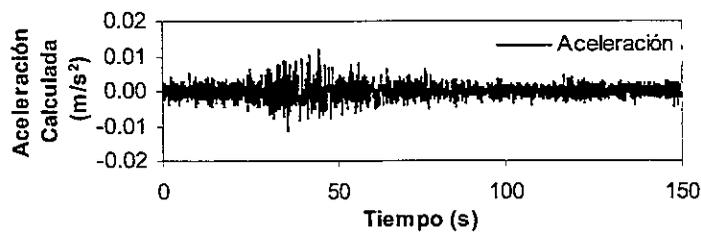
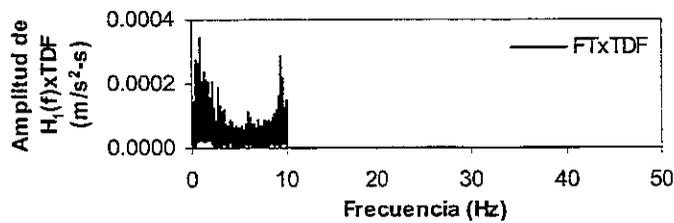
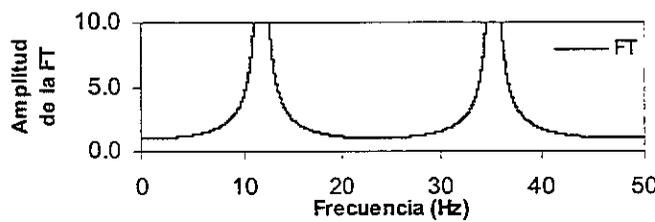
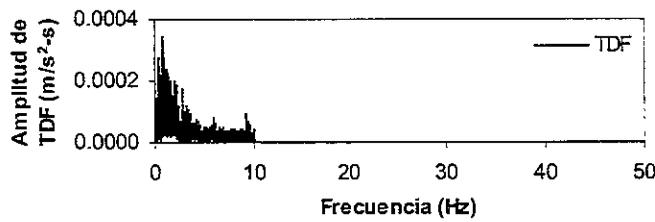
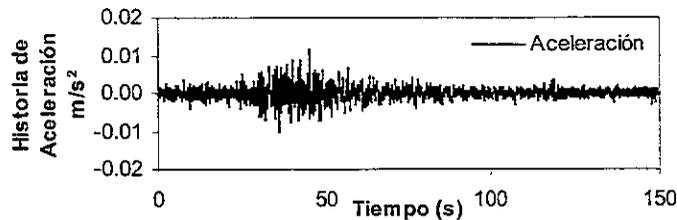


Figura 3.20. Respuesta del ejemplo de aplicación.

b)
Depósito Uniforme Sobre Roca Rígida (con amortiguamiento).

Como las condiciones tomadas en cuenta en la sección anterior para obtener la FT (H_1) no ocurren físicamente debido a que en el suelo existe disipación de energía que se considera mediante un valor de amortiguamiento. Repitiendo el procedimiento pero considerando el amortiguamiento que existe en el depósito de suelo y suponiendo características de cortante como las de un sólido del tipo Kelvin-Voight en el suelo, la ecuación de propagación de ondas de cortante se puede escribir como (ecuación 3.19):

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t}$$

La solución de la ecuación anterior (ecuación 3.19), es de la forma (ecuación 3.26):

$$u(z, t) = E e^{i(\omega t + \mathbf{k}^* z)} + F e^{i(\omega t - \mathbf{k}^* z)}$$

Donde: \mathbf{k}^* es el número de onda complejo con la parte real \mathbf{k}_1 y la parte imaginaria \mathbf{k}_2 .

Repitiendo las manipulaciones algebraicas realizadas en la sección anterior y considerando el número de onda complejo, la función de transferencia para el caso de una capa de suelo con amortiguamiento reposada sobre roca rígida puede expresarse como:

$$H_2(\omega) = \frac{1}{\cos \mathbf{k}^* Z} = \frac{1}{\cos(\omega Z / V_s^*)} \quad 3.53$$

Además, podemos decir que el valor del módulo de rigidez complejo es independiente de la frecuencia y está dado por $\mathbf{G}^* = G(1 + i2\lambda)$, donde la velocidad de onda compleja se puede expresar como:

$$V_s^* = \sqrt{\frac{\mathbf{G}^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1 + i2\lambda)}{\rho}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}}(1 + i\lambda) = V_s(1 + i\lambda) \quad 3.54$$

Para pequeños amortiguamientos, λ , el número de onda complejo se puede escribir como:

$$\mathbf{k}^* = \frac{\omega}{V_s^*} = \frac{\omega}{V_s(1 + i\lambda)} \approx \frac{\omega}{V_s}(1 - i\lambda) = \mathbf{k}(1 - i\lambda) \quad 3.55$$

Obteniendo finalmente, la función de transferencia:

$$H_2(\omega) = \frac{1}{\cos \mathbf{k}(1 - i\lambda)Z} = \frac{1}{\cos[\omega Z / V_s(1 + i\lambda)]} \quad 3.56$$

Para facilitar el uso de la ecuación anterior, y eliminar el número imaginario, podemos utilizar la identidad $|\cos(x + iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y}$, de manera que la función de amplificación la podemos expresar como:

$$|H_2(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kZ + \sinh^2 \lambda kZ}} \tag{3.57}$$

Donde $\sinh^2 y \approx y^2$ para valores pequeños de y , por lo que se puede reducir a la siguiente función de amplificación:

$$|H_2(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kZ + (\lambda kZ)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega Z / V_s) + [\lambda(\omega Z / V_s)]^2}} \tag{3.58}$$

Para pequeños amortiguamientos, la ecuación 3.58 indica que la amplificación ocurre como función de las frecuencias en la capa del suelo. La amplificación alcanzará un local máximo cuando $kZ \approx \pi/2 + n\pi$ pero nunca alcanzará un valor infinito ya que $\lambda > 0$ y el denominador siempre será mayor que cero. De esta manera, las frecuencias que corresponden a un máximo local son las frecuencias naturales del depósito de suelo. En la figura 3.21 se ve claramente la influencia del amortiguamiento en el valor de la función de transferencia $H_2(\omega)$.

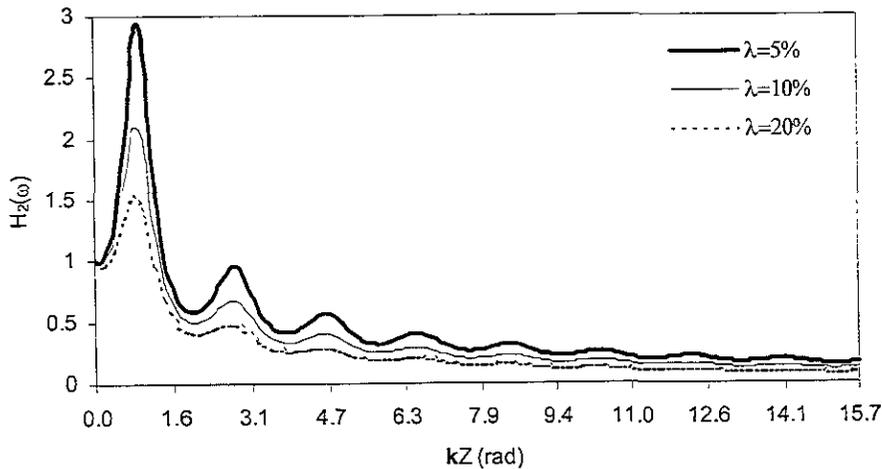
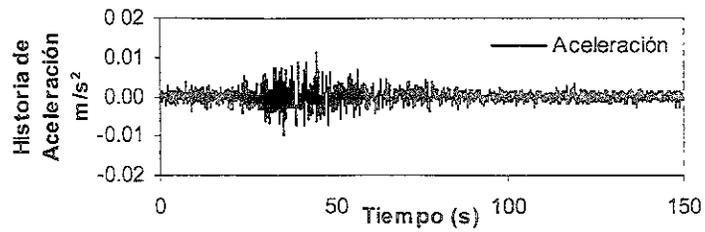
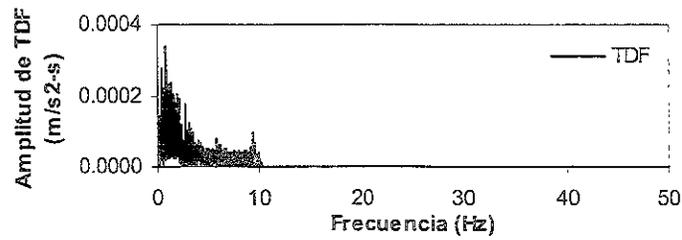


Figura 3.21. Influencia del amortiguamiento en la respuesta estacionaria de una capa de suelo elástica lineal amortiguada.

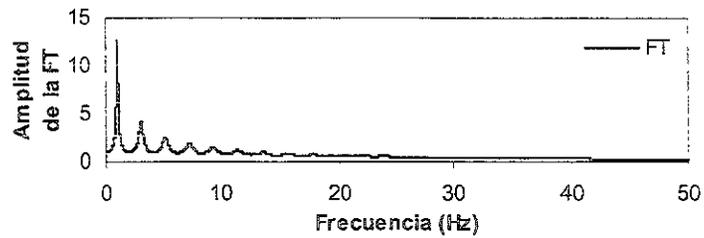
Para ver la diferencia entre las funciones de transferencia $H_1(\omega)$ y $H_2(\omega)$, se obtuvo la respuesta del mismo ejemplo de la sección anterior, pero ahora considerando un valor de la relación de amortiguamiento de, $\lambda=5\%$. El resultado se muestra en la figura 3.22. En ésta figura se observa que existe una amplificación para ciertas frecuencias así como la influencia de la relación de amortiguamiento (reducción de picos con el incremento de la frecuencia), figura 3.22c, lo cual repercute en la respuesta calculada (ver figura 3.22e).



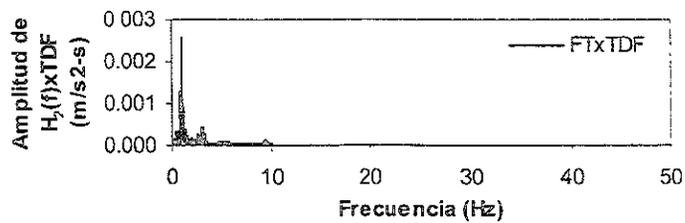
a)



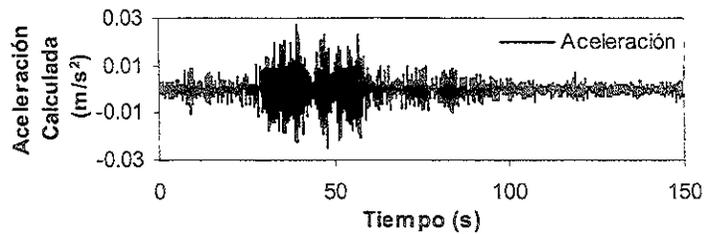
b)



c)



d)



e)

Figura 3.22. Respuesta calculada de un suelo uniforme amortiguado sobre una capa rígida.

c) Depósito Uniforme Sobre Roca Elástica (con amortiguamiento)

Generalmente, cuando a un depósito de suelo le subyace una capa rígida, las ondas que viajan en dirección hacia abajo (-z) en un depósito de suelo, serán reflejadas completamente hacia la superficie del terreno por la presencia de la capa rígida, de este modo el depósito de suelo disipa toda la energía elástica.

Ahora para el caso donde al depósito de suelo le subyace una capa de roca supuesta elástica, todas las ondas cortantes que viajan hacia abajo y alcancen la frontera suelo-roca, se reflejarán solo parcialmente, ya que parte de su energía será transmitida por toda la frontera para continuar viajando hacia abajo a través de la roca. Si la roca se extiende a gran profundidad (suficiente para que la reflexión de las ondas desde cualquier otra frontera entre materiales en el interior del suelo haga que éstas no regresen rápidamente a la frontera suelo-roca o éstas regresen con amplitudes que no influyan en la respuesta del la capa de suelo), la energía elástica de estas ondas será absorbida por el estrato rocoso, dejando la otra parte disiparse en la capa del suelo. De esta forma, la presencia de amortiguamiento en el suelo sobre roca elástica origina que las amplitudes de los movimientos en la superficie libre sean menores a aquellos para el caso donde está presente una base rígida.

Considerando el caso en que una capa de suelo reposa sobre un semi-espacio de roca elástica (figura 3.23). Donde los subíndices s y r se refieren a suelo y roca, respectivamente, los desplazamientos producto de la propagación vertical de ondas de cortante, V_s , en cada material se obtienen mediante (ecuación 3.26):

$$u_s(z_s, t) = E_s e^{i(\omega t + k_s^* z_s)} + F_s e^{i(\omega t - k_s^* z_s)} \tag{3.59a}$$

$$u_r(z_r, t) = F_r e^{i(\omega t + k_r^* z_r)} + E_r e^{i(\omega t - k_r^* z_r)} \tag{3.59b}$$

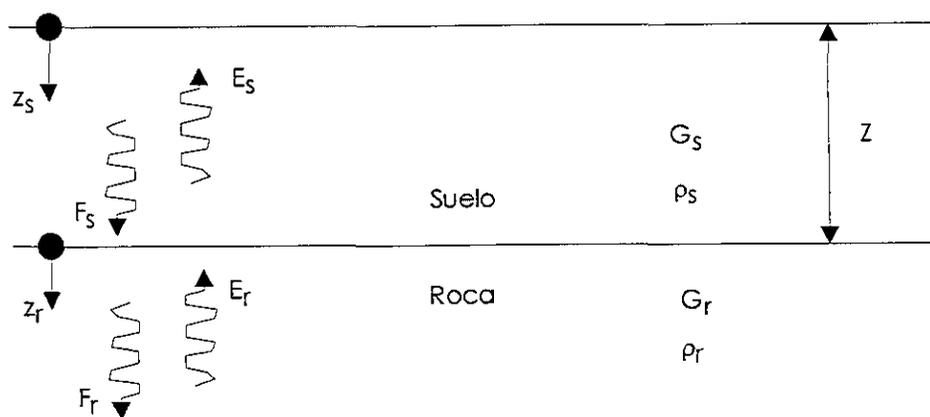


Figura 3.23. Nomenclatura para el caso de una capa de suelo que reposa en un semi-espacio de roca elástica.

Los efectos que se producen en la superficie se representan mediante la igualación de las amplitudes E_s y F_s , ($E_s = F_s$). Además de que se debe considerar la compatibilidad y continuidad de esfuerzos en la frontera suelo-roca mediante:

$$u_s(z_s = Z) = u_r(z_r = 0) \quad 3.60$$

$$\tau_s(z_s = Z) = \tau_r(z_r = 0) \quad 3.61$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.59 dentro de la condición 3.60 se obtiene:

$$E_s \left(e^{ik_s^* z} + e^{-ik_s^* z} \right) = E_r + F_r \quad 3.62$$

Con la ecuación 3.61 y la definición de esfuerzo cortante ($\tau = G\partial u / \partial z$) se obtiene:

$$E_s iG_s k_s^* \left(e^{ik_s^* z} - e^{-ik_s^* z} \right) = iG_r k_r^* (E_r - F_r)$$

o

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} E_s \left(e^{ik_s^* z} - e^{-ik_s^* z} \right) = E_r - F_r \quad 3.63$$

Donde la relación:

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} = \frac{\rho_s V_{ss}^*}{\rho_r V_{sr}^*} = \alpha_z^* \quad 3.64$$

Se define como la relación de impedancia compleja con V_{ss}^* y V_{sr}^* (velocidades de ondas de cortante complejas del suelo y la roca, respectivamente)

Resolviendo las ecuaciones 3.62 y 3.63 simultáneamente se obtienen las siguientes amplitudes:

$$E_r = \frac{1}{2} E_s \left[(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* z} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* z} \right] \quad 3.65a$$

$$F_r = \frac{1}{2} E_s \left[(1 - \alpha_z^*) e^{ik_s^* z} + (1 + \alpha_z^*) e^{-ik_s^* z} \right] \quad 3.65b$$

Si ahora suponemos que la propagación de ondas de cortante de amplitud, E , viajan hacia arriba a través de la roca y si el suelo no estuviera presente, el efecto en la superficie libre o en la superficie de la roca produciría un movimiento superficial (afloramiento) con una amplitud $2E$. Por lo que la amplitud en la superficie libre será:

$$2E_s = \frac{4E}{(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^*Z} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^*Z}} \quad 3.66$$

Definiendo la función de transferencia, $H_3(\omega)$, como la relación de la amplitud de la superficie del suelo y la amplitud de la roca aflorada,

$$H_3(\omega) = \frac{2}{(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^*Z} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^*Z}} \quad 3.67$$

Usando la ley de Euler, la ecuación anterior se puede describir como:

$$H_3(\omega) = \frac{1}{\cos k_s^*Z + i\alpha_z^* \sin k_s^*Z} = \frac{1}{\cos(\omega Z/V_{ss}^*) + i\alpha_z^* \sin(\omega Z/V_{ss}^*)} \quad 3.68$$

Para observar el comportamiento de la respuesta del suelo bajo las condiciones mencionadas anteriormente, se realizó un ejemplo utilizando la FT (ecuación 3.68) con las características mostradas en la figura 3.24.

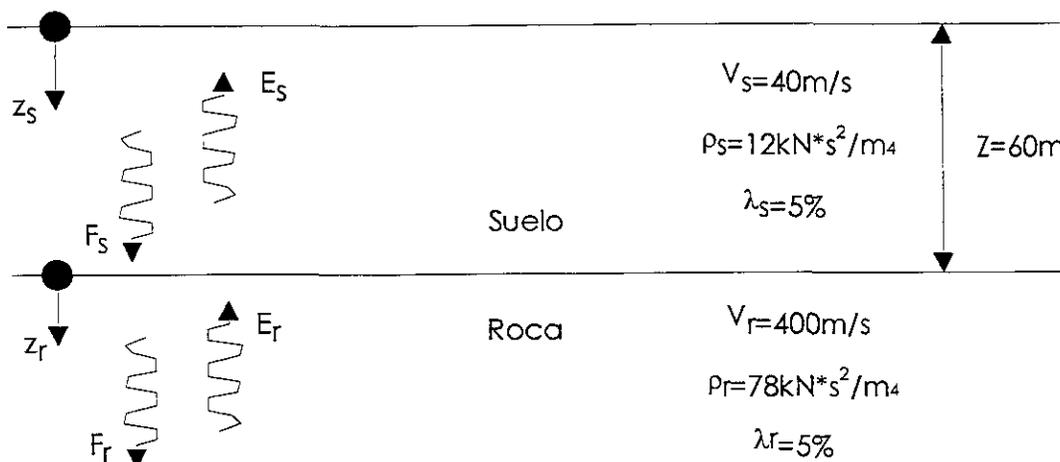
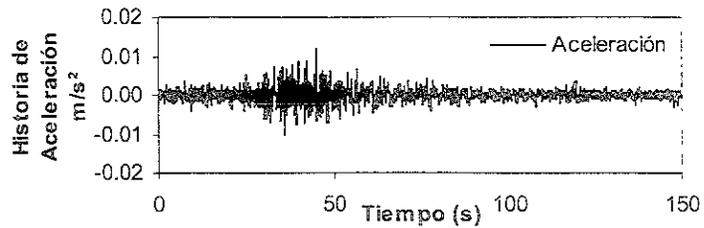
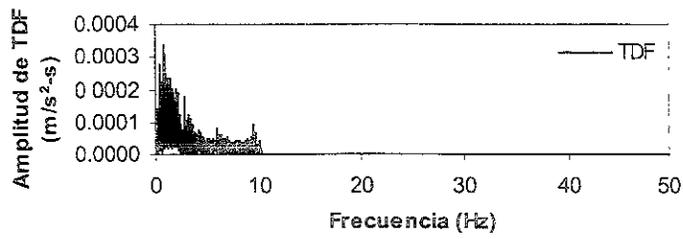


Figura 3.24. Ejemplo de aplicación.

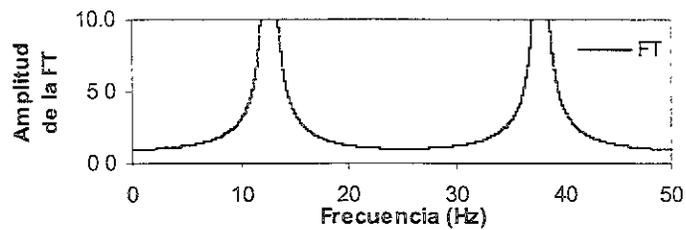
Los resultados obtenidos del ejemplo anterior se muestran en la figura 3.25. En ésta se observa que en la FT existe una amplificación importante en la amplitud para frecuencias mayores de 7Hz (ver figura 3.25c). Pero como las amplitudes de la TDF del registro de entrada para frecuencias mayores a 7Hz son pequeñas (ver figura 3.25b), la respuesta obtenida en superficie no tiene cambios significantes (ver figura 3.25e).



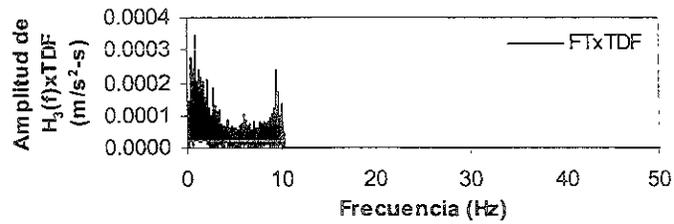
a)



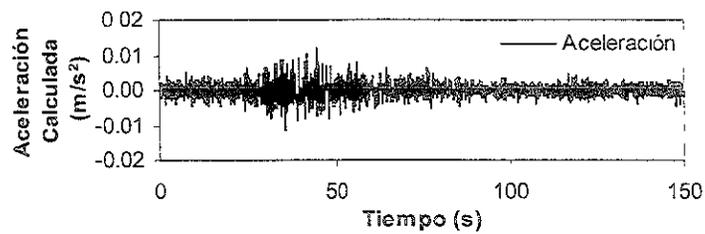
b)



c)



d)



e)

Figura 3.25. Respuesta del ejemplo de aplicación.

d)

Depósito Estratificado con Capas Uniformes que Reposan Sobre Roca Elástica (con amortiguamiento) [Programa Shakeopt].

En este tipo de análisis al igual que en los mencionados anteriormente, donde la teoría considera la respuesta del suelo asociada con la propagación vertical de ondas de cortante a través de un sistema viscoelástico como se muestra en la figura 3.26, el cual consiste de N capas horizontales que se extienden infinitamente en la dirección horizontal y tienen un semiespacio en la capa más profunda. En este sistema cada capa es homogénea, isotrópica, elástica lineal y se caracteriza mediante un espesor Z , una densidad de masa ρ , un módulo cortante G y un factor de amortiguamiento λ (Schnabel, 1972).

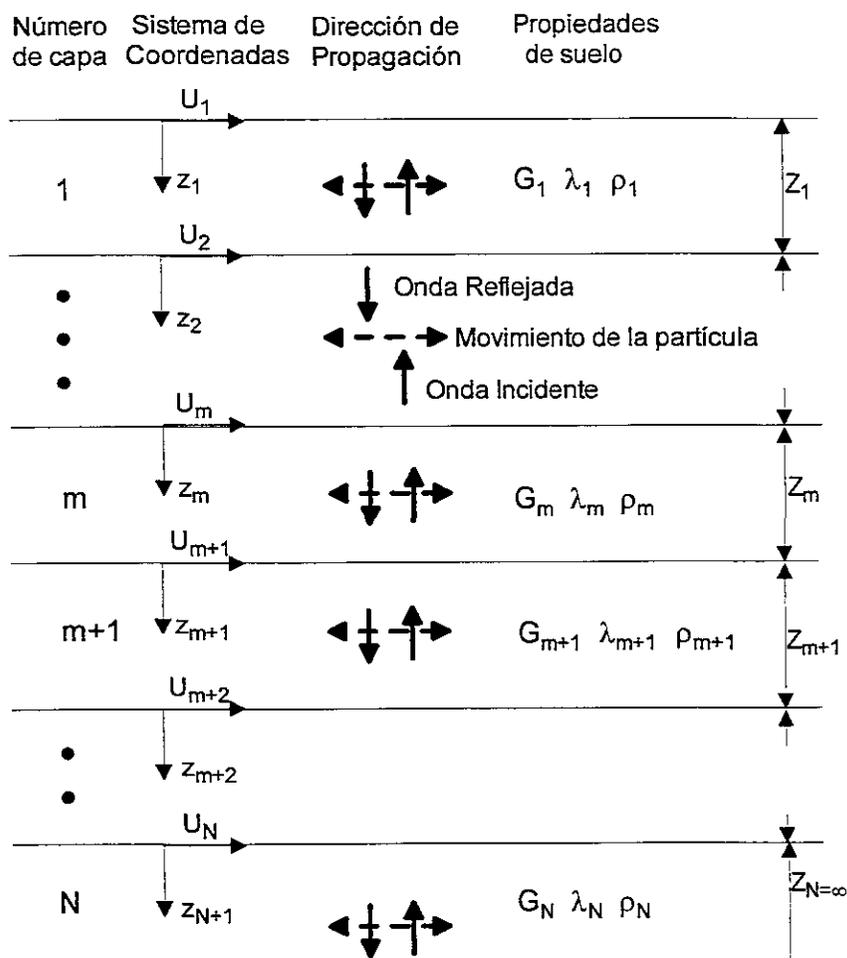


Figura 3.26. Sistema de propagación unidimensional de ondas de cortante.

Como se mencionó anteriormente, la propagación de las ondas de cortante a través del sistema mostrado en la figura 3.26 causará únicamente desplazamientos horizontales:

$$u = u(z, t) \quad 3.69$$

Los cuales deben satisfacer la ecuación 3.19:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t}$$

Además de saber que la solución de la ecuación anterior bajo condiciones armónicas estacionarias (ecuación 3.19), es de la forma:

$$u(z, t) = U(z) \cdot e^{i\omega t} \quad 3.70$$

Obteniendo la primera y segunda derivada de $u(z, t)$ y sustituyéndolas en la ecuación 3.19 tenemos:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = i\omega \cdot U(z) \cdot e^{i\omega t} \quad 3.71$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = i^2 \omega^2 \cdot U(z) \cdot e^{i\omega t} \quad 3.72$$

$$\rho \cdot i^2 \omega^2 \cdot U(z) \cdot e^{i\omega t} = G \cdot \frac{\partial^2 U(z) \cdot e^{i\omega t}}{\partial z^2} + \eta \cdot \frac{\partial^2 i\omega \cdot U(z) \cdot e^{i\omega t}}{\partial z^2} \quad 3.73$$

Obteniendo el factor común y eliminando términos semejantes, se obtiene una ecuación diferencial ordinaria:

$$-\rho \cdot \omega^2 \cdot U(z) = (G + \eta \cdot i\omega) \frac{\partial^2 U(z)}{\partial z^2} \quad 3.74$$

Esta ecuación tiene como solución general:

$$U(z) = E \cdot e^{ik^* z} + F \cdot e^{-ik^* z} \quad 3.75$$

Donde:

$$[k^*]^2 = \frac{\rho \omega^2}{G + i\omega \eta} = \frac{\rho \omega^2}{G^*} \quad 3.76$$

k^* es el número de onda complejo.
 G^* es el módulo cortante complejo.

La relación de amortiguamiento crítico, λ , la podemos relacionar con la viscosidad η mediante:

$$\omega\eta = 2G\lambda \tag{3.77}$$

Experimentos en varios materiales indican que G y λ son generalmente constantes sobre el intervalo de frecuencias de interés en este análisis. Es por ello conveniente expresar el módulo cortante en términos de la relación de amortiguamiento crítico en lugar de la viscosidad:

$$\mathbf{G}^* = G + i\omega\eta = G(1 + 2i\lambda) \tag{3.78}$$

Donde: \mathbf{G}^* puede asumirse independiente de la frecuencia.

Con el uso de la solución particular (ecuación 3.70) y la solución general (ecuación 3.75) podemos llegar a la solución de la ecuación de onda para un movimiento armónico de frecuencia ω (ecuación 3.26):

$$u(z,t) = (E \cdot e^{ik^*z} + F \cdot e^{-ik^*z}) \cdot e^{i\omega t}$$

Ordenando términos se tiene que:

$$u(z,t) = E \cdot e^{i(\omega t + k^*z)} + F \cdot e^{i(\omega t - k^*z)}$$

Donde el primer término representa una onda viajando en la dirección negativa $-z$ (hacia arriba) y el segundo término representa otra onda viajando en la dirección positiva de $+z$ (hacia abajo).

La ecuación 3.26 es válida para cada capa mostrada en la figura 3.26, por lo que, introduciendo un sistema coordenado local para cada capa, los desplazamientos en la parte superior y en la parte inferior de la capa son:

Para $z=0$,

$$u(z=0) = E \cdot e^{i(\omega t + k^*0)} + F \cdot e^{i(\omega t - k^*0)}$$

$$u_m(z=0) = (E_m + F_m) \cdot e^{i\omega t} \tag{3.79}$$

Para $Z_m=Z_m$,

$$u(Z_m,t) = E \cdot e^{i(\omega t + k^*Z_m)} + F \cdot e^{i(\omega t - k^*Z_m)}$$

$$u_m(Z_m = Z_m) = (E_m \cdot e^{ik_m^*Z_m} + F_m \cdot e^{-ik_m^*Z_m}) \cdot e^{i\omega t} \tag{3.80}$$

Considerando un modelo viscoelástico lineal sabemos que el esfuerzo cortante en un plano horizontal lo podemos obtener mediante:

$$\tau = G\gamma \tag{3.81}$$

y como $\gamma = \frac{\partial U}{\partial z}$ es la deformación angular tenemos que:

$$\tau(z,t) = \mathbf{G}^* \cdot \frac{\partial U}{\partial z} = (G + i\omega\eta) \cdot \frac{\partial U}{\partial z} = G(1 + 2\lambda i) \cdot \frac{\partial U}{\partial z} \tag{3.82}$$

Donde:

$$\frac{\partial U}{\partial z} = ik^* (E \cdot e^{ik^*z} - F \cdot e^{-ik^*z}) e^{i\omega t} \tag{3.83}$$

Y substituyendo términos,

$$\tau(z,t) = ik^* \mathbf{G}^* (E \cdot e^{ik^*z} - F \cdot e^{-ik^*z}) e^{i\omega t} \tag{3.84}$$

Utilizando esta última ecuación, podemos evaluar los esfuerzos cortantes en la parte superior e inferior de la capa m respectivamente:

para $z=0$

$$\begin{aligned} \tau(z=0) &= ik^* \mathbf{G}^* (E \cdot e^{ik^*0} - F \cdot e^{-ik^*0}) e^{i\omega t} \\ \tau_m(z=0) &= ik^* \mathbf{G}^* (E_m - F_m) e^{i\omega t} \end{aligned} \tag{3.85}$$

para $Z_m=Z_m$

$$\tau(Z_m = Z_m) = ik^* \mathbf{G}^* (E \cdot e^{ik^*Z_m} - F \cdot e^{-ik^*Z_m}) e^{i\omega t} \tag{3.86}$$

Como los desplazamientos y esfuerzos deben de ser continuos en todas las interfaces, considerando las ecuaciones 3.79, 3.80, 3.85 y 3.86 tenemos que:

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m \cdot e^{ik_m^*Z_m} + F_m \cdot e^{-ik_m^*Z_m} \tag{3.87}$$

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* \mathbf{G}_m^*}{k_{m+1}^* \mathbf{G}_{m+1}^*} (E_m \cdot e^{ik_m^*Z_m} - F_m \cdot e^{-ik_m^*Z_m}) \tag{3.88}$$

Restando y sumando la ecuación 3.87 y 3.88 se obtienen las siguientes fórmulas de recursión con las que se evalúan las amplitudes: E_{m+1} y F_{m+1} (amplitudes de la onda incidente y reflejada en la capa $m+1$):

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m) e^{ik_m^*Z_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m) e^{-ik_m^*Z_m} \tag{3.89}$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2}E_m(1-\alpha_m) e^{ik_m^*z_m} + \frac{1}{2}F_m(1+\alpha_m) e^{-ik_m^*z_m} \quad 3.90$$

Donde: α_m es la relación de impedancia compleja (independiente de la frecuencia),

$$\alpha_m = \frac{k_m^* \mathbf{G}_m^*}{k_{m+1}^* \mathbf{G}_{m+1}^*} = \left(\frac{\rho_m \mathbf{G}_m^*}{\rho_{m+1} \mathbf{G}_{m+1}^*} \right)^{\frac{1}{2}} = \frac{\rho_m (V_s^*)_m}{\rho_{m+1} (V_s^*)_{m+1}} \quad 3.91$$

Como en la superficie libre, los esfuerzos cortantes deben de ser cero. Usando la ecuación 3.84 con τ_1 y z_1 igual a cero tenemos que $E_1 = F_1$. Por esta razón las amplitudes de las ondas incidentes y reflejadas son siempre iguales en la superficie libre. Comenzando con la capa superficial, y usando repetidamente las ecuaciones 3.89 y 3.90 obtenemos la relación entre las amplitudes en la capa m y aquellas en la capa superficial:

$$E_m = e_m \cdot (\omega) \cdot E_1 \quad 3.92$$

$$F_m = f_m \cdot (\omega) \cdot E_1 \quad 3.93$$

Las funciones de transferencia e_m y f_m son simplemente las amplitudes que influyen directamente en la evaluación de las respuestas. Para el caso donde $E_1 = F_1 = 1$, éstas se pueden determinar mediante la sustitución de dicha condición en las ecuaciones recursivas.

Otras funciones de transferencia se pueden obtener fácilmente de las funciones e_m y f_m . La función de transferencia $H_{n,m}$ entre los desplazamientos en el nivel n y m esta definida por;

$$H_{n,m}(\omega) = \frac{U_m}{U_n}$$

y mediante la sustitución de las ecuaciones 3.92 y 3.93:

$$H_{n,m}(\omega) = \frac{e_m(\omega) + f_m(\omega)}{e_n(\omega) + f_n(\omega)} \quad 3.94$$

Tomando en cuenta estas ecuaciones, la función de transferencia $H_4(\omega)$ se puede encontrar entre dos capas cualesquiera del sistema. Por esta razón, si el movimiento es conocido en cualquier capa del sistema, el movimiento se puede calcular en cualquier otra capa.

Las amplitudes E y F se pueden calcular para todas las capas del sistema, mientras que las aceleraciones y las deformaciones se derivan de la ecuación para calcular el desplazamiento. Las aceleraciones se expresan mediante la ecuación:

$$\ddot{u}(U, z) = \frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = -\omega^2 \left(E \cdot e^{i(\omega t + k \cdot z)} + F \cdot e^{i(\omega t - k \cdot z)} \right) \quad 3.95$$

Y las deformaciones mediante:

$$\gamma = \frac{\partial U}{\partial z} = ik \cdot \left(E \cdot e^{i(\omega t + k \cdot z)} - F \cdot e^{i(\omega t - k \cdot z)} \right) \quad 3.96$$

Al igual que en los casos anteriores, a continuación se presenta un ejemplo de aplicación considerando el mismo evento sísmico como dato de entrada pero ahora utilizando la FT definida por la ecuación 3.94. Las características del ejemplo se muestran en la figura 3.27.

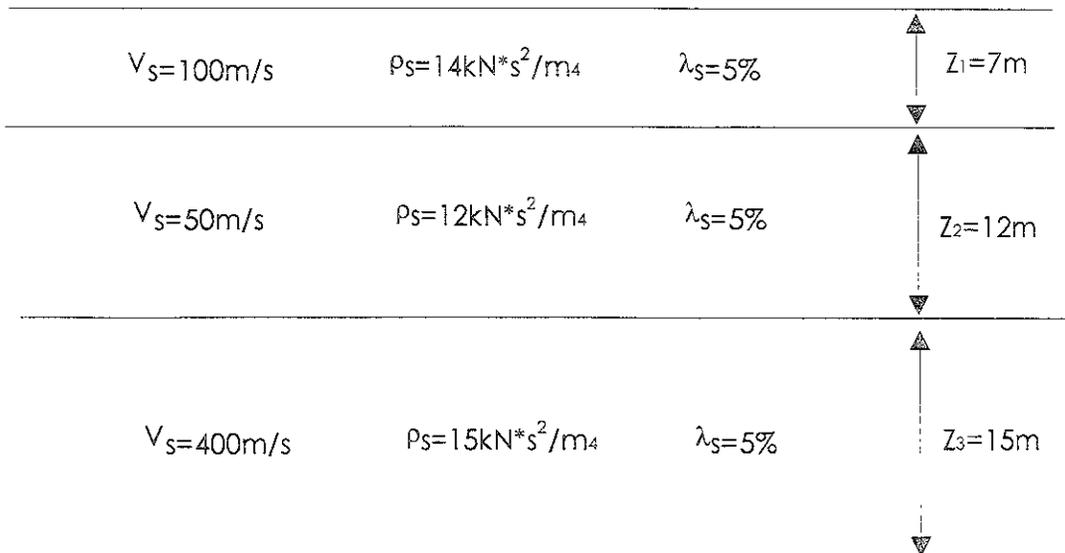
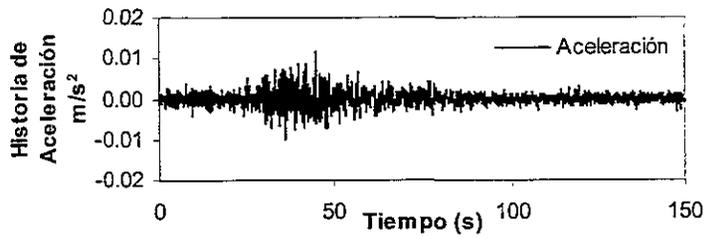
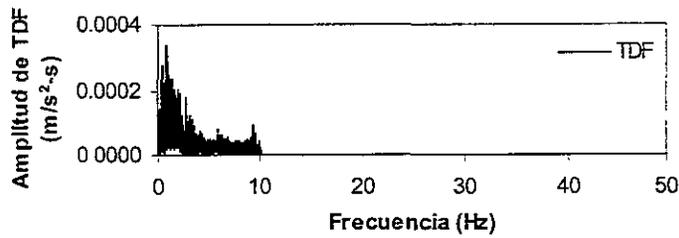


Figura 3.27. Ejemplo de aplicación.

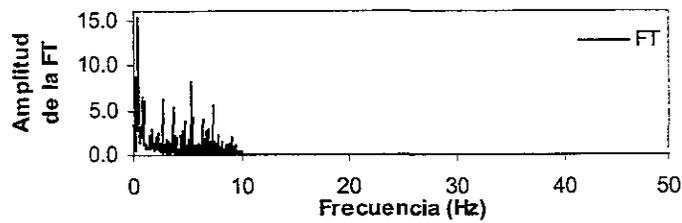
Con el resultado del ejemplo (figura 3.28), se pueden realizar los siguientes comentarios: 1) La FT (ver figura 3.28c) para un sistema estratificado es más complicada que aquellas FT para los casos anteriores (una simple capa). 2) Los dos picos que se muestran en la FT entre 0 y 1 Hz producen una aceleración extrema del orden de 0.017 m/s² (ver figura 3.28e) que es mayor a la aceleración máxima del registro de entrada que es del orden de 0.011 m/s² (ver figura 3.28a). 3) En la figura 3.28e se puede apreciar claramente que el registro contiene un mayor contenido de bajas frecuencias producto de la influencia de la FT en comparación con la figura 3.28a.



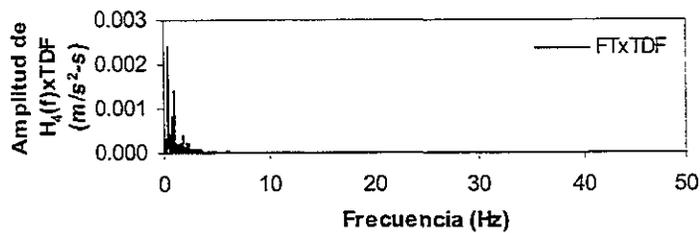
a)



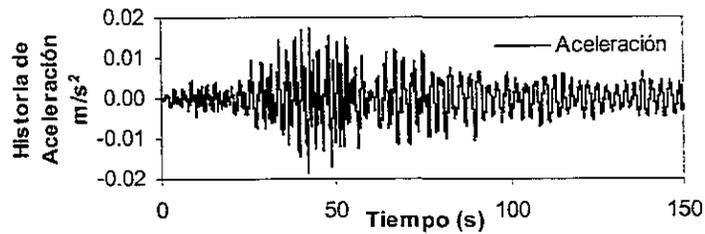
b)



c)



d)



e)

Figura 3.28. Respuesta calculada para un depósito de suelo estratificado elástico homogéneo.

3.7.

Descripción del Programa Shakeopt

Tomando en cuenta la FT estudiada en la sección anterior, en esta tesis, se utilizó un programa de computadora desarrollado por el Dr. Ahmed Elgamal y colaboradores (Universidad de California, San Diego, E.U.A.) denominado "Shakeopt". Este programa evalúa las respuestas de un sistema de capas homogéneas, visco-elásticas de extensión horizontal infinita sujetas a ondas de cortante que viajan verticalmente dentro de ellas, el sistema se muestra en la figura 3.26. Tomando en cuenta solamente la respuesta armónica estacionaria y suponiendo que el amortiguamiento es independiente de la frecuencia se define la siguiente ecuación válida para cada frecuencia ω (ecuación 3.74):

$$G(1 + i2\lambda) \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = \rho \omega^2 U \quad 3.97$$

Donde: ρ es la densidad del material

G representa el módulo de rigidez al cortante y

λ es la relación de amortiguamiento.

Para análisis donde se tiene presente que el comportamiento de los materiales es lineal, G es igual a $G_{M\acute{a}x} = \rho V_s^2$ donde V_s es la velocidad de ondas de cortante. Con el programa shakeopt, la identificación de parámetros se puede realizar de dos maneras:

1) suponiendo que la velocidad de onda de cortante está en función de la profundidad z :

$$V_s = V_{s0} + V_{sz} \left(\frac{z}{Z} \right)^B \quad 3.98$$

Donde: V_{s0} es la velocidad en la superficie.

V_{sz} es la velocidad a la profundidad Z .

B es un exponente de intervalo entre 0 y 3.

z , es la profundidad a la que se requiere estimar el valor de V_s , y

Z , es el espesor del depósito.

Cabe señalar que la ecuación 3.98 se introduce en el programa separadamente, es decir, sabemos que el módulo de rigidez lo obtenemos de la siguiente ecuación;

$$G = G_0 + G_z \left(\frac{z}{Z} \right)^B$$

Esta ecuación se evalúa con los parámetros de inicio G , λ , y Z y el valor obtenido se introduce directamente en la ecuación 3.97.

2) Suponiendo un modelo de comportamiento lineal de los materiales que conforman el suelo y considerando la variación de la velocidad en función de la profundidad Z de la forma siguiente:

$$V=V_i \text{ para cada } Z_i \quad \text{donde } i=1,2,3\dots N \quad 3.99$$

Donde: V_i y Z_i son la velocidad y espesor de la capa de suelo correspondiente.

Como se presentará en los capítulos posteriores, la identificación de parámetros de la arcilla de la ciudad de México se llevó a cabo utilizando ambos casos, considerando la variación de la velocidad de ondas de cortante utilizando la ecuación 3.98 y la ecuación 3.99 que están en función de la profundidad del depósito.

Aunque en este trabajo se realizaron análisis completamente lineales, cabe mencionar que para el caso donde se requiera de un análisis no-lineal, el programa Shakeopt se puede utilizar para dicho propósito. En este caso, el programa considera la reducción del módulo de rigidez cortante G en función de la deformación γ como una relación hiperbólica del tipo

$$\frac{G(\gamma)}{G_{Max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad 3.100$$

en que γ_r es una deformación de referencia cualquiera.

Así mismo, la relación de amortiguamiento toma la siguiente forma usando la deformación de referencia γ_r ,

$$\lambda = \lambda_0 + \lambda(\gamma, \gamma_\lambda) = \lambda_0 + \frac{4}{\pi} \left[1 + \frac{1}{\gamma/\gamma_\lambda} \right] \left[1 - \frac{\ln(1 + \gamma/\gamma_\lambda)}{\gamma/\lambda_\lambda} \right] - \frac{2}{\pi} \quad 3.101$$

Donde λ_0 se define para pequeñas deformaciones y $\lambda(\gamma, \gamma_\lambda)$ es la relación de amortiguamiento resultante de la pérdida de energía durante la carga y descarga correspondiente a la reducción del módulo con la ecuación 3.100 (Ishihara, 1996). La deformación de referencia en las ecuaciones 3.100 y 3.101 son diferentes para permitir el proceso de identificación en un intervalo apropiado para el análisis.

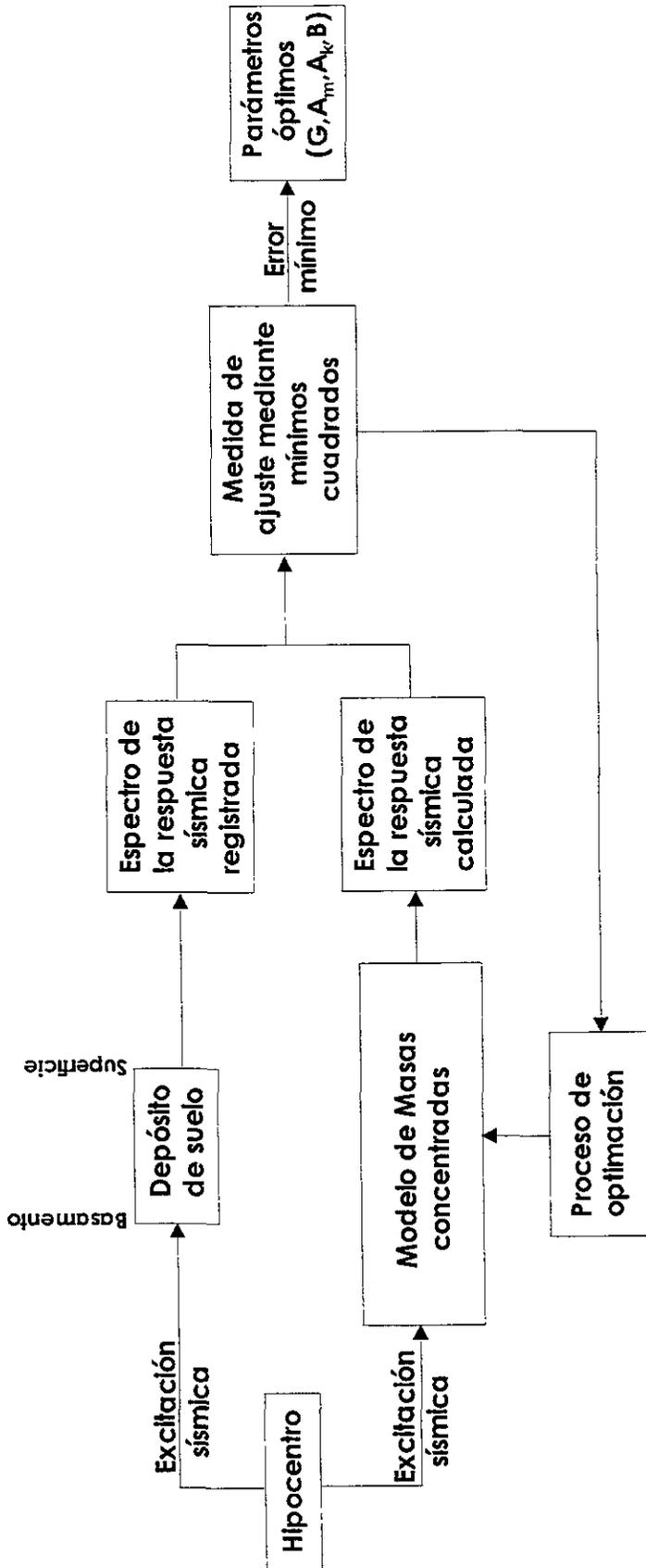
Cabe mencionar que el programa Shakeopt puede evaluar movimientos transitorios. Este análisis se realiza usando la solución continua de la ecuación de onda (Kanai, 1951) y se calcula mediante el algoritmo de la Transformada Rápida de Fourier (FFT) (Cooley y Tukey, 1965). Es decir, la ecuación de onda se mapea del dominio del tiempo al de la frecuencia para facilitar su solución, y posteriormente, se realiza el mapeo inverso de la variables que interesan.

En este análisis se introducen las siguientes hipótesis:

1. Las capas de suelo se extienden infinitamente en la dirección horizontal.
2. Cada capa del sistema está completamente definida mediante su valor del módulo cortante, G , relación de amortiguamiento crítico, λ , densidad, ρ , y espesor Z .
3. Las respuestas del sistema son causados por la propagación vertical de las ondas de cortante que provienen de una formación de roca subyacente
4. Las ondas de cortante se proporcionan como valores de aceleración espaciadas a cierto intervalo de tiempo.
5. La dependencia del módulo de rigidez y el amortiguamiento con la deformación se toma en cuenta utilizando un procedimiento lineal equivalente basado en el nivel medio de deformación efectiva calculada para cada capa (Schnabel, 1972).

Si se requiere, el programa puede considerar la variación del módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento en cada capa, así como, el efecto de una base rígida o elástica. El movimiento sísmico que se usa como entrada para el análisis, puede darse en cualquier capa del sistema y la respuesta se puede calcular a cualquier profundidad del depósito.

En la figura 3.29a. se presenta el procedimiento de identificación de sistemas. Como se mencionó, el movimiento sísmico se origina en una ruptura en el interior de la tierra (hipocentro). Este movimiento se registra como una señal denominada excitación sísmica, que llega al depósito de suelo donde se registra en arreglos acelerográficos (a diferentes profundidades) denominándoles historias de aceleración o acelerogramas, a las que se les obtiene su espectro de aceleraciones (registrado). Por otra parte, la historia de aceleración registrada a mayor profundidad en el depósito de interés se utiliza para evaluar las respuestas a diferentes profundidades mediante un modelo [modelo de propagación unidimensional de ondas de cortante (ver figura 3.29b)]. A la respuesta calculada, se le obtiene su espectro de aceleraciones (calculado). Con ambos espectros de aceleraciones (registrado y calculado), se realiza una comparación para evaluar el error mediante la técnica de mínimos cuadrados. Como sabemos que el programa necesita de parámetros iniciales, se procede a realizar una optimización de éstos para facilitar el cálculo, de esta forma el procedimiento se vuelve iterativo hasta obtener el error mínimo para ciertos parámetros óptimos (ver figura 3.29a).



Simbología:

- TDF = Transformada Discreta de Fourier
- FT = Función de transferencia
- *TIF = Transformada Inversa de Fourier
- U = Aceleración (m/s²)

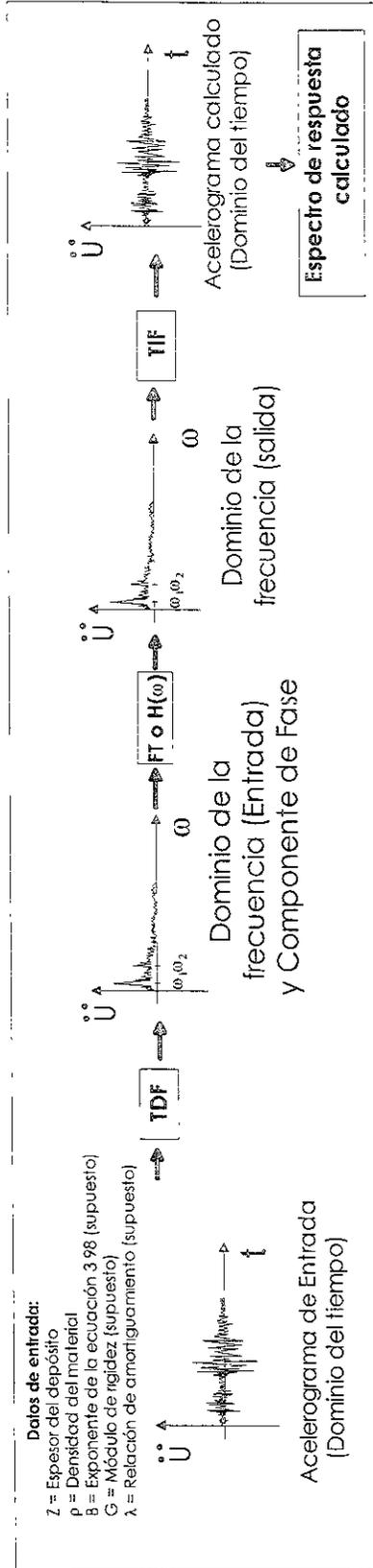


Figura 3.29b. Procedimiento de evaluación de la respuesta sísmica de depósitos de suelo realizado por el programa Shakeopt.

3.8.

Análisis de la Respuesta del Suelo en el Dominio del Tiempo (Programa Sbeam).

Masas Concentradas

Otro modelo para el análisis de la respuesta de un depósito de suelo, es idealizar éste, como una serie de masas discretas interconectadas por resortes que se deforman lateralmente y por amortiguadores que disipan la energía (figura 3.30). A esta idealización se le conoce como "Masas Concentradas" donde los resortes representan las propiedades de rigidez del material entre las dos masas y los amortiguadores se asumen linealmente viscosos.

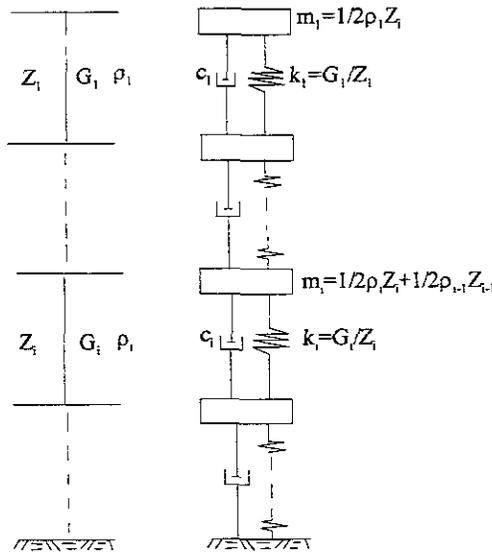


Figura 3.30. Modelo de Masas Concentradas

3.8.1.

Formulación y Solución de la Ecuación de Movimiento.

Para depósitos de suelos sujetos a propagación vertical de ondas cortantes, la ecuación de onda es (ecuación 3.20):

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Donde: G es el módulo de rigidez al cortante, y $u = u(z,t)$ es el desplazamiento horizontal.

Por otra parte, la ecuación de movimiento de un depósito de suelo cuando éste está sujeto a un movimiento sísmico horizontal en su base

(estrato duro), se puede representar en forma matricial de la siguiente manera:

$$[m] \{\ddot{U}\} + [k] \{U\} = -[m] \{\ddot{U}_g\} \quad 3.102$$

Donde: $[m]$ y $[k]$ son las matrices de masa y rigidez, respectivamente.

$\{\ddot{U}_g\}$ es el vector de aceleraciones registradas en la base, y

$\{U\}$ es el vector de desplazamiento relativo (la literal U testada mediante puntos, representa diferenciación con respecto al tiempo).

Las matrices y vectores son de orden n , donde n es el número de masas concentradas, es decir, es el número de capas idealizadas en el depósito de suelo (Idriss, 1968).

La disipación de energía interna en el depósito de suelo puede incorporarse en el modelo anterior mediante la implementación de amortiguadores entre las dos masas. Si c_j es la constante del amortiguador entre las masas i e $i+1$, la ecuación de movimiento se modifica adicionando el término $[C] \{\dot{U}\}$ (en la ecuación 3.103), donde $[C]$ es la matriz de amortiguamiento del depósito. En algunos estudios, el amortiguamiento viscoso se considera proporcional a la matriz de rigidez y de masas (ecuación 3.104) [Clough, 1993]

$$[m] \{\ddot{U}\} + [c] \{\dot{U}\} + [k] \{U\} = -[m] \{\ddot{U}_g\} \quad 3.103$$

$$[c] = A_m [m] + A_k [k] \quad 3.104$$

Donde: A_m y A_k son factores de proporcionalidad.

De esta forma, la matriz m de la ecuación de movimiento 3.103 se representa como sigue:

$$m = \begin{bmatrix} m_1 & & & \\ & m_2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & m_n \end{bmatrix}$$

Donde: m_i es la masa concentrada en el nivel i (ver figura 3.30).

Las masas concentradas a cada nivel i se obtienen de la manera siguiente:

$$m_1 = \frac{1}{2} \rho_1 Z_1$$

$$m_i = \frac{1}{2} \rho_i Z_i + \frac{1}{2} \rho_{i-1} Z_{i-1}, \text{ para } i = 2 \text{ a } n$$

La matriz de rigidez $[k]$ se considera como:

$$[k] = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & & & & \\ -k_1 & k_1+k_2 & -k_2 & & & \\ & -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & & \\ & & & \ddots & & \\ & & & & k_{n-1}+k_n & \end{bmatrix}$$

Donde:

$$k_i = \frac{G_i}{Z_i} \text{ para } i = 1 \text{ a } n$$

Con las matrices de masas y rigidez obtenidas, se calcula la matriz de amortiguamiento usando la ecuación 3.104.

La ecuación 3.103, se puede resolver usando coordenadas normales y superposición modal como se describe a continuación:

1) Los desplazamientos relativos se expresan en términos de coordenadas normales y formas modales de vibración mediante:

$$\{U\} = [\Phi]\{Y(t)\} \tag{3.105}$$

Donde: $[\Phi]$ es la matriz de los modos de vibrar del sistema. y $\{Y(t)\}$ son las coordenadas normales.

2) Los modos de vibrar $[\Phi]$ y frecuencias del sistema $\{\omega\}$ se obtienen de la solución de problemas de valores característicos mediante la siguiente ecuación:

$$[k]\{\phi^{(n)}\} = \omega_n^2 [m]\{\phi^{(n)}\} \tag{3.106}$$

Cada columna, $\{\phi^{(n)}\}$, de la matriz $[\Phi]$, representa el enésimo modo de vibrar cuya frecuencia circular de vibración es ω_n . Las formas de vibrar tienen las siguientes propiedades de ortogonalidad:

$$\left\{ \begin{array}{l} \{\phi^{(m)}\}^T [m] \{\phi^{(n)}\} = 0 \\ \{\phi^{(m)}\}^T [k] \{\phi^{(n)}\} = 0 \\ \{\phi^{(m)}\}^T [c] \{\phi^{(n)}\} = 0 \end{array} \right\} m \neq n \tag{3.107}$$

3) La ecuación de movimiento 3.103 se reduce a un grupo de ecuaciones normales no acopladas usando las ecuaciones 3.105, 3.106 y 3.107.

Obteniendo una ecuación de respuesta normal para cada modo n representada por:

$$\ddot{Y}_n + 2\lambda_n\omega_n\dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = \frac{F_n}{M_n} \ddot{U}_g \quad 3.108$$

Donde:

$$M_n = \{\phi^{(n)}\}^T [m] \{\phi^{(n)}\}$$

$$F_n = -\{\phi^{(n)}\}^T \cdot \text{col}(m_1, m_2, m_3 \dots m_N) \text{ y}$$

λ_n es la relación de amortiguamiento en el nodo n que se obtiene de la siguiente ecuación:

$$\lambda_n = \frac{A_m}{2\omega_n} + \frac{A_k\omega_n}{2} \quad 3.109$$

Para la solución de la ecuación 3.108 se puede utilizar un procedimiento iterativo como el propuesto por Newmark o un procedimiento numérico directo como el "paso a paso".

4) Los desplazamientos, las velocidades y las aceleración relativas en cada capa i , en el tiempo t , se evalúan utilizando la ecuación 3.105 una vez que los valores de $Y_n(t)$, $\dot{Y}_n(t)$ y $\ddot{Y}_n(t)$ son determinados. De este modo:

$$u_i(t) = \sum_{n=1}^N \{\phi_i^{(n)}\} Y_n(t) \quad 3.110$$

$$\dot{u}_i(t) = \sum_{n=1}^N \{\phi_i^{(n)}\} \dot{Y}_n(t) \quad 3.111$$

$$\ddot{u}_i(t) = \sum_{n=1}^N \{\phi_i^{(n)}\} \ddot{Y}_n(t) \quad 3.112$$

El valor de la aceleración absoluta en cada capa, i , se obtiene mediante la suma de $\ddot{u}_g(t)$ a la ecuación 3.112, y los valores de la velocidad y desplazamiento absolutos se obtienen sumando $\dot{u}_g(t)$ y $u_g(t)$ (obtenidos mediante la integración de la historia de aceleraciones en la base a las ecuaciones 3.111 y 3.110 en cada capa, i , respectivamente).

5) La deformación cortante, γ_{zyi} , dentro de la capa i (entre el nivel i y el nivel $i+1$) se obtiene mediante:

$$\gamma_{zyi}(t) = \frac{u_i(t) - u_{i+1}(t)}{Z_i} \quad 3.113$$

Así mismo, los esfuerzos cortantes, τ_{zyi} , dentro de la misma capa se obtienen con:

$$\tau_{zyi} = G_i \cdot \gamma_{zyi} \quad 3.114$$

Para entender de mejor manera este método, a continuación se presenta un ejemplo donde se utiliza el evento sísmico registrado en el sitio CAO el 21/06/99 (componente NS). En este ejemplo, el depósito de suelo se discretiza en tres capas con espesores de 7, 25 y 28 m cada una. Las propiedades se muestran en la figura 3.31.

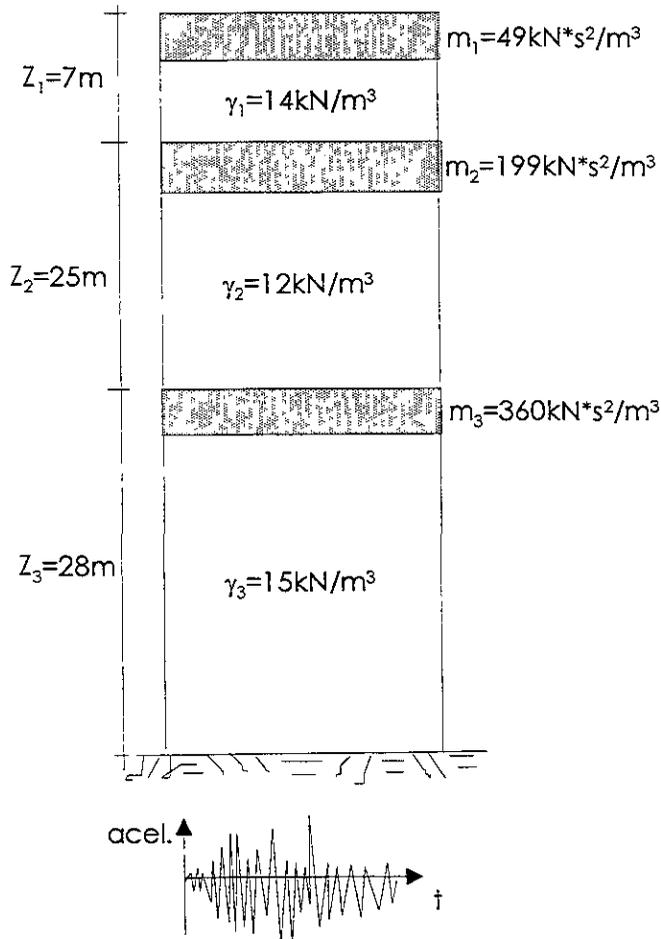


Figura 3.31. Ejemplo de aplicación utilizando el método de masas concentradas.

Como primer paso, se obtienen las masas de cada capa,

$$m_1 = 0.5 \cdot 14 \frac{\text{kN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4} \cdot 7\text{m} = 49 \frac{\text{kN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

$$m_2 = 0.5 \cdot 12 \frac{\text{kN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4} \cdot 25\text{m} + 0.5 \cdot 14 \frac{\text{kN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4} \cdot 7\text{m} = 199 \frac{\text{kN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^3}$$

$$m_3 = 0.5 * 15 \frac{\text{kN} * \text{s}^2}{\text{m}^4} * 28\text{m} + 0.5 * 12 \frac{\text{kN} * \text{s}^2}{\text{m}^4} * 25\text{m} = 360 \frac{\text{kN} * \text{s}^2}{\text{m}^3}$$

Con los valores obtenidos se forma la matriz de masas:

$$[m] = \begin{bmatrix} 49 & 0 & 0 \\ 0 & 199 & 0 \\ 0 & 0 & 360 \end{bmatrix} \frac{\text{kN} * \text{s}^2}{\text{m}}$$

Por otra parte se obtiene la matriz de rigideces como se muestra a continuación:

Suponiendo que $V_{s1}=100\text{m/s}$, $V_{s2}=50\text{m/s}$ y $V_{s3}=400\text{m/s}$ son las velocidades de ondas de cortante en cada capa, podemos obtener el módulo de cortante en cada una de ellas ($G = \rho * V_s^2$):

$$G_1 = 14 \frac{\text{kN} * \text{s}^2}{\text{m}^4} * \left(100 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right)^2 = 140000 \text{kN} * \text{m}^2$$

$$G_2 = 12 \frac{\text{kN} * \text{s}^2}{\text{m}^4} * \left(50 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right)^2 = 30000 \text{kN} * \text{m}^2$$

$$G_3 = 15 \frac{\text{kN} * \text{s}^2}{\text{m}^4} * \left(400 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right)^2 = 2400000 \text{kN} * \text{m}^2$$

Con estos datos se obtienen los valores de la matriz de rigidez:

$$k_1 = \frac{140000 \text{kN} * \text{m}^2}{7\text{m}} = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3 * \text{s}^2}$$

$$k_2 = \frac{30000 \text{kN} * \text{m}^2}{25\text{m}} = 1200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3 * \text{s}^2}$$

$$k_3 = \frac{2400000 \text{kN} * \text{m}^2}{28\text{m}} = 85714.2857 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3 * \text{s}^2}$$

$$[k] = \begin{bmatrix} 20000 & -20000 & 0 \\ -20000 & 20000 + 1200 & -1200 \\ 0 & -1200 & 1200 + 85714.2857 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$[k] = \begin{bmatrix} 20000 & -20000 & 0 \\ -20000 & 21200 & -1200 \\ 0 & -1200 & 86914.28571 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Con las matrices calculadas anteriormente, se obtiene la matriz de amortiguamiento utilizando la ecuación 3.104.

Suponiendo valores de $A_m=0.05$ y $A_k=0.05$ iniciales,

$$[c] = 0.05 * \begin{bmatrix} 49 & 0 & 0 \\ 0 & 199 & 0 \\ 0 & 0 & 360 \end{bmatrix} \frac{\text{kN} * \text{s}^2}{\text{m}^3} + 0.05 * \begin{bmatrix} 20000 & -20000 & 0 \\ -20000 & 21200 & -1200 \\ 0 & -1200 & 86914.28571 \end{bmatrix} \frac{\text{kN} * \text{s}^2}{\text{m}^3} *$$

$$[c] = \begin{bmatrix} 1002.45 & -1000 & 0 \\ -1000 & 1070 & -60 \\ 0 & -60 & 4363.7 \end{bmatrix} \frac{\text{kN} * \text{s}}{\text{m}}$$

El siguiente paso es determinar las frecuencias naturales de vibración y los modos naturales (los cuales se normalizan con respecto a la matriz de masas) con la ecuación 3.106:

$$\{\omega_n\} = \begin{Bmatrix} 2.1816 \\ 15.5397 \\ 22.5806 \end{Bmatrix}$$

$$\{\phi_1\} = \begin{Bmatrix} 0.0641 \\ 0.0633 \\ 0.0009 \end{Bmatrix}; \quad \{\phi_2\} = \begin{Bmatrix} -0.0020 \\ -0.0008 \\ 0.0527 \end{Bmatrix}; \quad \{\phi_3\} = \begin{Bmatrix} -0.1277 \\ 0.0318 \\ -0.0004 \end{Bmatrix}$$

con lo anterior:

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} 0.0641 & -0.0020 & -0.1277 \\ 0.0633 & -0.0008 & 0.0318 \\ 0.0009 & 0.0527 & -0.0004 \end{bmatrix}$$

Con la ayuda de la matriz $[\Phi]$ podemos normalizar las matrices $[m]$, $[k]$ y $[c]$ para obtener las matrices diagonales ortogonalizadas $[M]$, $[K]$ y $[C]$:

$$[M] = \begin{bmatrix} 1.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 1.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} 4.7595 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 241.4813 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 509.8837 \end{bmatrix}$$

$$[C] = \begin{bmatrix} 0.2880 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 12.1241 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 25.5442 \end{bmatrix}$$

Teniendo los datos anteriores se procede a solucionar la ecuación de movimiento 3.108 mediante el método de paso a paso. Con la solución obtenida, podemos obtener la respuesta en cada capa. En este ejemplo se evaluaron las respuestas en superficie, a 7 y 32m de profundidad. En las figuras posteriores se muestran los resultados.

En las figuras 3.32d, 3.33d y 3.34d (historias de aceleración evaluadas), se observa que en comparación con el registro de entrada (a 60m), no existe gran amplificación, esto debido a que en el análisis se consideró un valor de la relación de amortiguamiento de $\lambda = 5\%$. Como presentará más adelante, en los análisis realizados en este mismo sitio (CAO), el parámetro de la relación de amortiguamiento obtenido es del orden de 1 a 2%.

Por otra parte, en la figura 3.35, se observa la variación del módulo de rigidez al cortante con la profundidad. En la primera capa (0-7m), donde están presentes los rellenos, el valor del módulo es pequeño. En la segunda capa (7-32m), donde está presente el estrato arcilloso, el módulo decrece. Y finalmente en la tercera capa (32-60m), el módulo incrementa debido a la presencia de los depósitos profundos.

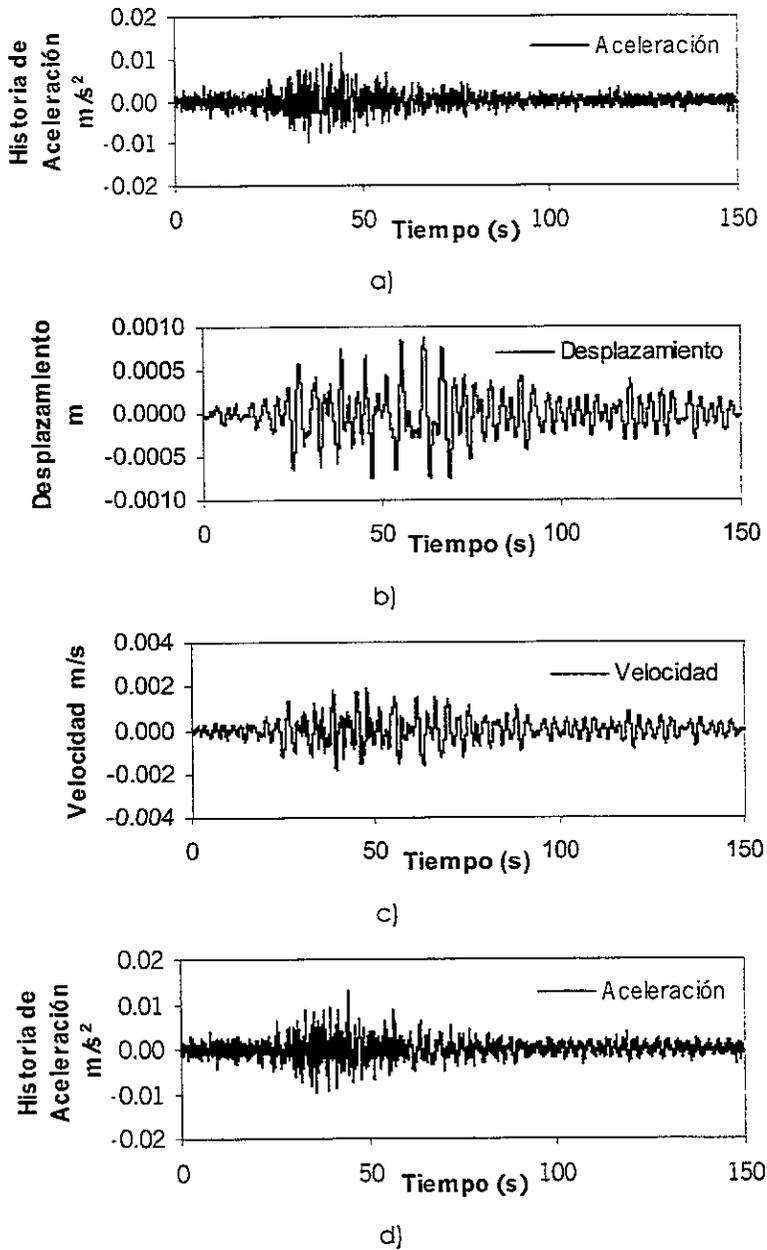


Figura 3.32. a) Registro de entrada; b) Historia de Desplazamientos; c) Historia de Velocidades y d) Historia de Aceleraciones, en superficie.

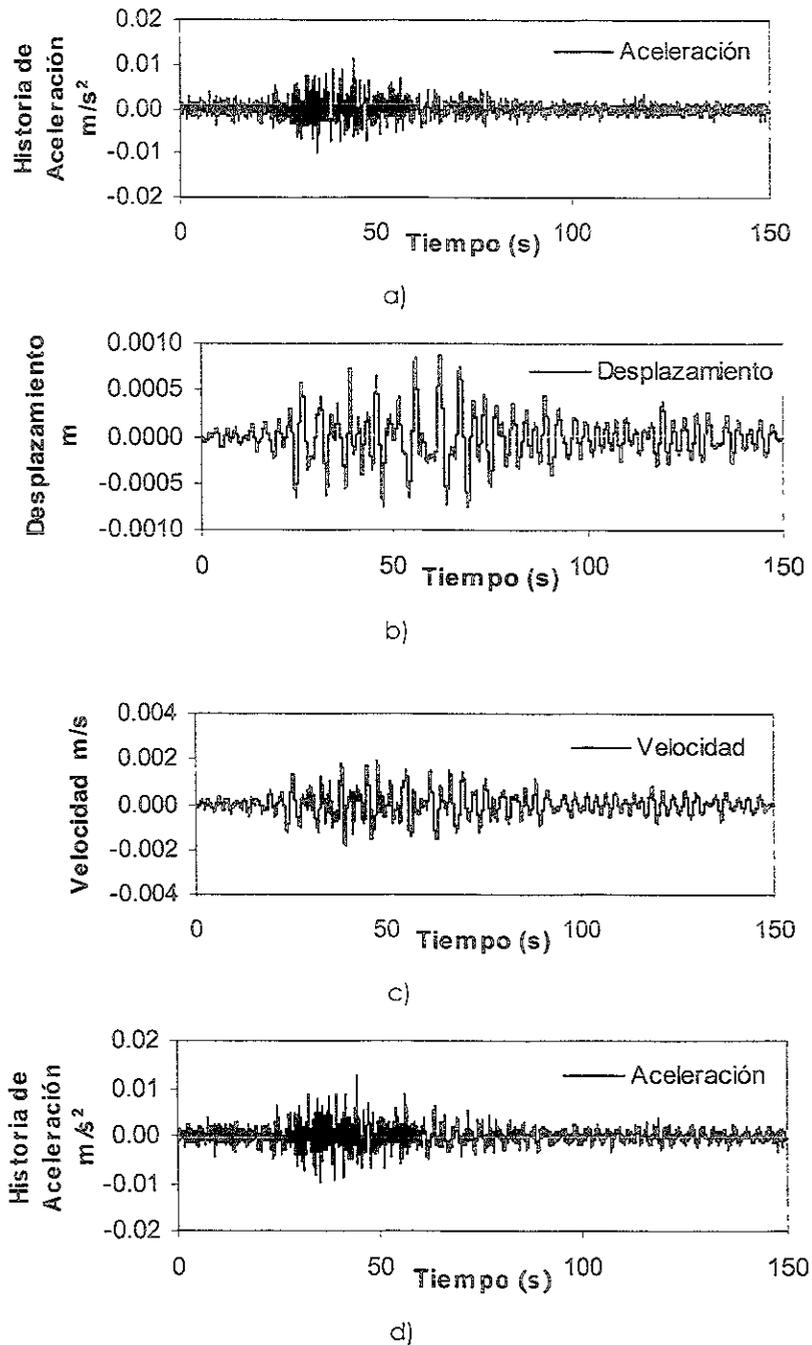


Figura 3.33. a) Registro de entrada; b) Historia de Desplazamientos; c) Historia de Velocidades y d) Historia de Aceleraciones, a 7 m.

ESTR. Y SISMOLOGÍA
 DISEÑO Y ANÁLISIS

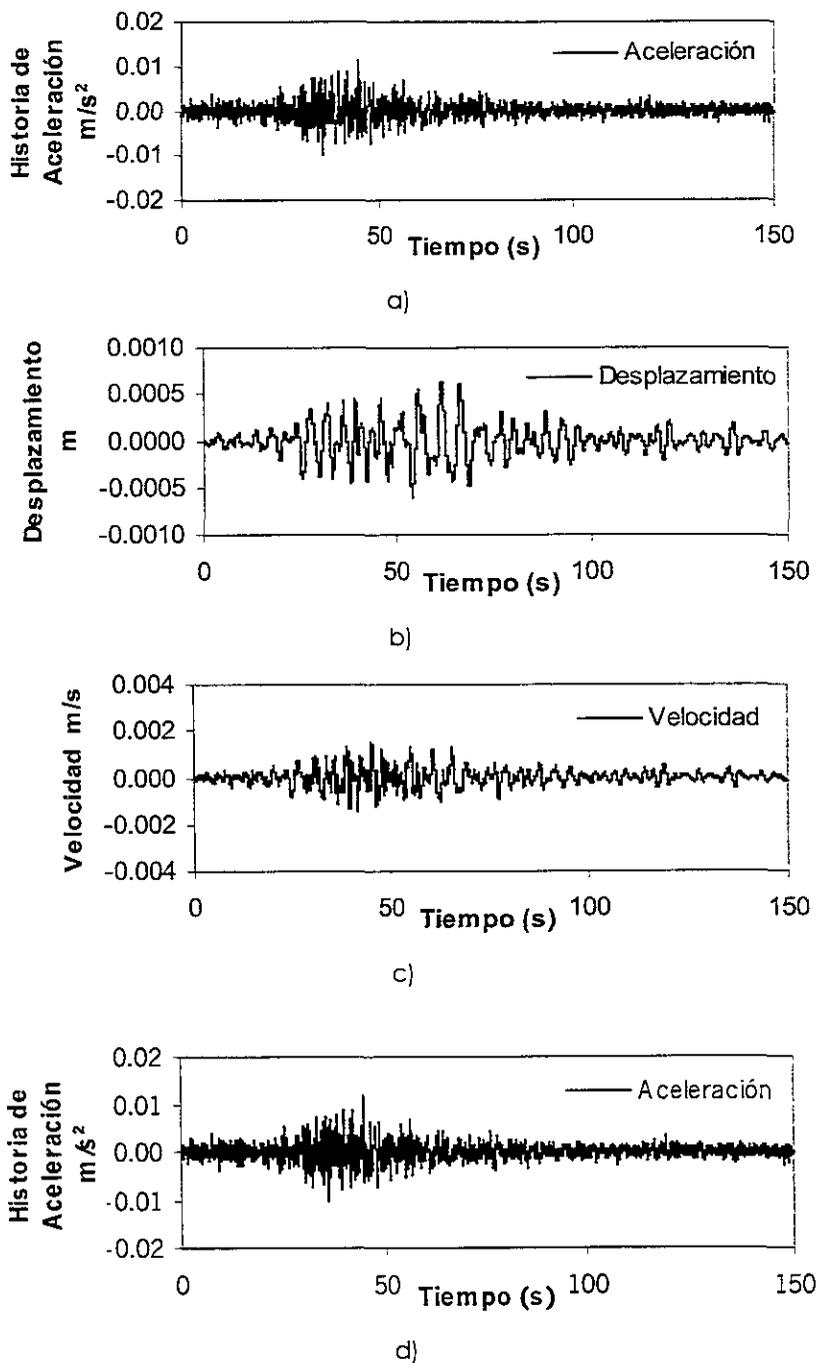


Figura 3.34. a) Registro de entrada; b) Historia de Desplazamientos; c) Historia de Velocidades y d) Historia de Aceleraciones, a 32 m.

Así mismo, con las ecuaciones 3.113 y 3.114 se obtienen las historias esfuerzo-deformación las cuales muestran un comportamiento lineal del material ya que los ciclos histeréticos son muy estrechos (ver figura 3.35). También, en esta figura se muestra la variación de la rigidez a las profundidades de 3.5, 19.5 y 46 m donde se aprecia que a 3.5 m el suelo es mas rígido que a 19.5 m, esto debido a la presencia de los rellenos superficiales entre los primeros 5 m de profundidad. Así mismo, se observa que a 19.5 m el material es blando, mientras que a 46 m la rigidez del depósito es mucho mayor por la presencia de la primera capa dura.

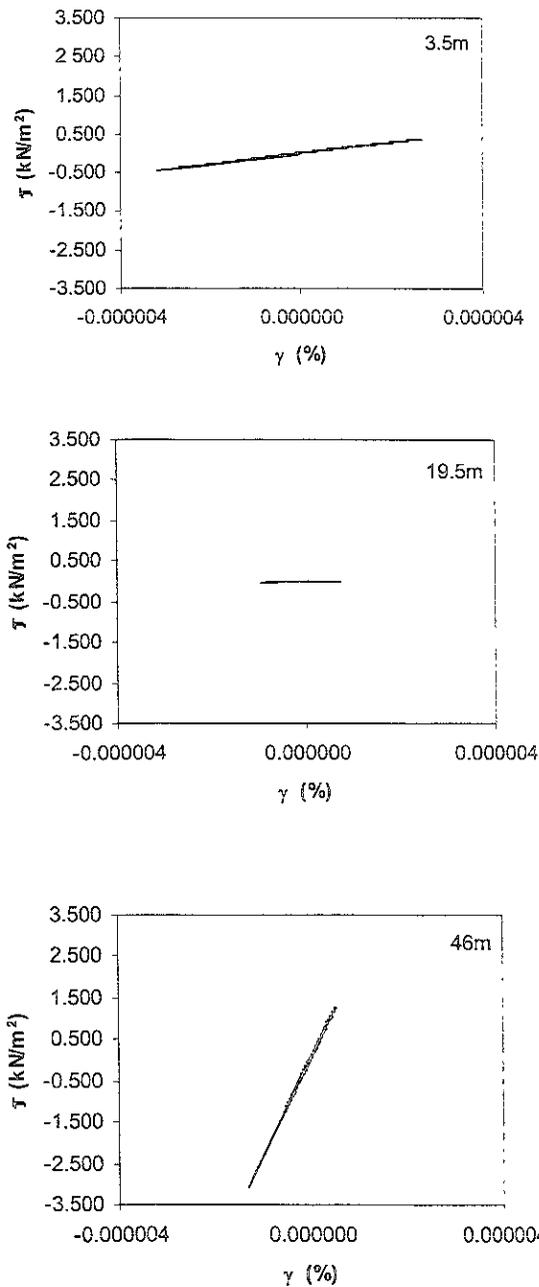


Figura 3.35. Historias esfuerzo-deformación cortante.

3.9.

Descripción del Programa Sbeam.

Para facilitar el cálculo del método de masas concentradas, se realizó un código en compilador FORTRAN llamado "Sbeam" cuyos autores son el Dr. Ahmed Elgamal y colaboradores (Universidad de California, San Diego, E.U.A.). Al igual que el programa Shakeopt, el programa Sbeam también considera una aproximación para conocer la variación de la rigidez y resistencia del suelo en función de la profundidad o simplemente considera la influencia del confinamiento del suelo. Con el uso del programa Sbeam el amortiguamiento viscoso se calcula con la ecuación 3.104 (Gunturi, 1996). La respuesta lineal esfuerzo-deformación cortante (para deformaciones elásticas pequeñas) se expresa por $\tau = G\partial u / \partial z$ en la cual $\partial u / \partial z$ es la deformación cortante y G es el módulo de rigidez lineal evaluado por:

$$G = G_0 + G \cdot \left(\frac{z}{Z}\right)^B \quad 1 \leq B \leq 3$$

Como se ha observado en los ejemplos de aplicación desarrollados a lo largo de este capítulo, ambos modelos necesitan de datos iniciales (propiedades del material: densidad, ρ , geometría, Z, módulo de rigidez al cortante, G y la relación de amortiguamiento, λ) para evaluar la respuesta de los depósitos de suelo. Es por ello conveniente recurrir a métodos de optimización (ver capítulo dos) para facilitar la búsqueda de los parámetros óptimos para los cuales la respuesta calculada sea muy parecida a la registrada, considerando un error adecuado (ver figura 3.29a).

Con ayuda de las figura 3.29a y 3.36, se puede resumir el procedimiento de evaluación de la respuesta sísmica del suelo realizada por el programa Sbeam. Así, el proceso de identificación de sistemas unido al modelo de masas concentradas que resuelve la ecuación de movimiento mediante la solución paso a paso (método de Newmark) y considera al amortiguamiento de Rayleigh, nos proporciona una herramienta mas para evaluar la respuesta sísmica de depósitos de suelo.

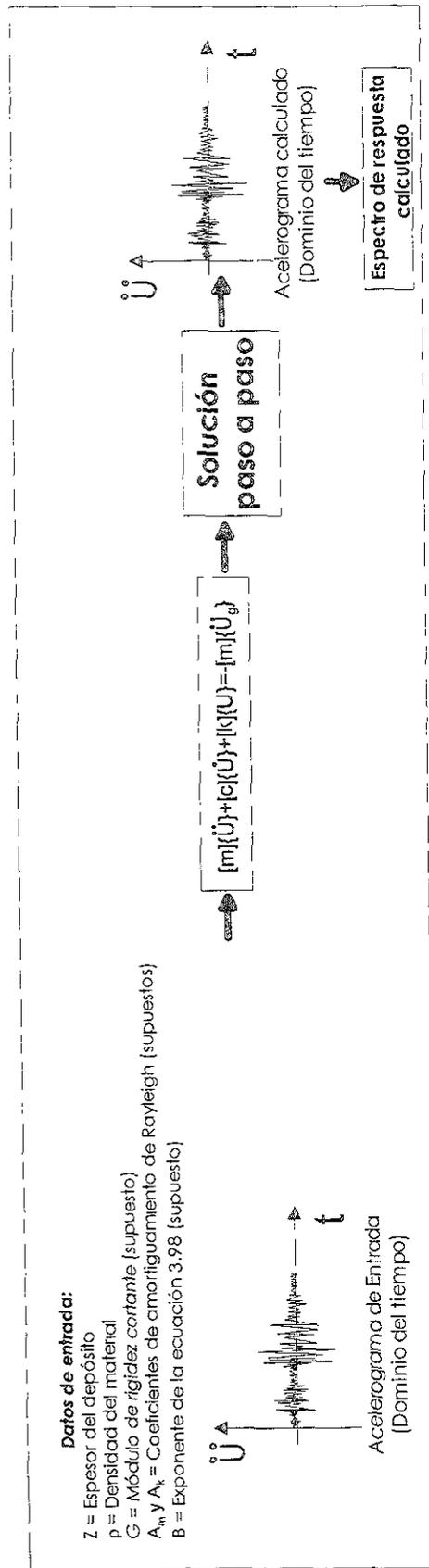


Figura 3.36. Procedimiento de evaluación de la respuesta sísmica de depósitos de suelo realizado por el programa Sbeam.

4.

Modelado del Comportamiento Dinámico y Características del Subsuelo de la Ciudad de México.

4.1. Introducción.

En la técnica de identificación de sistemas el modelo que se escoja debe cumplir dos condiciones: 1) ser sencillo de implementar y 2) ser capaz de representar la naturaleza física del problema.

Soluciones a problemas complicados como lo es el subsuelo de la ciudad de México mediante la técnica de identificación de sistemas paramétricos, requieren de la elaboración de herramientas computacionales junto con modelos como los mencionados en el capítulo tres. Además, en la formulación de los modelos, se deben de establecer claramente todas las condiciones e hipótesis adoptadas. Éstas, deberán ser reconsideradas una vez que se haya realizado la identificación del modelo para después evaluar la capacidad de predicción de éste, y si es posible mejorarlo.

En los últimos años, se ha presentado un gran interés en el análisis de la respuesta sísmica de depósitos de suelo a partir de registros sísmicos mediante modelos simples que consideran la teoría de propagación unidimensional de ondas de cortante. Hoy en día, numerosos programas basados en esta teoría se usan ampliamente ya que proporcionan resultados confiables y están disponibles para computadoras de uso personal (Carvajal-Uribe, 2001; Taboada et al, 1999, 2000; Elgamal et al, 2001).

El desarrollo de nuevos métodos para el modelado de la respuesta dinámica ha tenido un gran avance estimulado por los nuevos sistemas de cómputo y la mejora del conocimiento acerca del comportamiento de los suelos bajo cargas cíclicas. Generalmente este conocimiento está basado en observaciones de campo y pruebas de laboratorio.

En este capítulo, se discuten las bases teóricas para el modelado de la respuesta sísmica del subsuelo de la ciudad de México. Así mismo, se presenta un desarrollo formal del procedimiento de identificación de parámetros, se discuten los parámetros que tienen mayor influencia en los análisis de la respuesta sísmica en depósitos de suelo y finalmente se describen las características generales de los sitios estudiados (SCT, CAO y EJ-15). La respuesta del subsuelo de la ciudad de México se evalúa utilizando los programas Shakeopt y Sbeam descritos en el capítulo tres.

4.2.

Análisis Lineal.

Por su simplicidad, el análisis lineal se ha usado extensamente en el estudio analítico de la respuesta dinámica de los depósitos de suelo. Si el medio es linealmente elástico y la geometría es relativamente simple, existen *soluciones analíticas pertinentes que se han desarrollado para evaluar el comportamiento de cualquier tipo de onda*, Thomson, 1950. Estas soluciones son muy aceptables y se han derivado de consideraciones como: geometrías idealizadas y propiedades del suelo (por ejemplo, la suposición de que el depósito es una capa uniforme con rigidez del suelo constante o variando con la profundidad). De ésta manera, los parámetros del suelo se pueden expresar de manera sencilla con el uso de funciones matemáticas. Sin embargo, en general, el suelo no tiene un comportamiento elástico y sus propiedades cambian espacialmente de una manera considerable. En tal situación, puede ser factible el uso de herramientas como las técnicas de laboratorio (columna resonante), de campo (sonda suspendida o donw-hole) o numéricas (el método del elemento finito o el método de diferencias finitas) para evaluar estas propiedades. En esta tesis, se utilizan modelos que consideran al suelo uniformemente elástico, basados en la formulación y solución de la ecuación de onda.

4.3. Análisis Lineal Equivalente.

Seed e Idriss 1967, desarrollaron un método de análisis lineal equivalente para representar la no linealidad esfuerzo-deformación histerética del suelo. El método se basó originalmente en uno de los modelos descrito anteriormente (masas concentradas), donde se consideraron depósitos de arena apoyados en una base rígida en la que se aplican los movimientos sísmicos (Idriss y Seed, 1968). Posteriormente, este método se generalizó a un nuevo modelo de propagación de ondas con fronteras de transmisibilidad de energía en donde la excitación sísmica se puede aplicar a cualquier profundidad del depósito.

El método generalizado se incorporó en el programa Shake (Schnabel et al., 1972). Este programa se usa para predecir el movimiento del terreno a partir de excitaciones sísmicas. La respuesta esfuerzo-deformación cortante del suelo se define mediante el módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento en función de la deformación. El módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento equivalente para un nivel de deformación se determinan de la pendiente del eje mayor y de una relación entre áreas del ciclo histerético correspondiente a esa deformación, respectivamente (Figura 4.1). Puesto que la distribución vertical de la deformación al cortante es desconocida en el análisis, se requiere de valores iniciales del módulo y de la relación de amortiguamiento, éstos valores se seleccionan de niveles de deformación correspondientes a la fuerza sísmica a aplicar (preferentemente se eligen valores de deformación pequeños). La deformación, usualmente se asume considerando el 65% del valor máximo calculado en cada nivel. La relación de amortiguamiento y el módulo de rigidez al cortante se seleccionan de manera que sean compatibles con aquellas deformaciones calculadas, para posteriormente usarlas en una siguiente iteración (el procedimiento iterativo se detiene cuando los parámetros dinámicos son compatibles con el nivel de deformación angular).

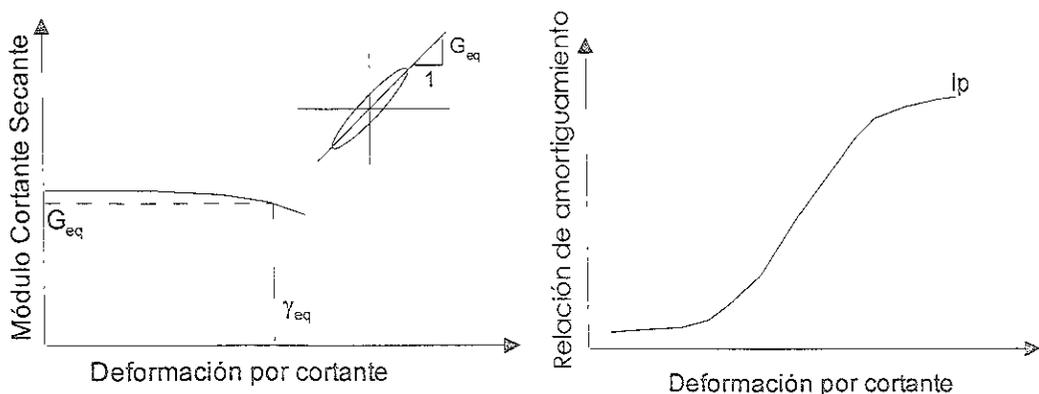


Figura 4.1. Deformación cortante en función del Módulo secante

4.4.

Análisis No-lineal.

Un análisis no-lineal se desarrolla usualmente con el uso de modelos discretos tales como el de elementos finitos, el de masas concentradas, y aplicando integración paso a paso de la ecuación de movimiento en el dominio del tiempo. Para que un análisis no-lineal proporcione resultados confiables, se deben de modelar las características esfuerzo-deformación del suelo en estudio. Además, se debe elegir una discretización razonable del medio y un algoritmo estable de integración numérica.

Streeter et al. (1973), desarrollaron el primer análisis no-lineal de la respuesta sísmica de depósitos de suelo. Ellos incorporaron la representación Ramberg-Osgood del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo dentro de las ecuaciones de movimiento. Esas ecuaciones se resuelven usando el método de valores característicos. Esta técnica fue incorporada dentro del programa Charsoil.

Finn et al. (1976), desarrollaron una técnica de análisis no-lineal, en la cual las ecuaciones de movimiento se integraron directamente usando el algoritmo de Newmark (Newmark, 1959). El comportamiento esfuerzo-deformación de la arena se representó por una curva de carga inicial hiperbólica. Así mismo, se consideraron curvas de carga y descarga esfuerzo-deformación utilizando un comportamiento tipo Massing. Esta aproximación se incorporó dentro del programa computacional Desra.

Elgamal (1991), desarrolló un procedimiento numérico para calcular la respuesta sísmica de cortante histerética elasto-plástica en sistemas de suelos. La respuesta dinámica se evaluó a cualquier profundidad del depósito con base en el procedimiento analítico que considera una viga de cortante unidimensional. El suelo se modeló como un material elasto-plástico que sigue los principios de plasticidad incremental. Esta aproximación se incorporó dentro del programa computacional Sheer.

Carvajal-Uribe et al. (2001), utilizaron un modelo de propagación unidimensional de ondas de cortante en un medio homogéneo-viscoelástico tipo Kelvin-Voight para evaluar las propiedades dinámicas de la arcilla del valle de México. Ellos consideraron análisis equivalentes lineales junto con un modelo viscoelástico debido a que éste ha dado buenos resultados para la obtención de la respuesta dinámica de arcillas de la ciudad de México [Romo y Seed, 1987; Romo, 1991].

4.5.

Modelado del Comportamiento del Subsuelo de la Ciudad de México.

Dado que para solucionar problemas con el método de identificación de sistemas se adoptan ciertas hipótesis, éstas se deben mantener en mente durante la interpretación de los resultados para garantizar la congruencia.

Como se describió en el capítulo dos, el modelado se debe iniciar con el reconocimiento físico del comportamiento del sistema, a fin de elegir un modelo adecuado que lo represente.

4.5.1

Reconocimiento del Comportamiento Físico del Sistema.

Investigaciones realizadas en sitios ubicados en Taiwán y E. U. A. para determinar las propiedades dinámicas en depósitos de suelo han mostrado que para sismos con aceleraciones máximas menores a 0.5 m/s^2 el comportamiento del suelo se mantiene en el intervalo lineal (Elgamal, 2001), es decir, el suelo no sufre grandes deformaciones. Con esto se puede concluir que a partir de la interpretación de datos clave como la aceleración máxima del sismo, se puede decidir previamente los tipos de análisis que se deben de efectuar en los sitios de interés.

En base a lo anterior, en esta tesis se consideraron análisis lineales (ver figura 4.2) ya que los sismos utilizados para la evaluación de las propiedades dinámicas en los sitios SCT, CAO y EJ-15 son de pequeña intensidad (aceleraciones máximas entre 0.00719 y 0.307 m/s^2). Además de que estudios previos sobre las arcillas del valle de México han demostrado que para fines prácticos la arcilla se comporta de forma lineal.

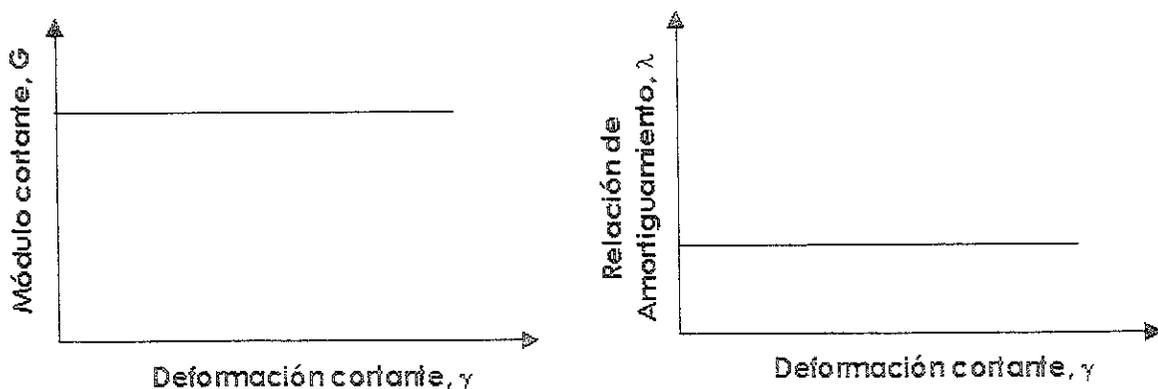


Figura 4.2 Análisis lineal con el programa Shakeopt.

4.5.2.**Modelo del Subsuelo de la Arcilla del Valle de México.**

Para modelar el comportamiento de depósitos de suelo arcilloso de la ciudad de México, se utilizó el modelo de propagación de ondas de cortante y el modelo de masas concentradas (ver figura 4.3). Para realizar el cálculo, se utilizaron los programas Shakeopt y Sbeam descritos en el capítulo tres. Estos programas calculan directamente la respuesta del suelo a partir de registros sísmicos y propiedades del suelo como datos de entrada.

Por lo complicado de la estratigrafía del subsuelo del valle de México, se realizó una subdivisión de capas en los depósitos con el fin de discretizar el problema, además de utilizar una función para obtener la variación parabólica de la velocidad de ondas de cortante con la profundidad.

Los parámetros que influyen en el cálculo de la respuesta son el módulo de rigidez al cortante del suelo, G , su variación con la profundidad (ecuación 3.98), y la relación de amortiguamiento, λ .

4.5.3**Identificación del Sistema Paramétrico para el Subsuelo del Valle de México.**

En esta tesis se adoptó la formulación de identificación de sistemas paramétrico presentada en el capítulo dos y se utilizaron los modelos descritos en el capítulo tres para evaluar la respuesta de depósitos de suelo. Los registros sísmicos que se utilizaron para el proceso de identificación, comprenden el intervalo de aceleraciones máximas de 0.00719 a 0.307 m/s². El proceso de identificación requirió de una función objetivo definida como el cuadrado de la diferencia entre la respuesta del modelo y la respuesta sísmica medida (ver capítulo dos).

4.5.4**Función Objetivo.**

La función objetivo que se utilizó, se evalúa en el dominio del tiempo basada en las amplitudes del espectro de respuesta calculado y registrado. La función objetivo se define como (ver capítulo dos):

$$\Phi(G, \lambda, B) = \sum_{i=1}^N (A_{ci} - A_{ri})^2 \quad 4.1$$

Donde: A_{ci} son las amplitudes del espectro de respuesta calculado.
 A_{ri} son las amplitudes del espectro de respuesta registrado.

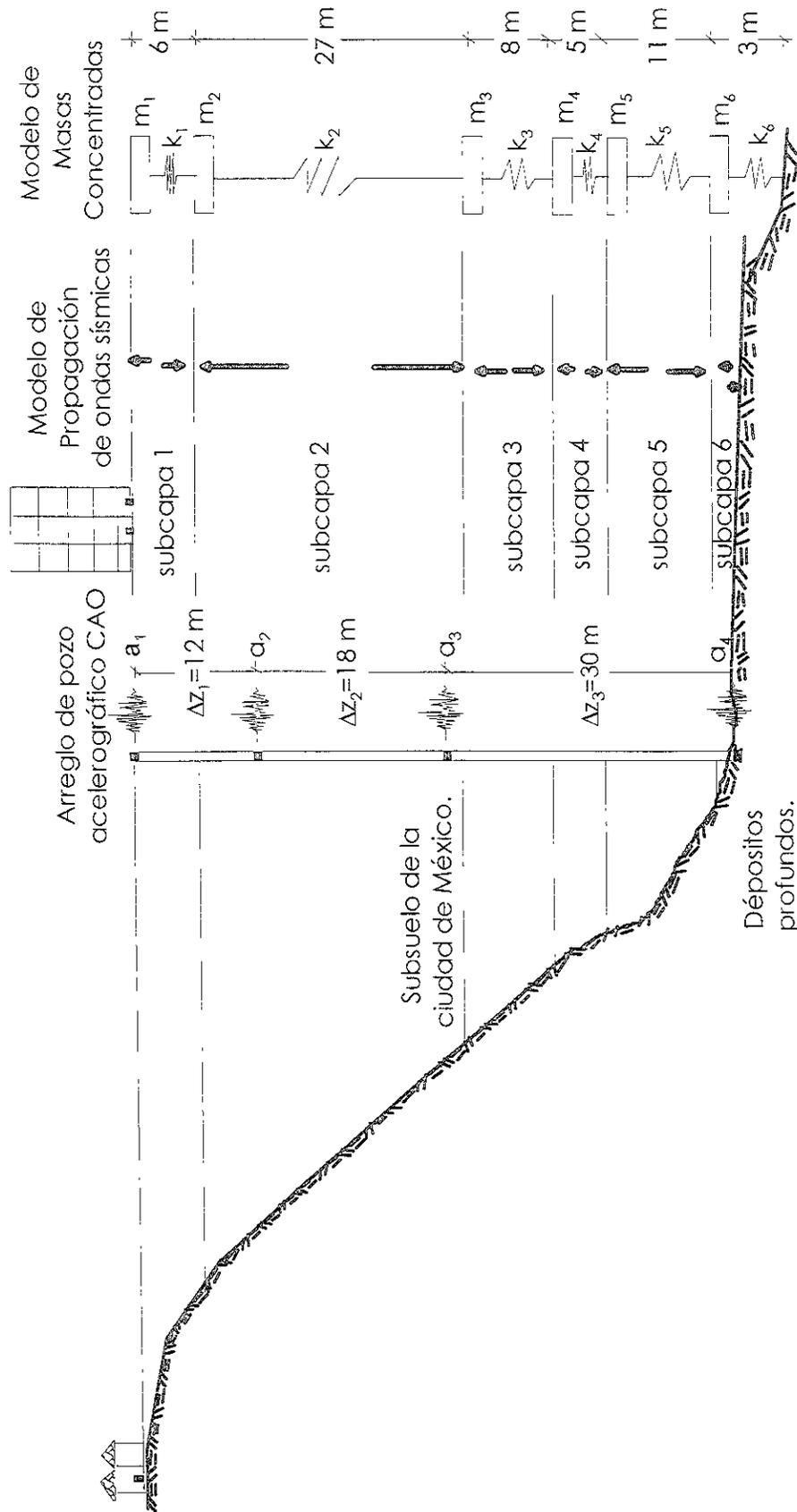


Figura 4.3. Representación de los modelos de Propagación de ondas unidimensional (Shakeopt) y masas concentradas (Sbeam).

4.5.5.

Parámetros Restringidos.

Debido a que el proceso de optimación es secuencial, deben cumplirse algunas restricciones en cada iteración las cuales se deben de introducir implícitamente en el modelo seleccionado. Por ejemplo, el módulo de rigidez al cortante no puede ser negativo. En forma matemática, éstas restricciones son:

$$G > 0$$

$$1 \leq B \leq 3$$

$$\lambda \geq 0$$

Cabe señalar que tanto los valores del módulo de rigidez al cortante como de la relación de amortiguamiento tienen valores mínimos que dependen de la resistencia a la falla del material, por ejemplo $\lambda_{\min} \approx 0.8$ para una $\gamma = 10^{-4} \%$ (Romo, 1995), los cuales se pueden usar como límites en la identificación de parámetros.

4.6.

Identificación de los Parámetros de Mayor Influencia.

Los parámetros del modelo se clasifican dentro de dos categorías (Zeghal, 1990). Los parámetros involucrados en la ecuación de movimiento (densidad del suelo, ρ) y 2) los parámetros que definen el comportamiento dinámico del suelo: el módulo de rigidez al cortante, G , su variación con la profundidad (ecuación 3.98) y la relación de amortiguamiento, λ . Estos parámetros deben de ser datos claves para controlar la respuesta sísmica del sistema. En este estudio, las condiciones iniciales son de poca importancia debido a que los movimientos registrados se pueden considerar con condiciones que parten de reposo.

Para el caso de un análisis lineal, el módulo de rigidez al cortante, la variación del módulo de rigidez con la profundidad y el amortiguamiento, son considerados relevantes en el procedimiento de identificación.

4.7.

Espectro de Respuesta.

Un espectro de respuesta (para un amortiguamiento dado) es la gráfica de los valores absolutos de las respuestas máximas de un oscilador de un grado de libertad en función de su periodo natural o de su frecuencia natural.

La figura 4.4 muestra el procedimiento para determinar el espectro de respuesta de desplazamientos. En este ejemplo el espectro se calcula para un movimiento sísmico registrado en El Centro, California (figura 4.4.a). La variación del desplazamiento inducida por el movimiento sísmico en tres sistemas de un grado de libertad se presenta en la figura 4.4.b. Para cada respuesta del sistema se determina el valor pico de la historia de desplazamientos (usualmente el pico ocurre durante la duración del movimiento sísmico en la base; sin embargo, para sistemas con amortiguamiento pequeño y con periodos largos, el pico puede ocurrir durante la fase de vibración libre después de que el movimiento sísmico haya terminado). Los desplazamientos pico obtenidos son: $u_o = 0.0678$ m para el sistema con un periodo natural de $T_n = 0.5$ seg y una relación de amortiguamiento de $\zeta = 2\%$, $u_o = 0.152$ para un sistema con $T_n = 1$ seg y $\zeta = 2\%$; y $u_o = 0.189$ m para un sistema con $T_n = 2$ seg y $\zeta = 2\%$. El valor u_o determinado para cada sistema provee un punto en el espectro de desplazamientos. Repitiendo los pasos anteriores para un intervalo de valores de T_n mientras ζ se mantiene constante (en este caso 2%) se obtiene el espectro de desplazamientos mostrado en la figura 4.3.c. (Chopra, 2001).

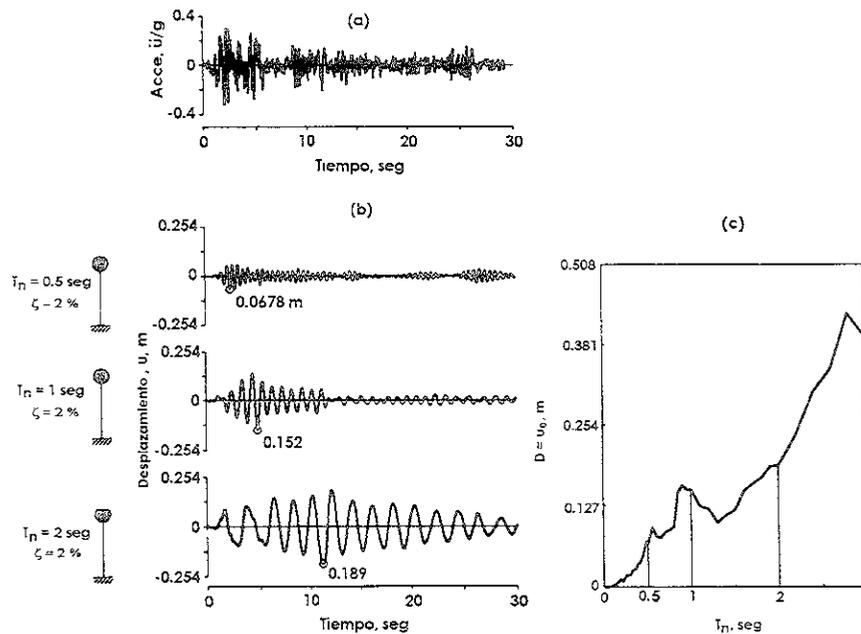


Figura 4.4. (a) Aceleración del terreno; (b) Respuesta de desplazamiento de tres sistemas de un solo grado de libertad con $\zeta = 2\%$ y $T_n = 0.5, 1$ y 2 segundos; (c) Espectro de la respuesta de deformación para $\zeta = 2\%$.

Si ahora consideramos la literal \ddot{U} para representar la aceleración de un sistema de un grado de libertad con frecuencia natural ω_n , relacionado a su desplazamiento pico $D \equiv u_o$ tenemos:

$$\ddot{U} = \omega_n^2 \cdot D = \left(\frac{2\pi}{T_n} \right)^2 \cdot D \quad 4.2$$

Con la fórmula anterior se puede obtener el espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones (sustituyendo ω_n^2 por ω_n en la ecuación 4.2). Así mismo, la cantidad \ddot{U} se puede relacionar con el valor pico del cortante basal V_{bo} (o valor pico de la fuerza estática equivalente f_{so});

$$V_{bo} = f_{so} = m\ddot{U} \quad 4.3$$

El cortante basal pico puede obtenerse mediante:

$$V_{bo} = \frac{\ddot{U}}{g} w \quad 4.4$$

Donde: w es el peso del sistema de un grado de libertad.
 g es la aceleración de la gravedad.

Para el propósito de la comparación entre resultados de la respuesta calculada mediante el modelo y la respuesta registrada, el vector error evaluado mediante la técnica de mínimos cuadrados se calculó directamente utilizando los espectros de respuesta de aceleraciones con un $\zeta = 5\%$. Cabe señalar que los programas Shakeopt y Sbeam evalúan directamente el espectro de aceleraciones utilizando un método de aproximación numérica paso a paso.

4.8.

Método de Optimación.

Para evaluar la respuesta del suelo, los programas Shakeopt y Sbeam utilizan una subrutina cuya finalidad es realizar la interacción entre estos programas y el programa Snoop (ver capítulo dos). El programa Snoop realiza la optimación de parámetros de mayor importancia del modelo con el objetivo de obtener las propiedades del suelo óptimas para las cuales la respuesta del suelo a calcular sea la más cercana a la respuesta registrada.

Este programa tiene como propósito general solucionar problemas de optimación que involucran varias variables y restricciones. El programa minimiza directamente una función ya sea lineal o no-lineal sujeta a restricciones en sus variables y con restricciones lineales o no-lineales y es muy útil cuando interactúa con programas que usan modelos lineales y cuadráticos, así como, para programas que presentan variables restringidas lineales y variables restringidas no-lineales.

El programa Snopt utiliza un algoritmo de programación secuencial cuadrático (PSC) que efectúa la búsqueda directa de los parámetros usando una secuencia de subprogramas cuadráticos. Cada subprograma cuadrático minimiza un modelo cuadrático para una cierta función de series de Taylor sujeta a restricciones lineales (ver capítulo dos). Cuando existe una expansión en la función de los términos en la serie de Taylor, el programa direcciona la búsqueda mas viable para que de ésta forma se asegure la convergencia y se encuentre el punto óptimo.

El código del programa Snopt está escrito en Fortran y puede ser llamado desde cualquier programa principal escrito en Fortran, C o Matlab (Gill et al., 1997).

4.9.

Procesamiento de Filtrado de los Eventos Sísmicos Utilizados Mediante un Filtro Pasa-banda.

Los propósitos principales de un filtro son: 1) Eliminar ruido en una señal, 2) Seleccionar intervalo de frecuencias de interés o 3) Atenuar la señal. En particular la función de un filtro pasa-banda es dejar pasar sólo componentes de ciertas frecuencias de una señal entre frecuencias límite (ω_1, ω_2) las cuales no incluyen el valor cero, y detener las frecuencias que no son de interés.

Un filtro pasa-banda es diseñado para dejar señales en un cierto intervalo de frecuencias, desde $\omega_{p,1}$ a $\omega_{p,2}$. Fuera de este intervalo, el filtro debe de atenuar la señal debajo de un nivel específico. La figura 4.5 bosqueja una descripción gráfica de las especificaciones generales de un filtro pasa-banda (Oppenheim, A. V., 1989 y Boaz, P., 1997).

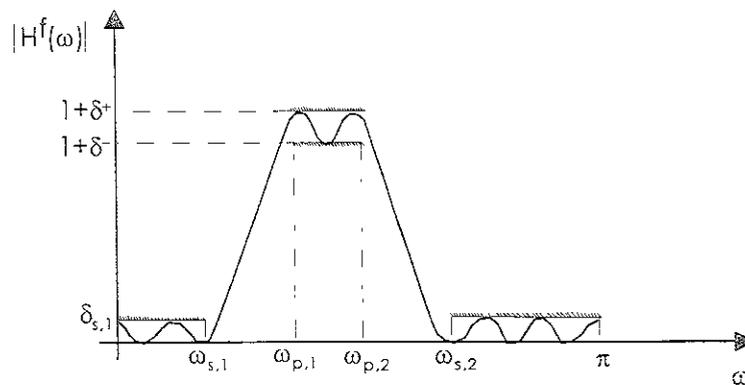


Figura 4.5. Especificaciones para el diseño de un filtro pasa-bandas.

Las especificaciones matemáticas de un filtro pasa-banda son:

$$\begin{aligned} 0 \leq |H^f(\omega)| \leq \delta_{s,1}, \quad 0 \leq \omega \leq \omega_{s,1} \\ 1 - \delta^- \leq |H^f(\omega)| \leq 1 + \delta^+, \quad \omega_{p,1} \leq \omega \leq \omega_{p,2} \\ 0 \leq |H^f(\omega)| \leq \delta_{s,2}, \quad \omega_{s,2} \leq \omega \leq \pi \end{aligned}$$

Donde: $|H^f(\omega)|$ es la respuesta en función de las frecuencias.

$\omega_{p,1}$ y $\omega_{p,2}$ son las frecuencias de corte del pasa-banda.

δ^- y δ^+ son las tolerancias negativa y positiva de la magnitud de la respuesta del pasa-banda, respectivamente.

$\delta_{s,1}$ y $\delta_{s,2}$ son las tolerancias de la magnitud de la respuesta en la banda de corte (la magnitud de la respuesta deseable en la banda de corte es 0).

Cabe mencionar que la atenuación en las dos bandas de corte, $\delta_{s,1}$ y $\delta_{s,2}$ no son necesariamente cero. Generalmente para filtros pasa-bajas y pasa-altas, es común definir $\delta^+=0$ y $\delta^-=\delta_p$ en filtros de respuesta de impulso infinita (IIR) y $\delta^+=\delta^-=\delta_p$ en filtros de respuesta de impulso finita (FIR). El pasa-banda ondulado definido mediante, $\max\{\delta^+=\delta^-\}$, dado en dB (decibeles) es:

$$Ap \approx 8.6859 \max\{\delta^+, \delta^-\}$$

Donde: Ap es el pasa banda ondulado en dB.

Así mismo, existen dos parámetros de atenuación de banda, cuyos valores son dados en dB:

$$A_{s,1} = -20 \log_{10} \delta_{s,1}, \quad A_{s,2} = -20 \log_{10} \delta_{s,2}$$

Donde: $A_{s,1}$ y $A_{s,2}$ son los parámetros de atenuación de la banda de detención en dB.

Con el propósito de eliminar el ruido registrado en el procedimiento de captación de la señal. En los análisis efectuados en esta tesis, se realizó un filtrado (filtro pasa-banda de Respuesta de Impulso Finita) que se utilizó en todas las señales sísmicas de los sitios SCT y CAO. El diseño y las características del filtro utilizado se muestran en la figura 4.6.

La atenuación en las dos bandas, $\delta_{s,1}$ y $\delta_{s,2}$ se consideraron iguales a cero.

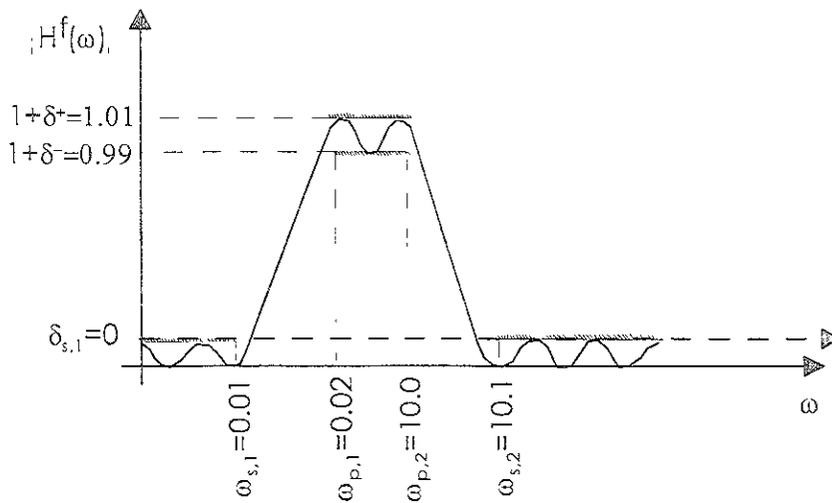


Figura 4.6. Características del filtro utilizado en el filtrado de las señales sísmicas.

4.10.

Condiciones Generales del Subsuelo de la Ciudad de México.

Desde que en algún momento durante el periodo Terciario se cerró la cuenca del Valle de México por el sur, en su interior se formaron grandes lagos. La evolución de esos lagos desde la edad diluvial hasta finales del siglo XIX se presenta en la figura 4.7, la cual muestra la vasta extensión de terreno que estuvo bajo el agua favoreciendo la formación de depósitos blandos profundos.

En 1957, Marsal y Mazari, distinguieron tres zonas geotécnicas dentro de la ciudad de México. La zonificación propuesta por estos autores sigue siendo esencialmente la misma excepto por algunas modificaciones introducidas en los últimos años. La figura 4.8 presenta un mapa reciente de zonas geotécnicas. La zona I o de lomas está constituida por suelos duros poco compresibles. El poniente de la ciudad está formado por tobos y arenas de origen piroclástico con diferentes grados de cementación e incluye las zonas en donde afloran basaltos volcánicos, principalmente al sur. La zona de transición o Zona II se localiza en las orillas de los antiguos lagos del valle de México (Texcoco, Xochimilco y Chalco) y está constituida por intercalaciones de arcilla y limos arenosos en donde los suelos compresibles rara vez exceden 20 m de profundidad.

La estratigrafía de la zona III está constituida por una costra superficial competente de espesor variable seguida de una secuencia de arcillas con intercalaciones delgadas de materiales arenosos, generalmente de origen piroclástico. Interrumpe esta secuencia, a una profundidad que varía entre 30 y 40 m, un estrato heterogéneo de materiales arenosos o limo-arenosos (la primera capa dura, en donde se apoyan muchas de las

cimentaciones profundas que emplean pilotes de punta), que en las partes centrales del antiguo lago sólo alcanza espesores de unos cuantos centímetros pero que en sus orillas puede ser hasta de tres metros. Sigue una segunda serie arcillosa de materiales más consolidados con espesores de unos cuantos metros. Dentro de la zona urbana de la ciudad, la base de estos depósitos se encuentra a 40 m de profundidad aproximadamente aunque hacia el centro del exlago aparece a más de 50 m. En la figura 4.9 se presenta una estratigrafía típica de la zona del lago (Ovando y Romo, 1991).

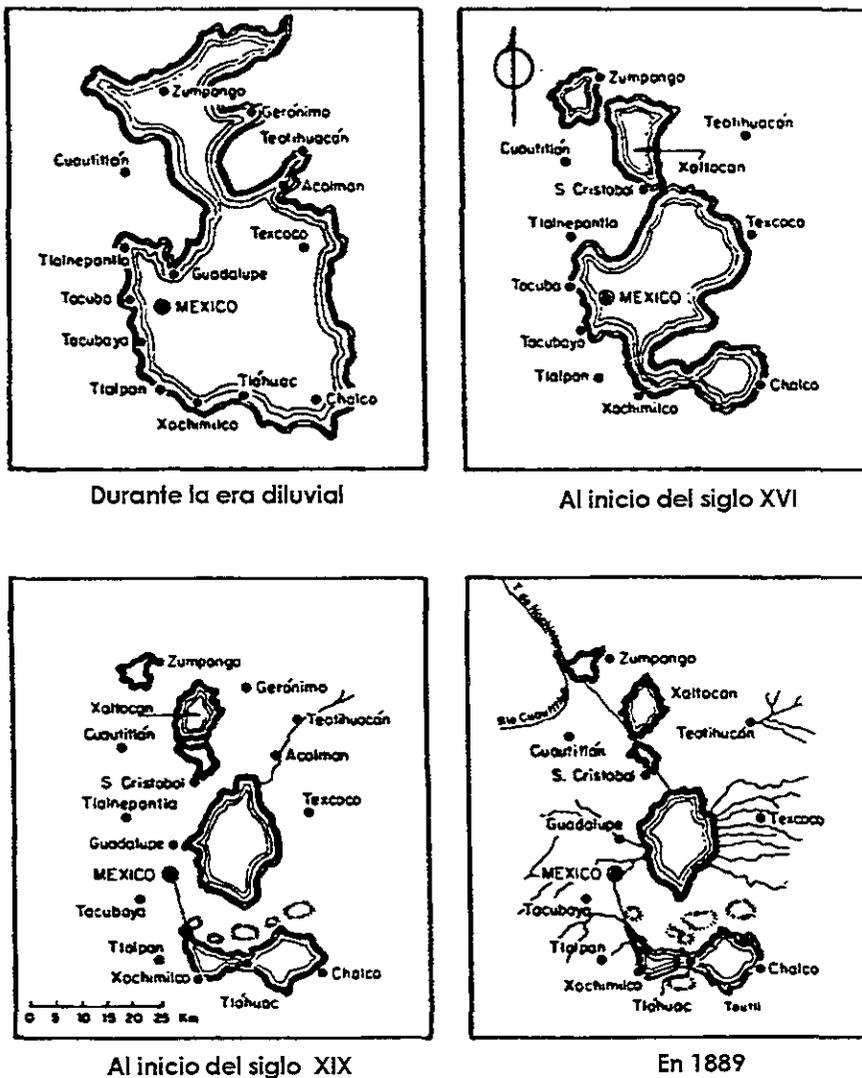


Figura 4.7. Evolución de los lagos del valle de México (adoptada de Marsal, R. J. Y Mazari, M., 1957).

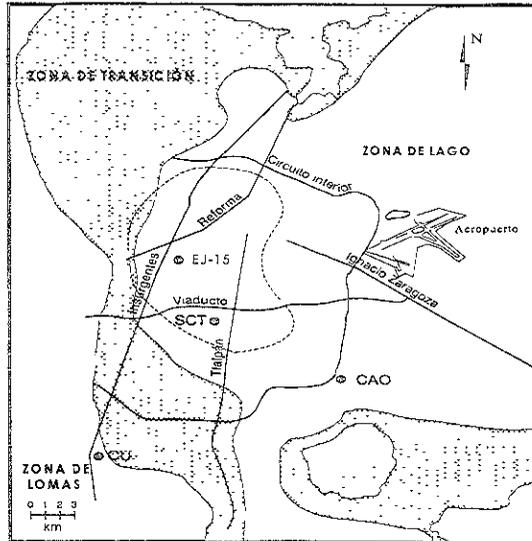


Figura 4.8. Zonificación geotécnica de la ciudad de México (Modificado de Seed et al, 1988)

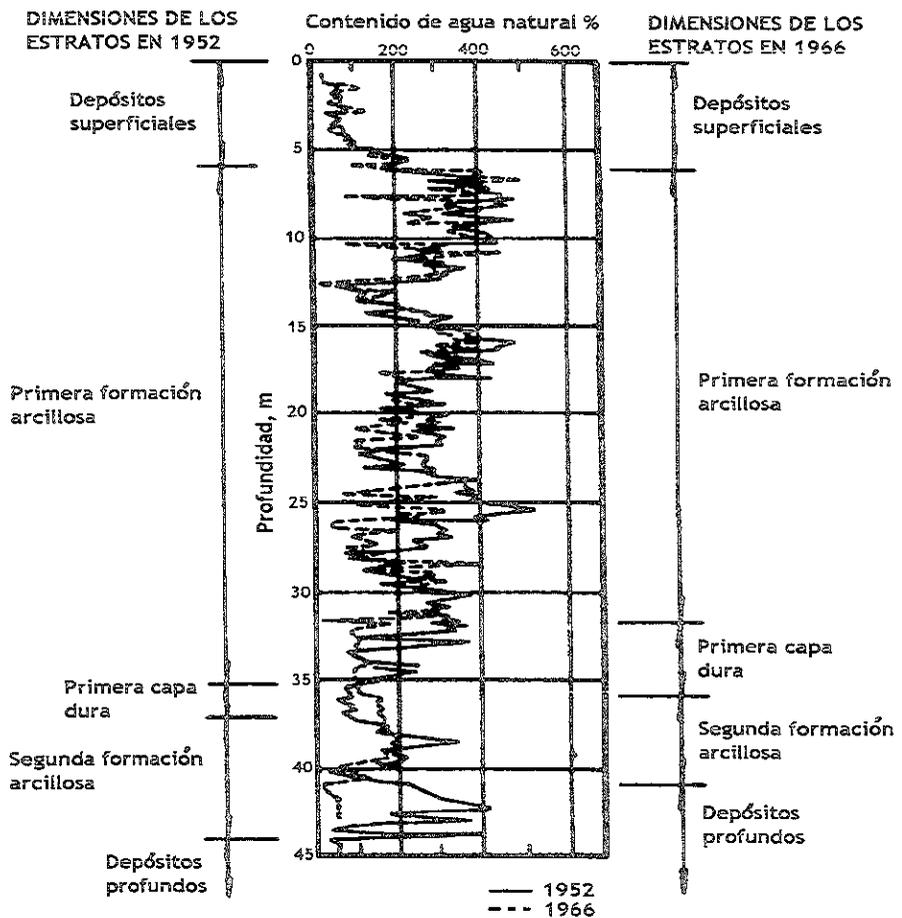


Figura 4.9. Estratigrafía típica de la zona lacustre (adaptada de Ovando y Romo, 1991)

4.11.

Localización y Aspectos Geotécnicos del Sitio SCT.

El sitio SCT está ubicado dentro de la zona del lago descrita en los párrafos anteriores y que se bosqueja en las figuras 4.8, 4.10 y 4.11. En el año de 1987 se realizaron un sondeo de cono eléctrico y un sondeo continuo con extracción de muestras de suelo inalteradas. Además, se midió la velocidad de propagación de ondas S y P, empleando los métodos de sonda suspendida y down-hole (Jaime, Romo, y Ovando, 1987). En la figura 4.11 se presenta la localización donde se midió la propagación de ondas P y S. El punto de medición de estas ondas está a 250 m aproximadamente del arreglo de acelerómetros en pozo y de los instrumentos superficiales.

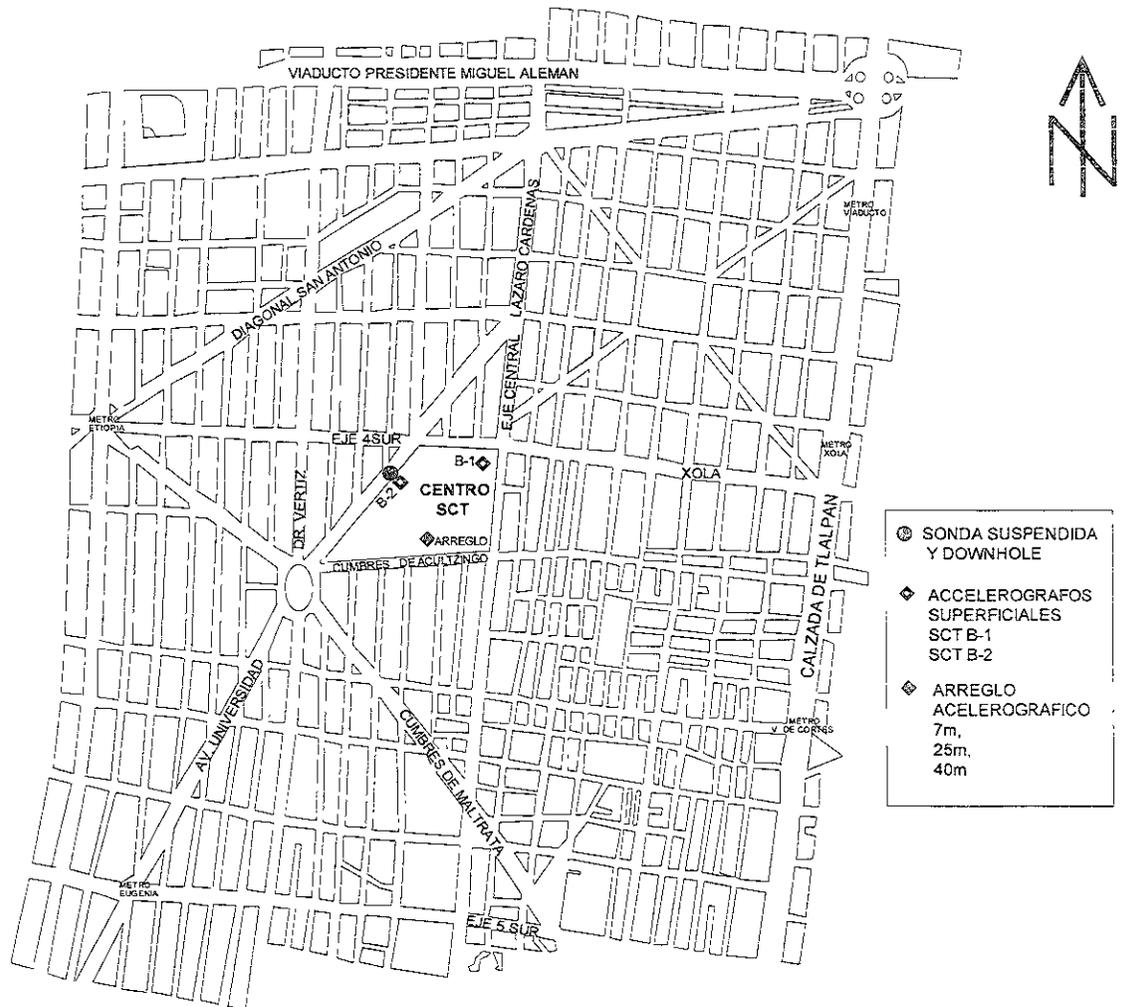


Fig. 4.11. Localización detallada del sitio SCT.

La figura 4.12 muestra el perfil estratigráfico del sitio SCT, así como la variación de las propiedades índice y velocidad de ondas de cortante con la profundidad.

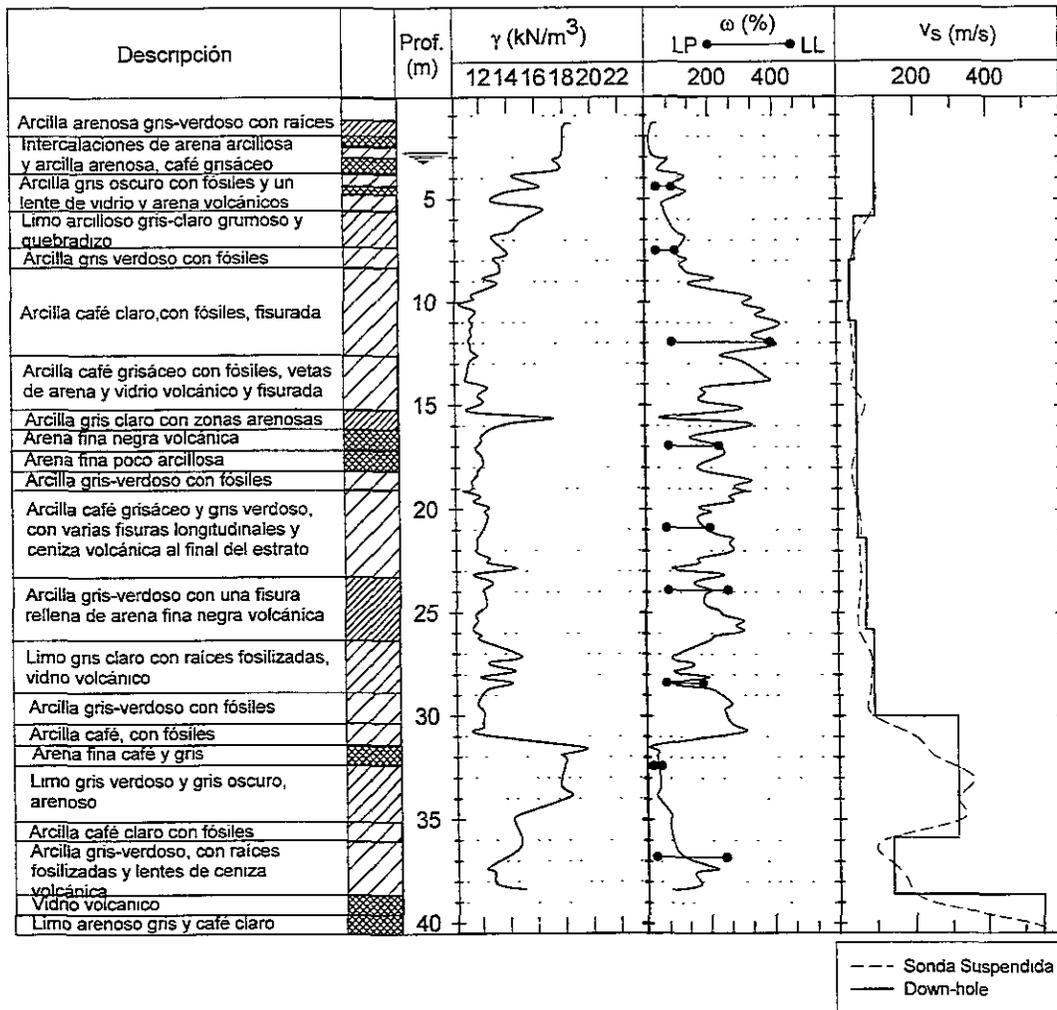


Figura 4.12. Perfil estratigráfico del sitio SCT, así como la medición de propagación de ondas de cortante. (adaptada de Jaime et al, 1989)

Recientemente, Franco y Taboada (2001), están realizando nuevos sondeos, un sondeo continuo con extracción de muestras inalteradas y una medición de velocidad de propagación de ondas S y P empleando sonda suspendida en el mismo sitio con el propósito de evaluar cualquier cambio en estas propiedades debido al abatimiento piezométrico por la explotación de los acuíferos de la zona.

4.11.1. Historia del Sitio SCT.

Los efectos locales de sitio debidos a movimientos sísmicos han sido considerados desde el comienzo de la sismología (Reid, 1910; Gutenberg,

1957; Rosenblueth, 1986), sin embargo, fue hasta el evento sísmico de septiembre de 1985 con epicentro en el estado de Michoacán, México, que las condiciones locales de sitio fueron evidenciadas de forma tan dramática. La respuesta sísmica de los depósitos de arcilla localizados en el valle de México fue apreciablemente diferente aún en el caso donde se presentan pequeñas variaciones de espesor. Cabe señalar que a partir de dicho sismo, investigaciones referentes a los efectos locales de sitio fueron de gran interés en el ámbito científico internacional.

En el año de 1985, en el sitio SCT se contaba con una estación acelerográfica donde al igual que en otras se registró el sismo del 19 de septiembre (figura 4.13). Dicho sismo de magnitud 8.1, causó daños moderados en las zonas cercanas al epicentro y un daño extenso en la ciudad de México ubicada aproximadamente a 350 km de éste. Desafortunadamente cientos de edificios fallaron y otros se dañaron de forma irreparable con lo cual miles de personas perdieron la vida. El daño fue intensificado por la gran duración del sismo; así mismo, daños menores se presentaron en las zonas de la ciudad donde existen suelos duros o la capa de arcilla tiene un espesor pequeño. Esto confirmó, que la destrucción ocurrida se debió a la gran amplificación de las ondas sísmicas incidentes en la zona lacustre, lo que causó una doble resonancia en el período cercano a los dos segundos (Romo y Jaime, 1986; Rosenblueth, 1986; Mendoza y Prince, 1986; Housner, 1986; Singh y Suarez, 1986; Romo et al, 1988; Romo y Seed, 1986 y Mitchell et al, 1986). La figura 4.13 presenta los espectros de acelerogramas registrados en dos sitios durante el sismo de 1985. En Ciudad Universitaria, localizada en suelo duro en la zona de lomas de la ciudad, el valor de aceleración horizontal pico fue de 0.03g aproximadamente, y la aceleración espectral (para 5% de amortiguamiento) fue del orden de 0.10g para un intervalo de periodos entre 1 y 2 s. Por otro lado en el sitio SCT, localizado en arcilla blanda en la zona de mayor daño, la aceleración horizontal pico fue de 0.18g y en $T = 2$ s se presenta un gran pico en la respuesta espectral de 1.05g (ver figura 4.13). Esto explica, que la aceleración del terreno se amplificó por un factor de cuatro concentrando la energía del movimiento del terreno alrededor del periodo de 2 s. Debido a estos resultados, las aceleraciones espectrales, y por lo tanto las fuerzas sísmicas actuantes en los edificios que poseían este periodo se amplificaron siete u ocho veces más del valor que se uso en el diseño (Romo y Seed, 1986; Mendoza y Prince, 1986).

Después del sismo de 1985, muchos especialistas pensaron que éste era un caso único y que la amplificación severa que se presentó no podría ocurrir otra vez o aún ser cercana. Y no fue hasta la ocurrencia del sismo de Loma Prieta en California (1989) donde nuevamente se presentaron implicaciones del comportamiento de amplificación en presencia de depósitos de suelo blando. Estos dos sismos tuvieron características comunes. En ambos, los depósitos están formados de suelo blando y reposan sobre un depósito más rígido localizado a no más de 100 o 200 m

de profundidad y el límite de la interfaz entre la roca y el suelo blando es muy claro. En ambos sitios la aceleración pico registrada en el depósito duro fue amplificada 2 y 4 veces por el suelo que existe encima de éste. Las ordenadas de la respuesta espectral fueron amplificadas mucho más de lo esperado, con una amplificación espectral máxima de 8 a 15 veces en México y de 3 a 6 veces en Loma Prieta. Por lo que se aprecia que el sismo de la ciudad de México es simplemente un caso extremo de varios casos que se han presentado en diferentes localidades (Dobry y Vucetic, 1987; Dobry, 1991; Seed, et al. 1988; Seed y Sun, 1989; Gazetas, et al, 1992).

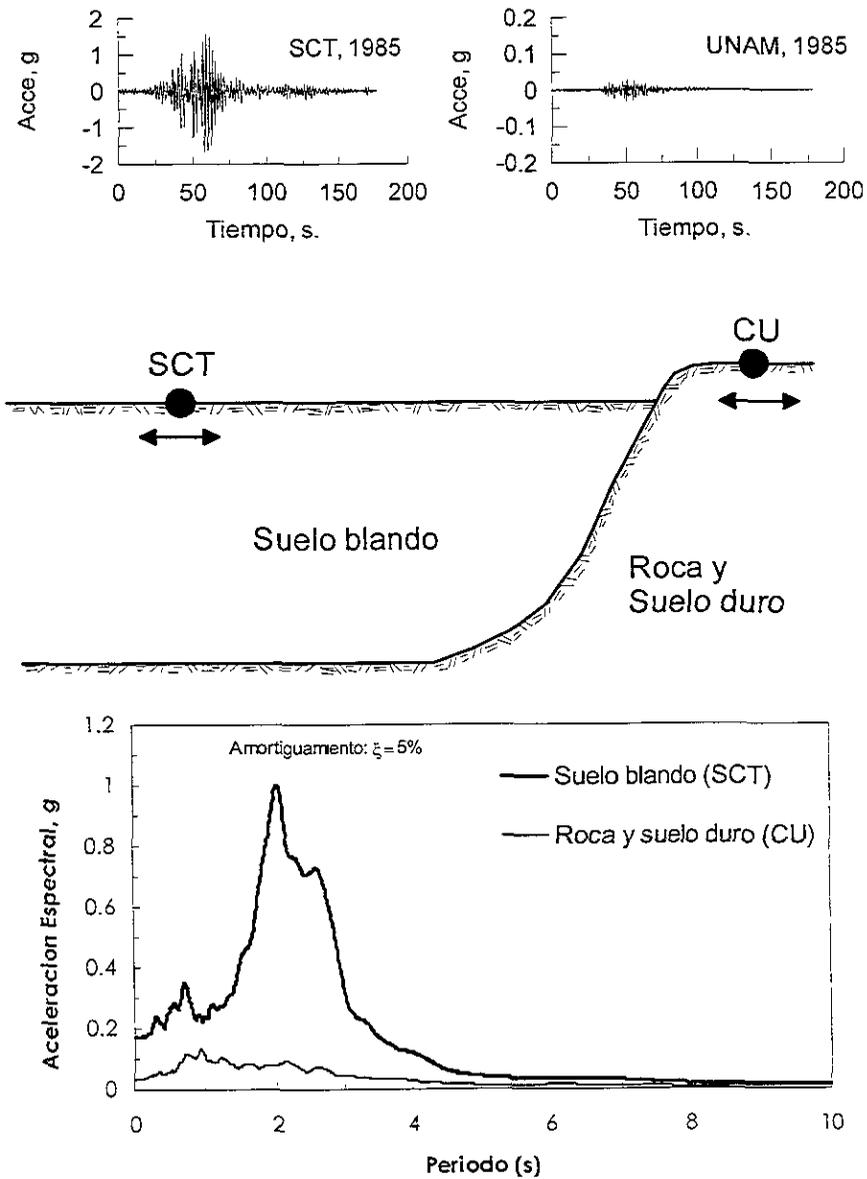


Figura 4.13. Movimientos sísmicos registrados el 19 de septiembre en los sitios SCT y CU.

4.12.

Localización y Aspectos Geotécnicos del Sitio CAO.

El sitio CAO se encuentra localizado en la ciudad de México, a 4 km aproximadamente al norte del cerro de La Estrella dentro de la zona lacustre al igual que el sitio SCT (figuras 4.8, 4.10 y 4.14).

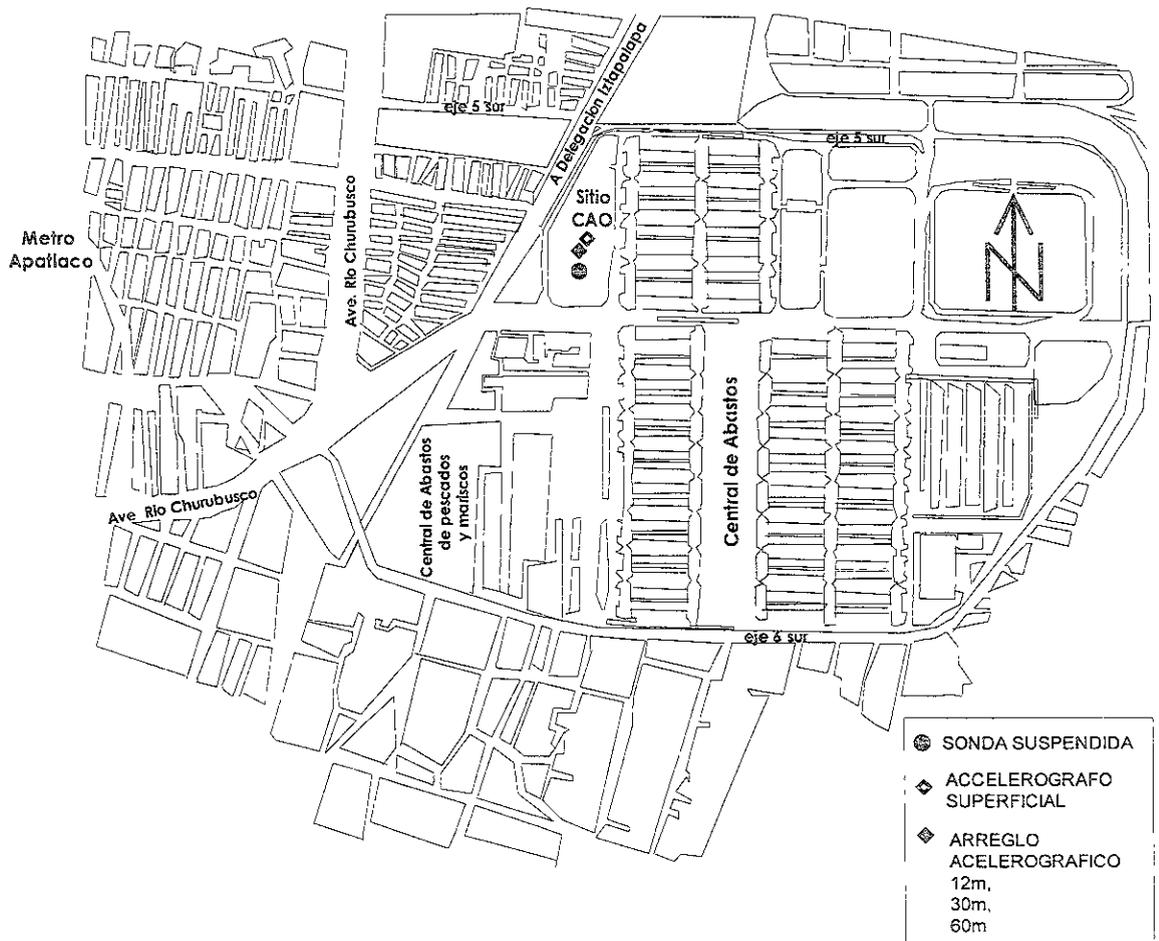


Figura 4.14. Localización detallada del sitio CAO.

Las propiedades geotécnicas del sitio CAO se presentan en la figura 4.15. En la misma figura se presenta un perfil de velocidades de ondas de cortante del suelo obtenido mediante la técnica de sonda suspendida.

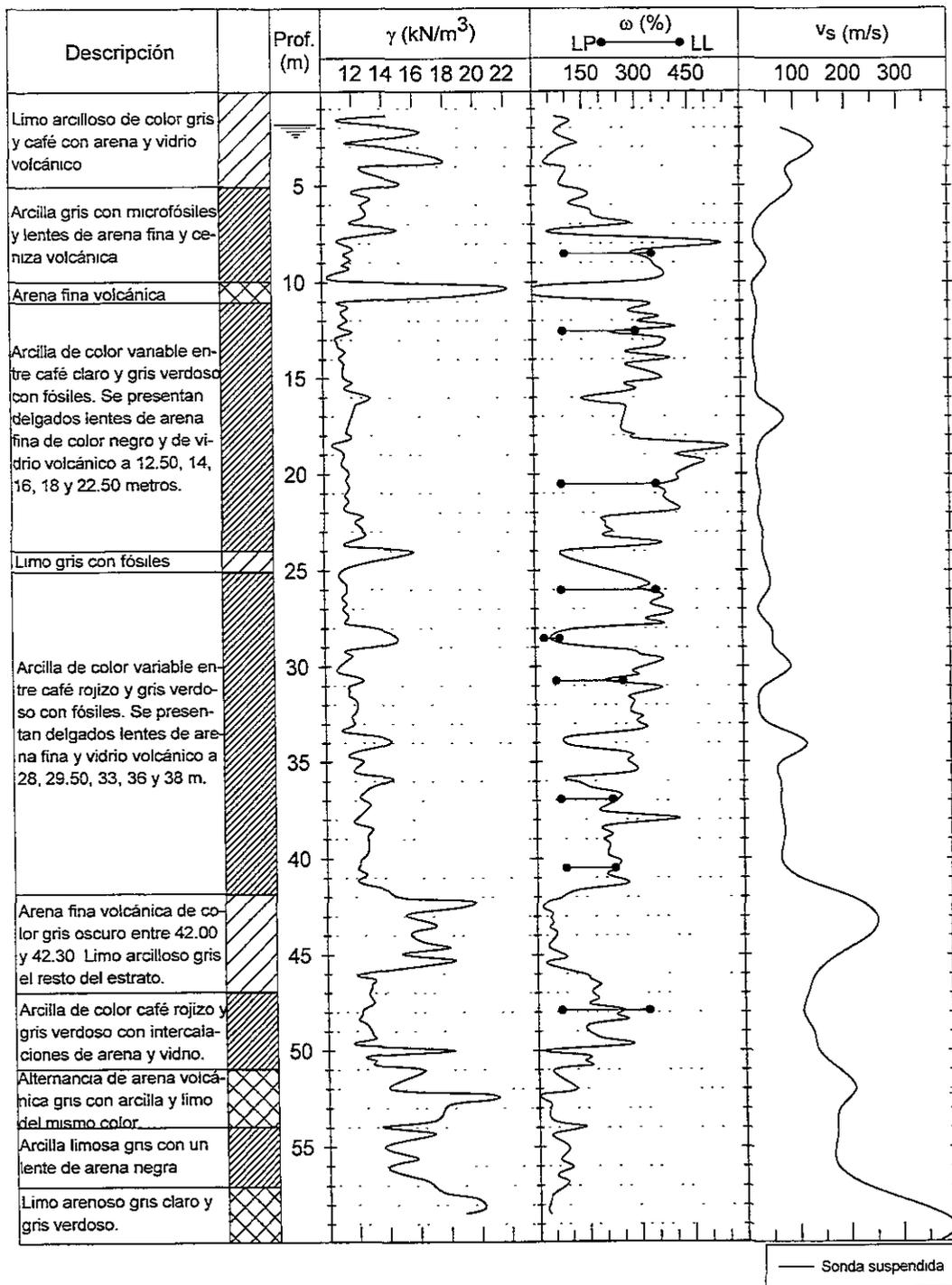


Figura 4.15. Perfil estratigráfico, propiedades índice y variación de la velocidad de ondas de cortante con la profundidad en el sitio CAO (adaptada de Jaime et al, 1987).

4.13. Localización y Aspectos Geotécnicos del Sitio EJ-15.

El edificio Jalapa se ubica en la Colonia Roma, a unos metros de la glorieta de las avenidas Insurgentes y Chapultepec (figuras 4.8, 4.10 y 4.16).

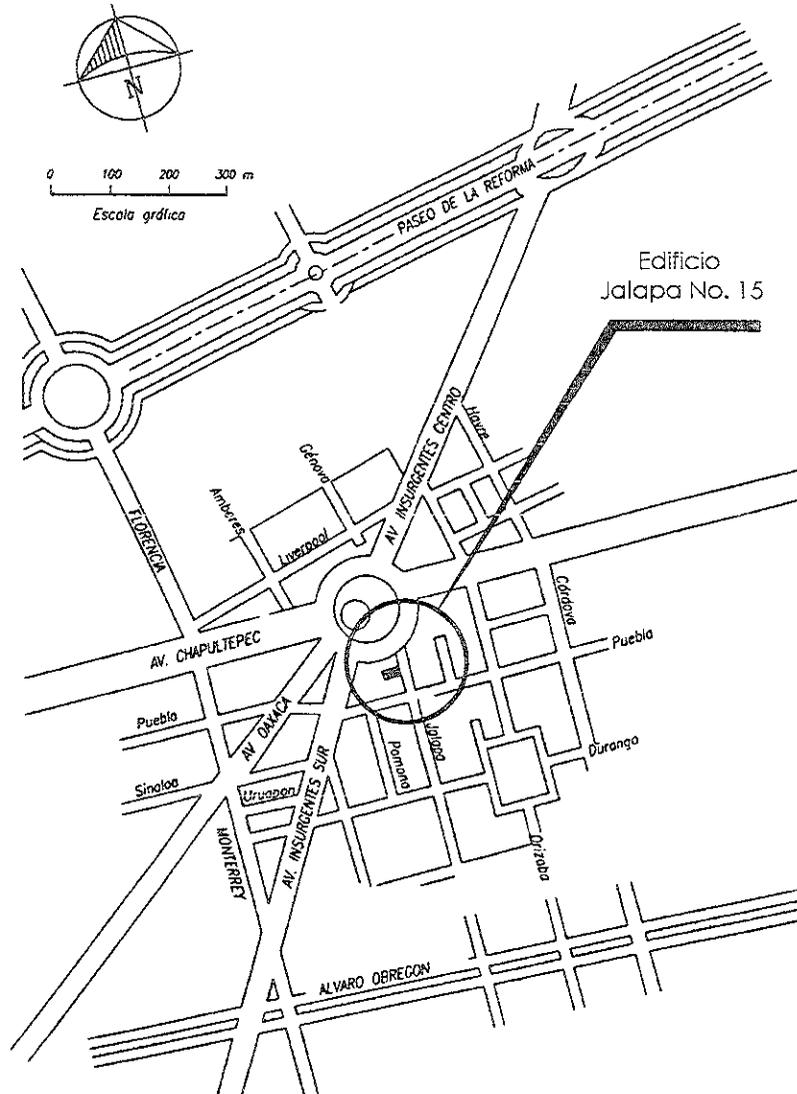


Fig.4.16 Localización detallada del sitio Edificio Jalapa, EJ-15.

En la figura 4.17 se presenta un corte estratigráfico del sitio; así mismo, se presentan resultados de dos sondeos de cono eléctrico SCE-1 y SCE-2 realizados hasta una profundidad de 42.3 m (TGC, 1992).

Las condiciones estratigráficas del sitio son las siguientes;

Los primeros cinco metros están constituidos por un relleno artificial, al que subyace un limo arcilloso con intercalaciones de arena de consistencia media a alta. La resistencia media obtenida con el cono es de 7.5 kg/cm^2 . De 5.0 a 29.5 m se encuentra una arcilla de alta compresibilidad con lentes pequeños formados por arenas, limos y cenizas volcánicas. La resistencia de cono es de 6.0 kg/cm^2 en promedio. De 29.5 a 32.5 m se encuentra una capa compuesta por limo arenoso de consistencia alta; su resistencia de cono es de 40.0 kg/cm^2 . De 32.5 a 38.5 m existe una serie arcillosa inferior que está constituida por arcilla preconsolidada con intercalaciones de arenas limosas resistentes. La preconsolidación de este estrato probablemente está asociado a la explotación del agua del subsuelo. La resistencia de cono es de 23 kg/cm^2 . Finalmente a partir de 38.5 m se encuentran los ya conocidos depósitos profundos, constituidos por arenas limosas bien graduadas de compacidad alta. La resistencia de cono es mayor a 100 kg/cm^2 , y su contenido de humedad varía entre 20 y 40%.

5

Evaluación de las Propiedades Dinámicas del Suelo en el Sitio SCT.

5.1

Descripción del Arreglo Acelerográfico.

El arreglo acelerográfico ubicado en el sitio SCT incluye cinco estaciones: dos en superficie (SCTB-1, SCTB-2) y tres localizadas a 7, 25 y 40 m de profundidad (figura 5.1). Las características de cada uno de los acelerógrafos localizadas en cada estación se presentan en la tabla V.I.

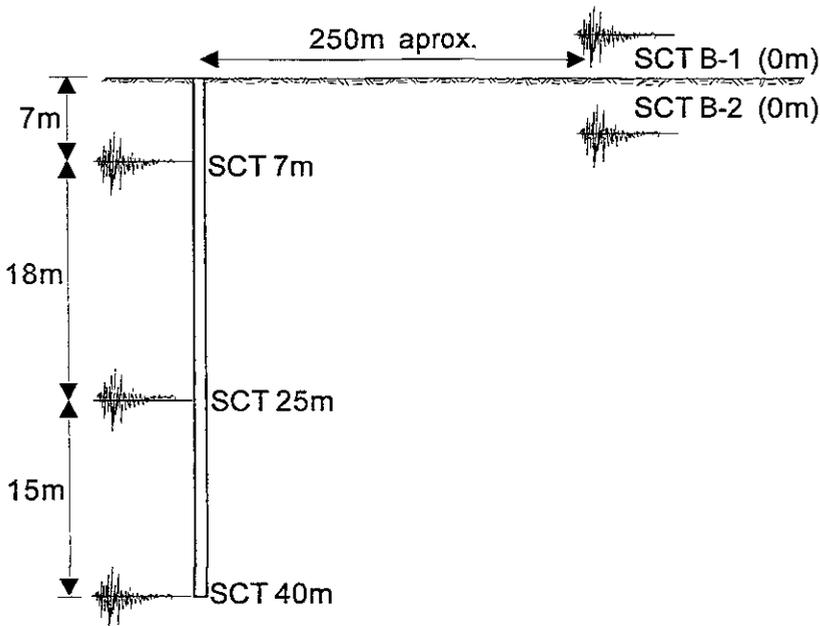


Figura 5.1. Representación del arreglo acelerográfico en el sitio SCT.

Tabla V.I. Características generales de las estaciones acelerográficas.

Estación	Lat. N	Long. W	Prof. (m)	Modelo del instrumento	Intervalo de muestreo (s)	Escala (g)	Memoria de Prevento y Posevento (s)
SCTB-1	19.393	99.147	0	DCA-333	0.01	0.5	4 15
SCTB-2	19.393	99.147	0	K2	0.005	2.0	40 20
SCT Pozo 7m	19.393	99.147	7	DCA-300	0.01	0.5	4 15
SCT Pozo 25m	19.393	99.147	25	DCA-300	0.01	0.5	4 15
SCT Pozo 40m	19.393	99.147	40	DCA-300	0.01	0.5	4 15

Debido a que la estación en superficie (SCT B-1) es administrada por el Instituto de Ingeniería (UNAM) y las estaciones a 7, 25 y 40m son administrados por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES), el tiempo entre las estaciones SCT B-1 y las estaciones en pozo no está sincronizado. Esto es porque cada institución maneja de forma independiente el tiempo de disparo de cada instrumento. Cuando se presenta este problema, al realizar un análisis a partir de los acelerogramas registrados en estas estaciones, es necesario realizar un recorte de tiempo de cada acelerograma mediante alguna técnica (por ejemplo: correlación cruzada). Al realizar dicho recorte se pretende que tanto el tiempo de la estación en superficie como el tiempo de las estaciones de pozo sea congruente.

Afortunadamente, el tiempo entre la estación SCT B-2 y las estaciones en pozo está sincronizado por lo que, en esta tesis, se consideraron los acelerogramas registrados en la estación SCT B-2 junto con los acelerogramas registrados en las estaciones a 7, 25 y 40 m de profundidad.

Así, aprovechando la sincronización de tiempo entre estas estaciones (SCTB-2 y de pozo), se realizó una decimación de las historias de aceleraciones registrados en SCTB-2 (utilizando un factor de 2) con la finalidad de que todos los datos a utilizar contaran con el mismo intervalo de muestreo (0.01 s).

Para evaluar las propiedades dinámicas en el sitio SCT, se utilizó el sismo del 15 de junio de 1999 y el del 21 de julio del 2000. En la tabla V.II. se presentan las características generales de estos sismos.

Tabla V.II. Características generales de los sismos analizados.

Evento	Fecha	Hora (GMT)	Lat. N	Long. W	Prof. (km)	Ms
1	06/15/99	20:42:071	18.180	97.510	69.0	6.5
2	07/21/00	06:13:390	18.060	99.040	16.0	5.9

Como cada estación cuenta con instrumentos triaxiales, cada evento sísmico se registra en tres direcciones (Vertical, NS y EW). En los análisis realizados en esta tesis, se consideraron solamente las componentes horizontales (NS y EW). Así, para la evaluación de las propiedades dinámicas en el sitio SCT se utilizaron cuatro historias de aceleración cuyas características específicas se muestran en la tabla V.III.

Tabla V.III. Características generales de los registros acelerográficos analizados.

Evento	Sismo m/d/año	Estación y Prof. (m)	Acel. Máx. (m/s ²)		Hora (GMT) de la primera muestra	Duración (s)
			NS	EW		
1	06/15/99	SCT B-1 0	0.30744	0.29891	20:42:57	130.53
		SCT B-2 0	0.29528	0.29331	20:42:20.81	182
		SCT 7	0.17893	0.12488	20:42:49	125
		SCT 25	0.14381	0.10898	20:42:50	266
		SCT 40	0.05817	0.03874	20:42:50	266
2	07/21/00	SCT B-1 0	0.16637	0.21238	06:13:59	82.87
		SCT B-2 0	0.15715	0.20826	06:13:49	113
		SCT 7	0.10428	0.09810	06:14:16	130
		SCT 25	0.05581	0.08642	06:14:15	143
		SCT 40	0.08936	0.07946	06:14:16	143

5.2.

Análisis realizados.

a)

Primer Análisis.

La evaluación de las propiedades dinámicas del suelo en el sitio SCT, se llevó a cabo utilizando el programa Shakeopt descrito en el capítulo tres. Tomando en cuenta lo complicado de la estratigrafía del sitio (figura 4.12), el depósito de suelo se discretizó en seis capas con las propiedades que se presentan en la tabla V.IV.

Tabla V.IV. Propiedades del suelo usadas en el primer análisis.

Número de capas	Capas (m)	Espesor (m)	Densidad Promedio (KN*s ² /m ⁴)
1	0-7	7	15.84
2	7-14	7	11.88
3	14-30	16	12.28
4	30-36	6	15.81
5	36-39	3	13.54
6	39-40	1	15.00

Asumiendo que los depósitos profundos se encuentran a 40 m de profundidad como lo muestra la figura 4.12, el sismo registrado a esta profundidad se consideró como dato de entrada y los espectros de aceleración en superficie y 7 m se compararon con aquéllos evaluados mediante el programa Shakeopt. El registro a 25 m no se consideró en los análisis realizados en el sitio SCT debido a que, los cuatro acelogramas registrados a esta profundidad, tienen demasiado ruido o simplemente no se registraron correctamente, como se muestra en la figura 5.2.

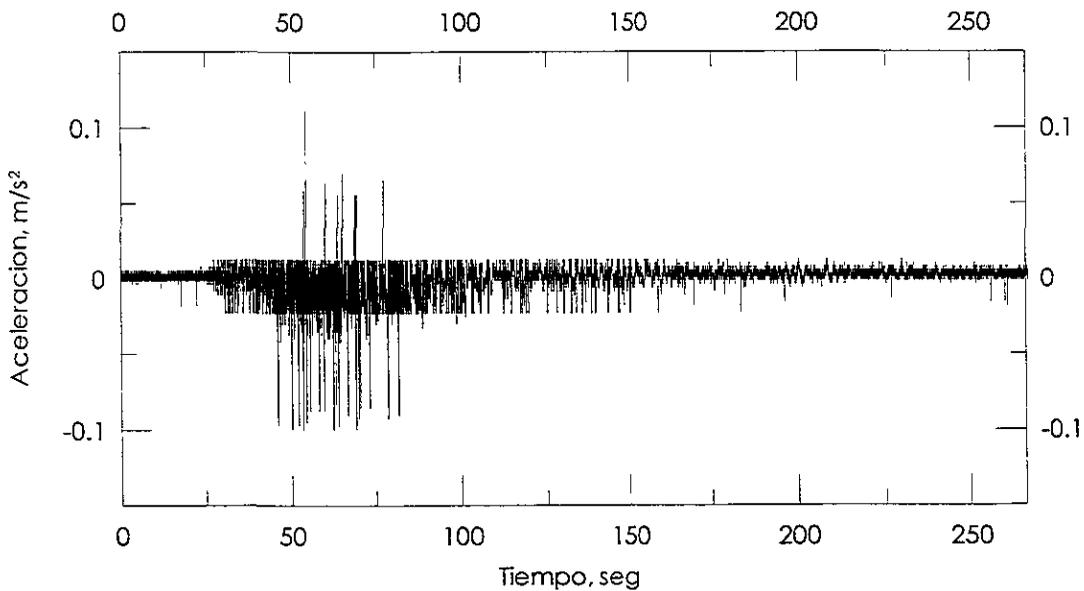


Figura 5.2. Registro acelerográfico del sismo 06/15/99 a 25m de profundidad con problemas de adquisición.

Resultados del Primer Análisis.

Los resultados obtenidos en este primer análisis se muestran en la tabla V.V. Así mismo, la comparación de los perfiles de ondas de cortante evaluados en este análisis y los perfiles de ondas de cortante obtenidos en campo usando la técnica de sonda suspendida y down-hole, respectivamente, se muestran en la figura 5.3.

Tabla V.V. Resultados obtenidos en el primer análisis.

Sismo, 06/15/99NS.

Número de capas	Relación de amortiguamiento λ (%)	Velocidad (m/s)	Módulo cortante, G (Mpa)	Vector de error (%)
1	1.000	82.23147	9.168	2.691
2	1.000	47.91984	3.113	
3	1.627	72.89970	7.205	
4	1.000	310.32110	130.558	
5	1.000	120.25024	19.604	
6	1.184	602.30022	491.823	

Sismo, 06/15/99EW.

Número de capas	Relación de amortiguamiento λ (%)	Velocidad (m/s)	Módulo cortante, G (Mpa)	Vector de error (%)
1	1.000	47.033	2.999	4.689
2	1.000	79.974	8.671	
3	2.162	77.738	8.193	
4	1.705	351.715	167.712	
5	1.000	62.416	5.282	
6	1.441	601.216	490.053	

Sismo, 07/21/00NS.

Número de capas	Relación de amortiguamiento λ (%)	Velocidad (m/s)	Módulo cortante, G (Mpa)	Vector de error (%)
1	2.000	79.444	8.807	0.48944
2	1.144	53.384	3.843	
3	2.896	83.223	9.484	
4	7.449	499.619	338.041	
5	2.000	195.918	48.085	
6	2.000	562.796	429.034	

Sismo, 07/21/00EW.

Número de capas	Relación de amortiguamiento λ (%)	Velocidad (m/s)	Módulo cortante, G (Mpa)	Vector de error (%)
1	2.000	65.419	5.790	1.12003
2	9.879	33.147	1.492	
3	2.000	134.004	24.324	
4	2.000	528.916	378.958	
5	2.000	256.875	89.384	
6	2.000	587.868	468.142	

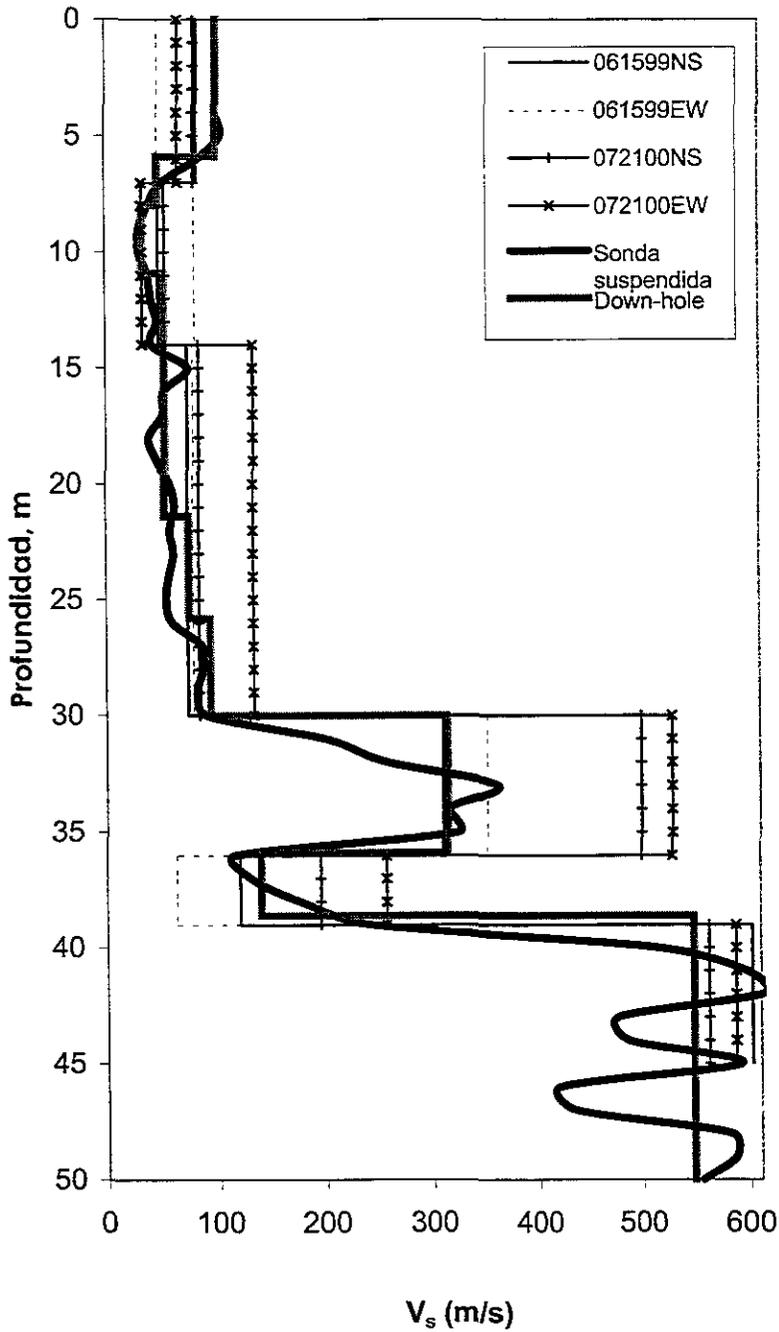


Figura 5.3. Comparación de perfiles de ondas de cortante evaluados en el primer análisis (shakeopt) con los obtenidos usando las técnicas de campo sonda suspendida y down-hole.

b)
Segundo Análisis.

Este análisis se realizó utilizando el programa Shakeopt considerando una función que toma en cuenta la variación de la velocidad de ondas de cortante con la profundidad (ecuación 3.98).

$$V = V_0 + V_z \left(\frac{z}{Z} \right)^B \quad 1 \leq B \leq 3$$

Resultados del Segundo Análisis.

Los resultados obtenidos en el segundo análisis se muestran en la tabla V.VI.

Tabla V.VI. Resultados obtenidos en el segundo análisis.

Evento	Ace. Pico m/s ²	λ (%)	V ₀	V _z	B	Vector de error (%)
061599NS	0.29528	1.82	70.164	205.755	9.503	4.446
061599EW	0.29331	2.72	44.943	173.606	3.364	5.488
072100NS	0.15715	4.32	88.269	152.920	8.308	1.575
072100EW	0.20826	7.02	65.747	179.755	2.686	2.203

La comparación de los resultados de velocidad de ondas de cortante se muestra en la figura 5.4.

c)
Tercer Análisis.

Este análisis se realizó utilizando el programa Sbeam que también considera la función donde se incluye la variación de la velocidad de ondas de cortante con la profundidad (ecuación 3.98).

Como se mencionó en el capítulo tres, el programa Sbeam evalúa el amortiguamiento de Rayleigh. Por lo que conociendo los factores de proporcionalidad A_m y A_k calculados directamente del programa Sbeam, podemos utilizar la ecuación 3.109 para conocer la relación de amortiguamiento en función de la frecuencia:

$$\lambda = \frac{A_m}{4 \pi f} + A_k \pi f$$

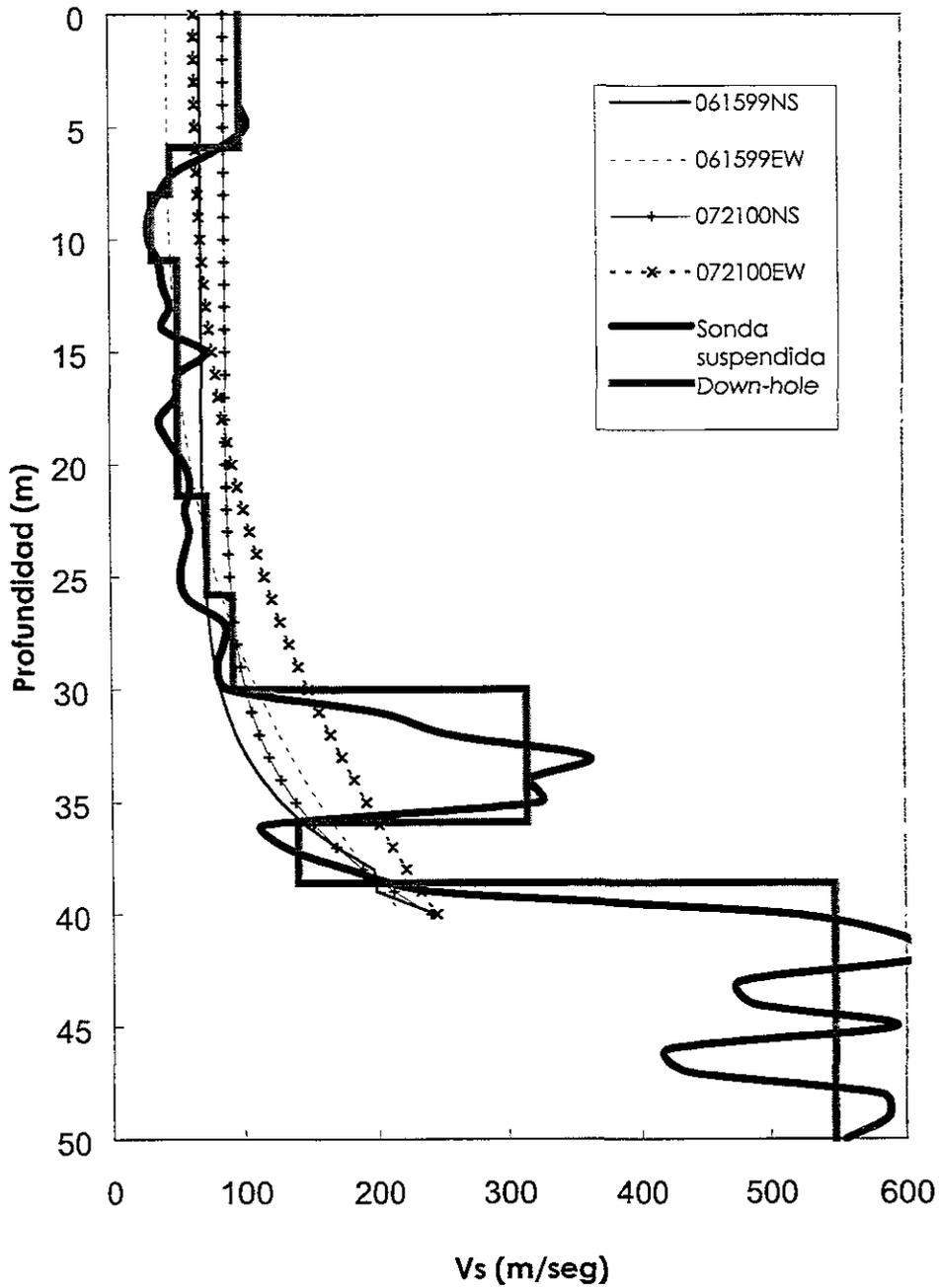


Figura 5.4. Comparación de perfiles de ondas de cortante evaluados en el segundo análisis (Shakeopt), con los obtenidos usando las técnicas de campo sonda suspendida y down-hole.

Resultados del Tercer Análisis.

Los resultados obtenidos mediante el tercer análisis, se muestran en la tabla V.VII y en la figura 5.5.

Tabla V.VII. Resultados obtenidos en el tercer análisis.

Evento	Ace. Pico m/s ²	A _m	A _k	V ₀ m/s	V _z m/s	B	Vector de error (%)
061599NS	0.29528	0.102	0.001	67.556	278.999	9.420	4.503
061599EW	0.29331	0.103	0.004	45.568	178.974	3.337	5.530
072100NS	0.15715	0.312	0.0044	77.800	299.093	8.336	2.158
072100EW	0.20826	0.500	0.0024	71.652	507.635	10.906	1.634

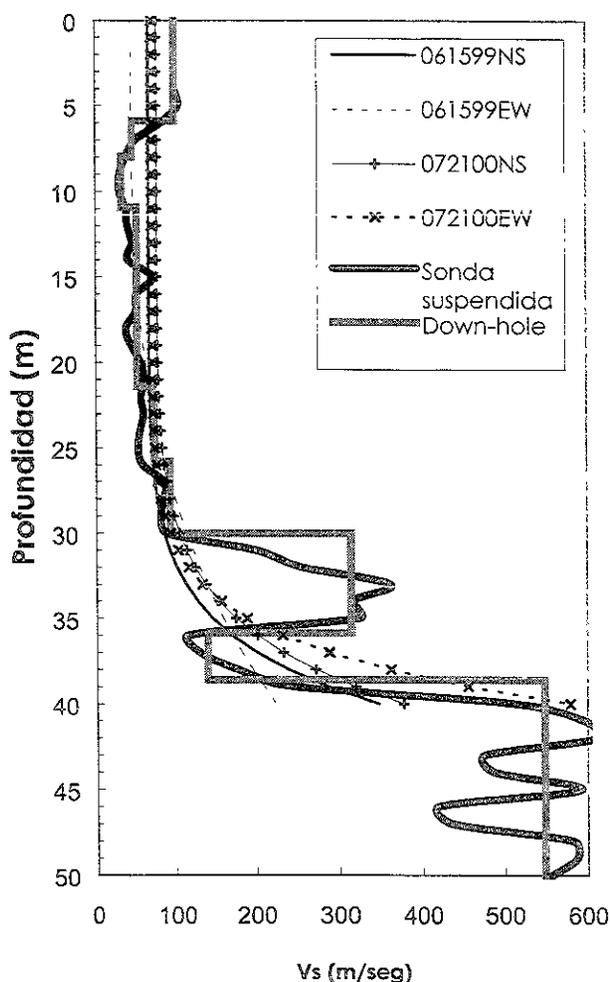


Figura 5.5. Comparación de perfiles de ondas de cortante evaluados en el tercer análisis (sbeam), con los obtenidos usando las técnicas de campo sonda suspendida y down-hole.

5.3. Comparación de resultados

En las figuras 5.6a y 5.6b se presentan los valores de la relación de amortiguamiento obtenidos en los tres análisis. En estas figuras, el primer análisis se representa utilizando el número 1 después de la identificación del sismo (refiriéndonos al primer análisis usando 6 capas con shakeopt), el número 2 después de la identificación del sismo (refiriéndose al segundo análisis usando Shakeopt y la ecuación 3.98) y finalmente el número 3 después de la identificación del sismo (refiriéndose a los resultados obtenidos utilizando el programa Sbeam usando la ecuación 3.98).

Para realizar la comparación de los valores de la relación de amortiguamiento obtenidos con los programas Sbeam y Shakeopt, los resultados evaluados con Shakeopt se graficaron en un intervalo de frecuencias de 0.3 a 0.7Hz con la finalidad de tener en cuenta la frecuencia fundamental del depósito de suelo, 0.5Hz (ver figuras 5.6a y 5.6b). En la figura 5.6a se graficaron los resultados obtenidos en los tres análisis a partir del sismo 06/15/99. Como se observa, para la frecuencia de 0.5Hz los tres análisis proporcionan resultados similares, una relación de amortiguamiento del orden de 1.13 a 2.72%.

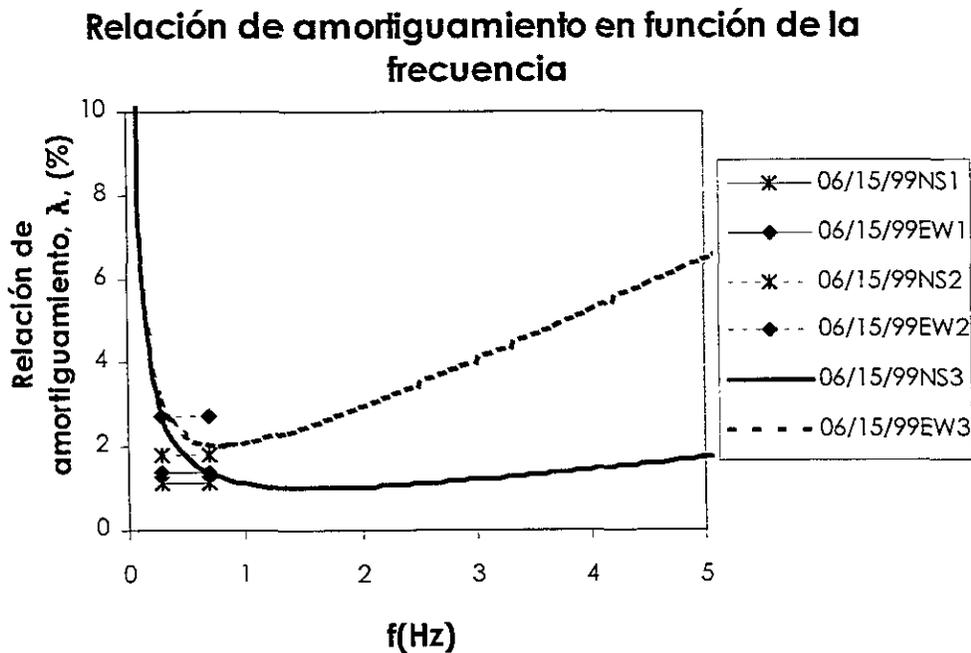


Figura 5.6a. Comparación de la relación de amortiguamiento evaluada en los tres análisis, sismo 06/15/99.

Por otra parte se graficaron los resultados de la relación de amortiguamiento obtenidos en los tres análisis usando el sismo 07/21/00 (ver figura, 5.6b). En esta figura podemos observar que en el primer análisis se obtiene un valor menor (3%) en comparación con los otros, ya que la relación de amortiguamiento proporcionada por el segundo y tercer análisis está entre 4.32 y 7.02%.

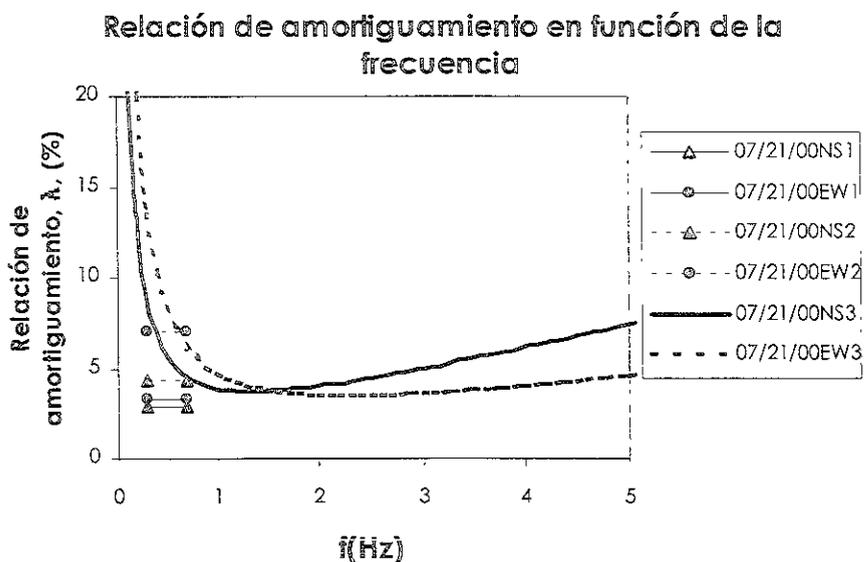


Figura 5.6b. Comparación de la relación de amortiguamiento evaluada en los tres análisis, sismo 07/21/00.

Observando los resultados de los tres análisis, en particular los valores del vector de error, (ver últimas columnas de las tablas V.V., V.VI y V.VII) se puede concluir que el menor valor total del vector de error, se obtuvo en el primer análisis utilizando el programa shakeopt (discretizando el depósito en 6 capas). Es por ello que a continuación (figuras 5.7, 5.9, 5.11 y 5.13), se muestran los espectros de respuesta de los eventos sísmicos utilizados, así como la comparación de los espectros de respuesta de los eventos sísmicos registrados en superficie y a 7 m de profundidad con los espectros de aceleración evaluados con el primer análisis (shakeopt con 6 capas). Todos los espectros de respuesta, se obtienen para un amortiguamiento, $\zeta = 5\%$.

Así mismo, en las figuras 5.8, 5.10 y 5.12 se presentan las comparaciones entre los perfiles de velocidad de ondas de cortante optimados con los obtenidos, la cual es satisfactoria. En todos los casos las velocidades calculadas con el método inverso envuelven al perfil de velocidades medidas con sonda suspendida y down-hole.

Finalmente, en la figura 5.15 se comparan los acelerogramas registrados y calculados en la superficie del terreno y a 7 m de profundidad. La concordancia, difícil de lograr para historias de aceleraciones, es satisfactoria. Esto demuestra la capacidad del método, para evaluar las respuestas de los depósitos de suelo blando estratificado.

Sismo, 06/15/99NS.

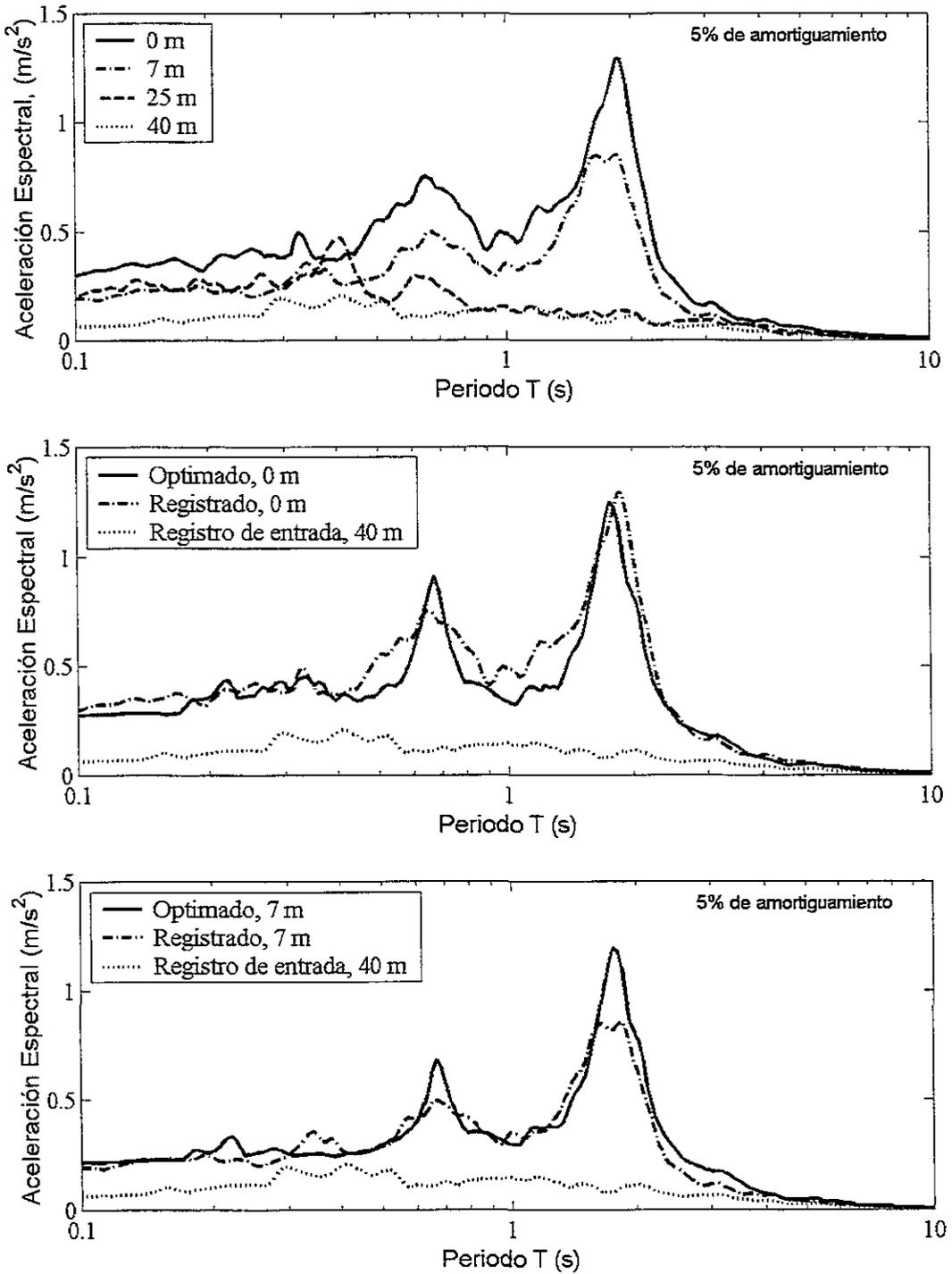


Figura 5.7. Espectro de aceleraciones registradas en el sitio SCT, y comparación con los optimados en superficie y a 7 m de profundidad, sismo 06/15/99NS.

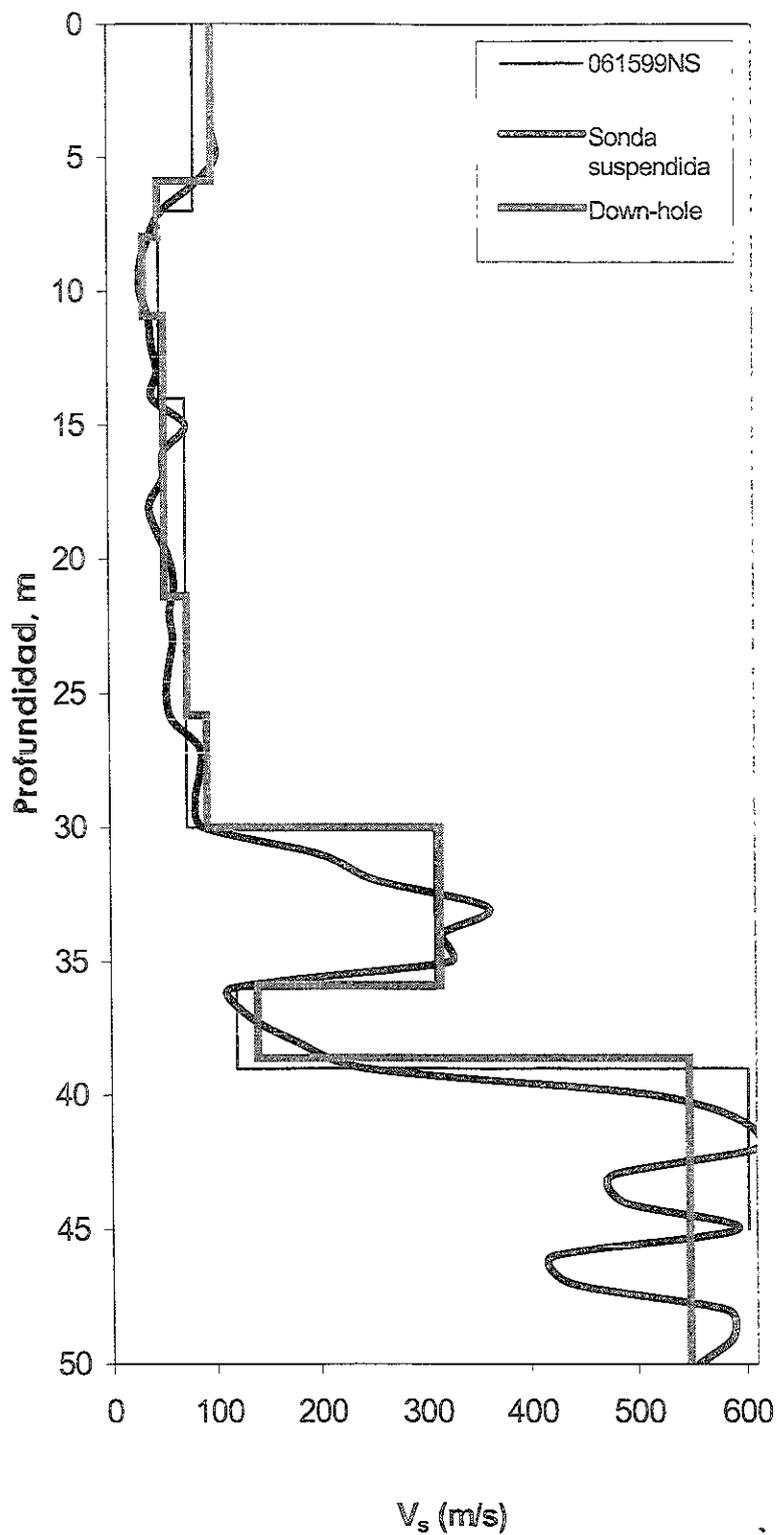


Figura 5.8. Comparación de perfiles de ondas de cortante evaluados en el primer análisis (shakeopt) con los obtenidos usando las técnicas de campo sonda suspendida y down-hole.

Sismo, 06/15/99EW.

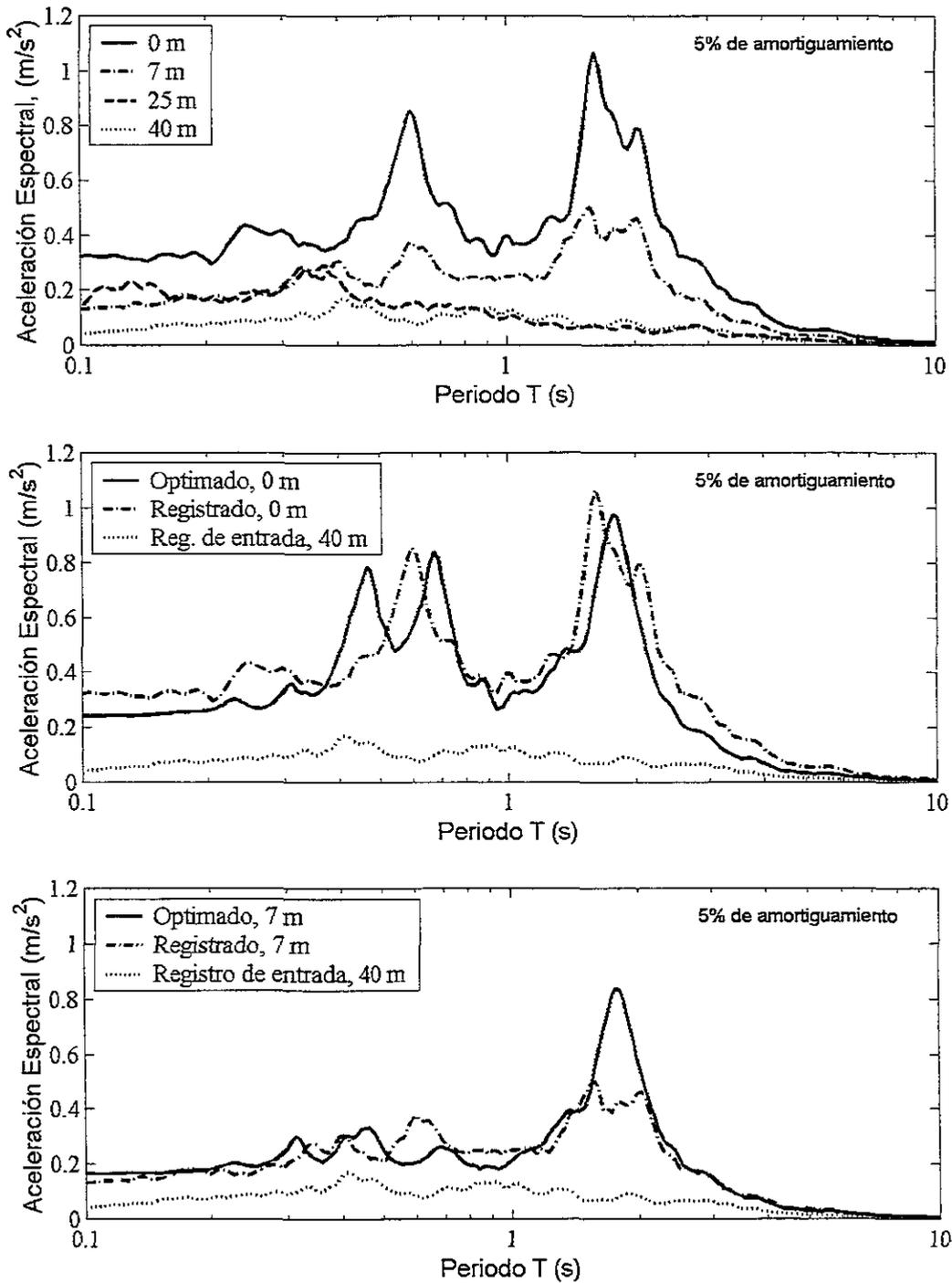


Figura 5.9 Espectro de aceleraciones registradas en el sitio SCT, y comparación con los optimados en superficie y a 7 m de profundidad, sismo 06/15/99EW

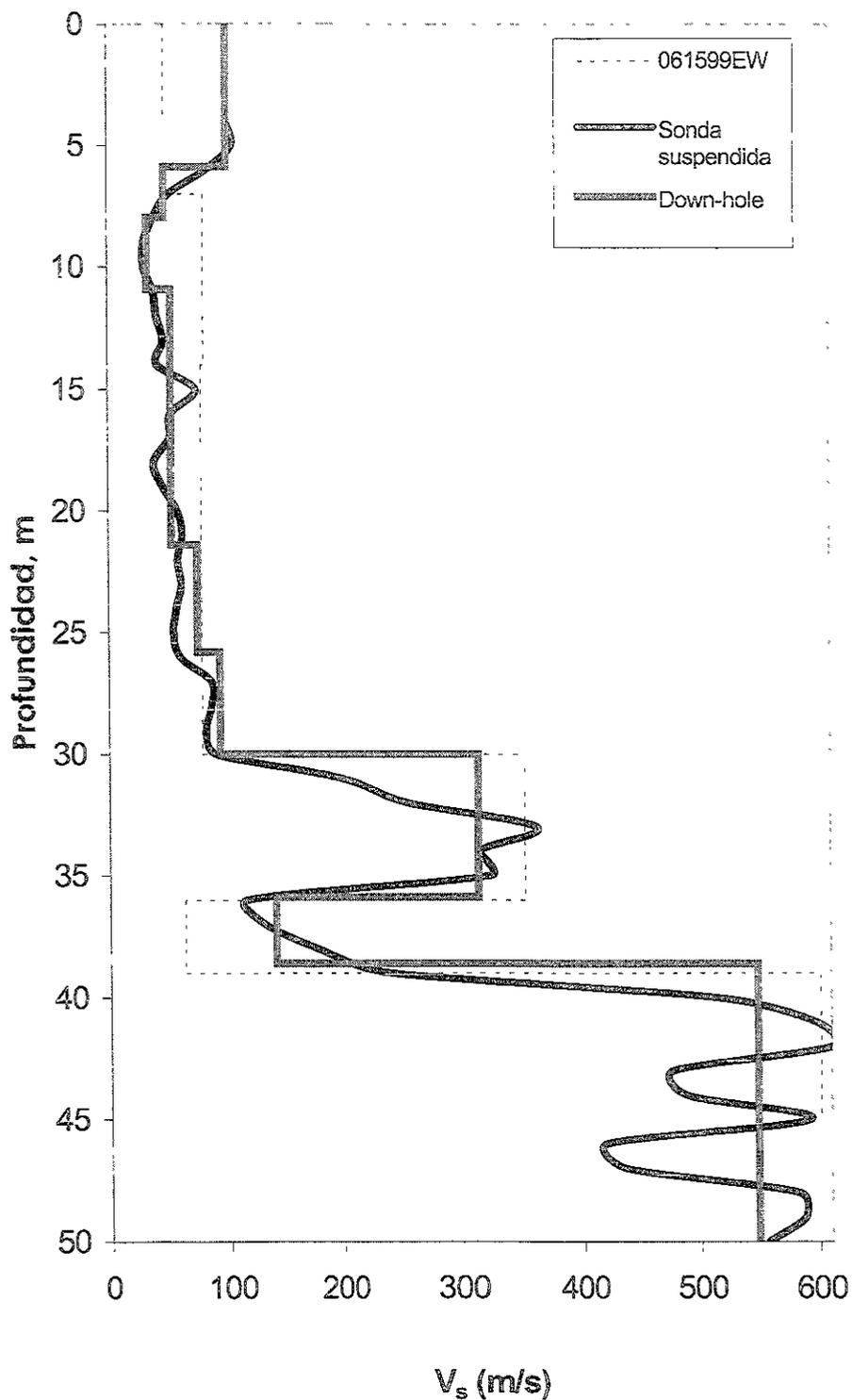


Figura 5.10. Comparación de perfiles de ondas de cortante evaluados en el primer análisis (shakeopt) con los obtenidos usando las técnicas de campo sonda suspendida y down-hole.

Sismo, 07/21/00NS

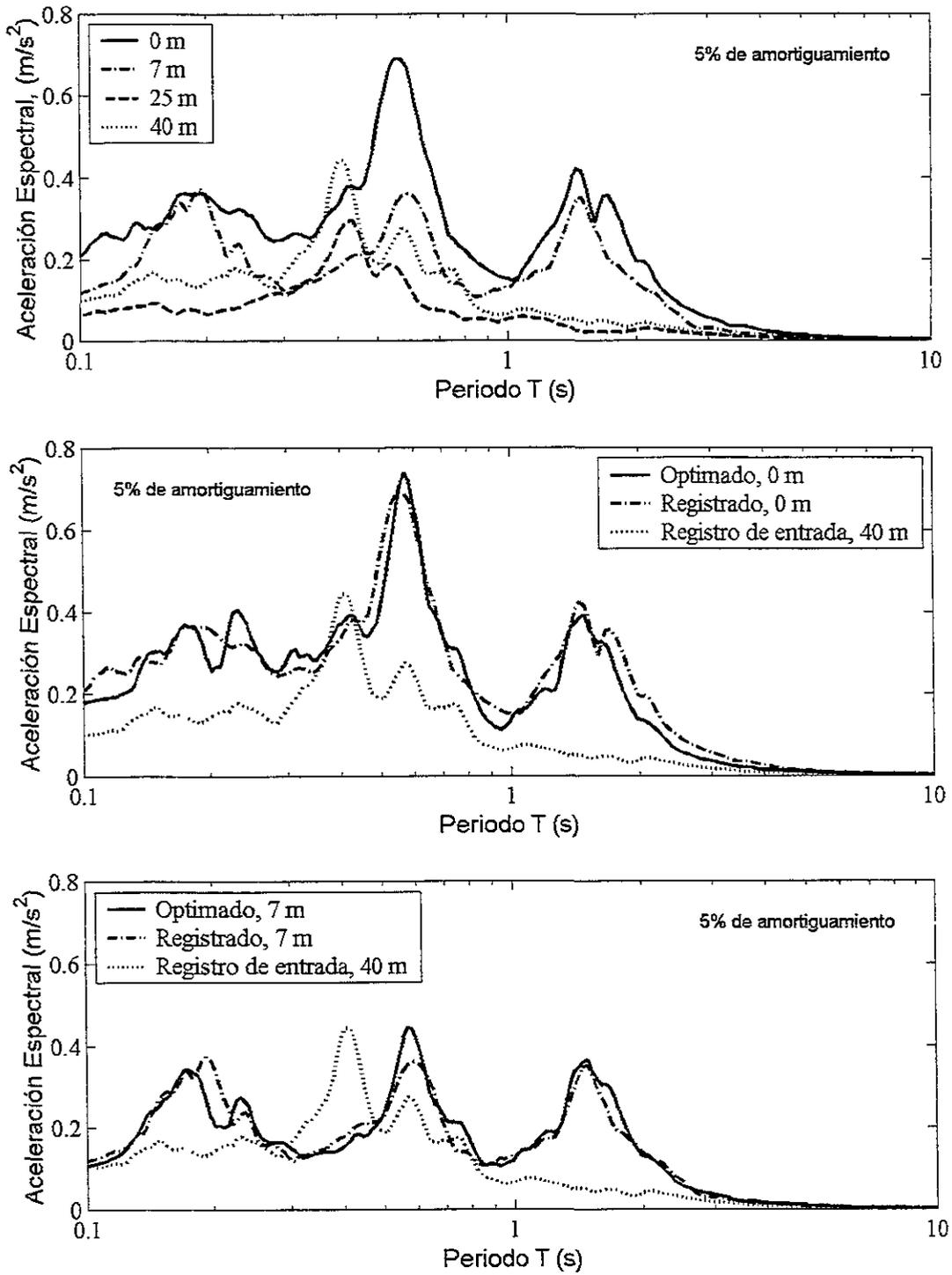


Figura 5.11. Espectro de aceleraciones registradas en el sitio SCT, y comparación con los optimados en superficie y a 7 m de profundidad, sismo 07/21/00NS

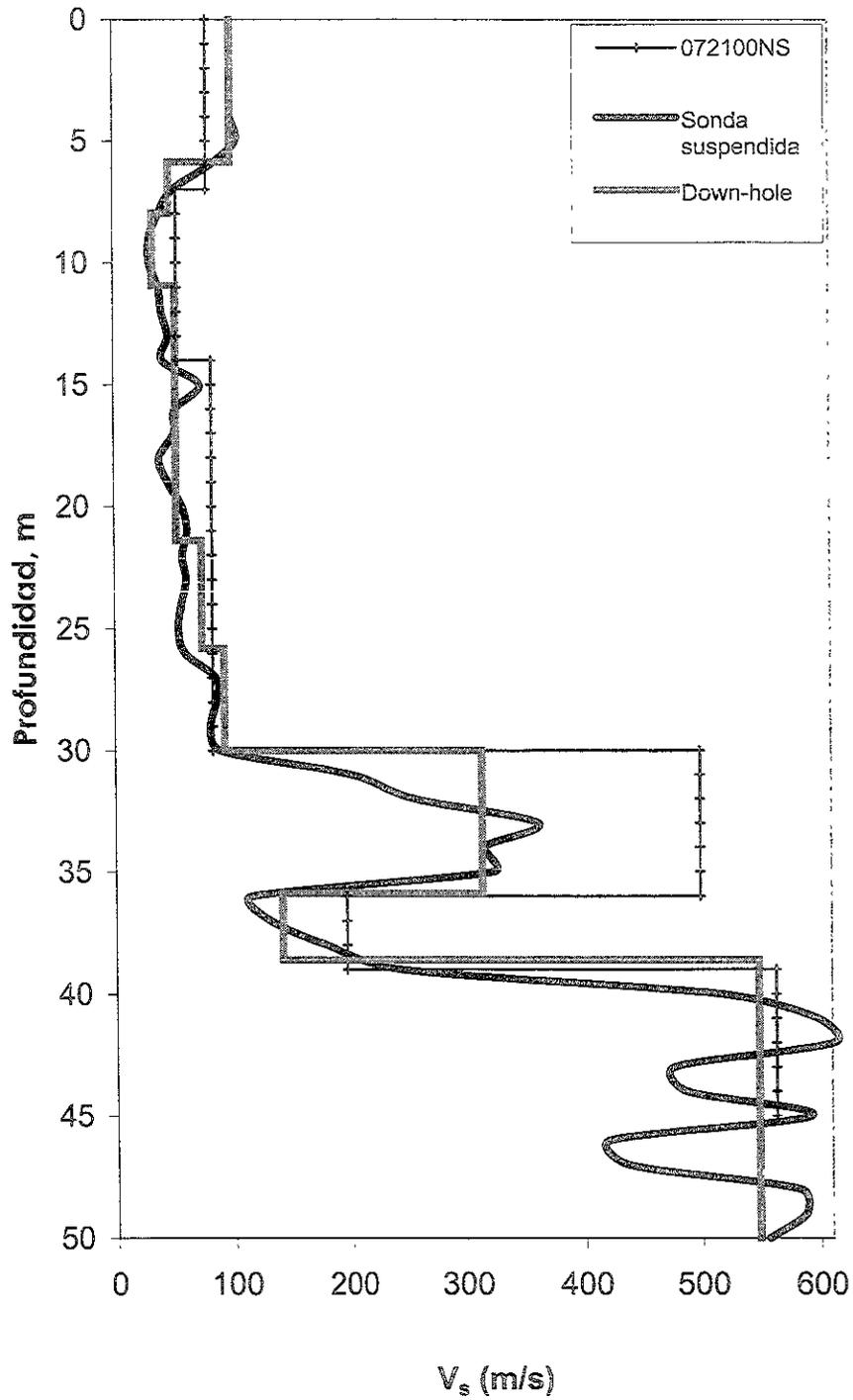


Figura 5.12. Comparación de perfiles de ondas de cortante evaluados en el primer análisis (shakeopt) con los obtenidos usando las técnicas de campo sonda suspendida y down-hole.

Sismo, 07/21/00EW

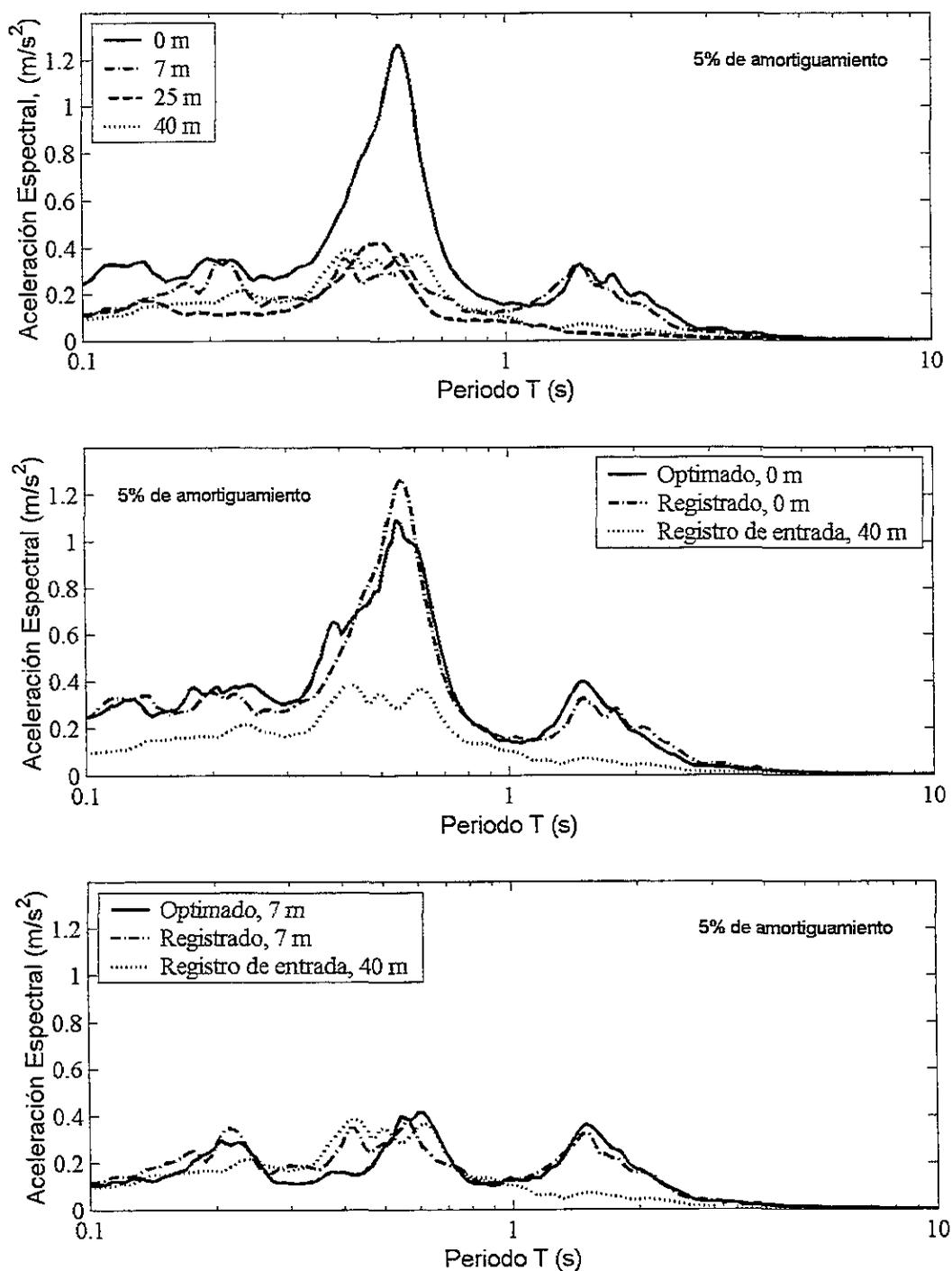


Figura 5.13. Espectro de aceleraciones registradas en el sitio SCT, y comparación con los optimados en superficie y a 7 m de profundidad, sismo 07/21/00EW

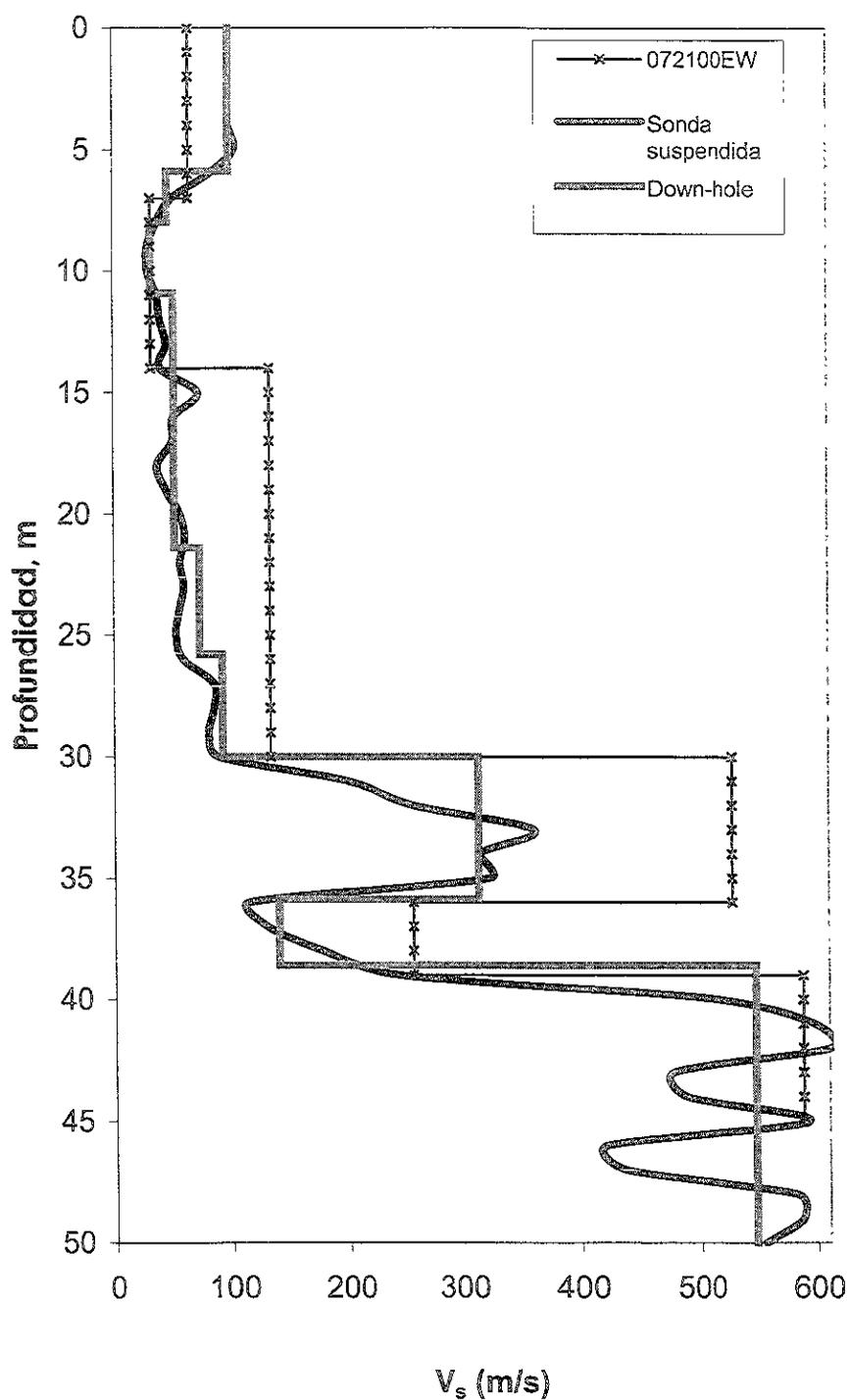


Figura 5.14. Comparación de perfiles de ondas de cortante evaluados en el primer análisis (shakeopt) con los obtenidos usando las técnicas de campo; sonda suspendida y down-hole.

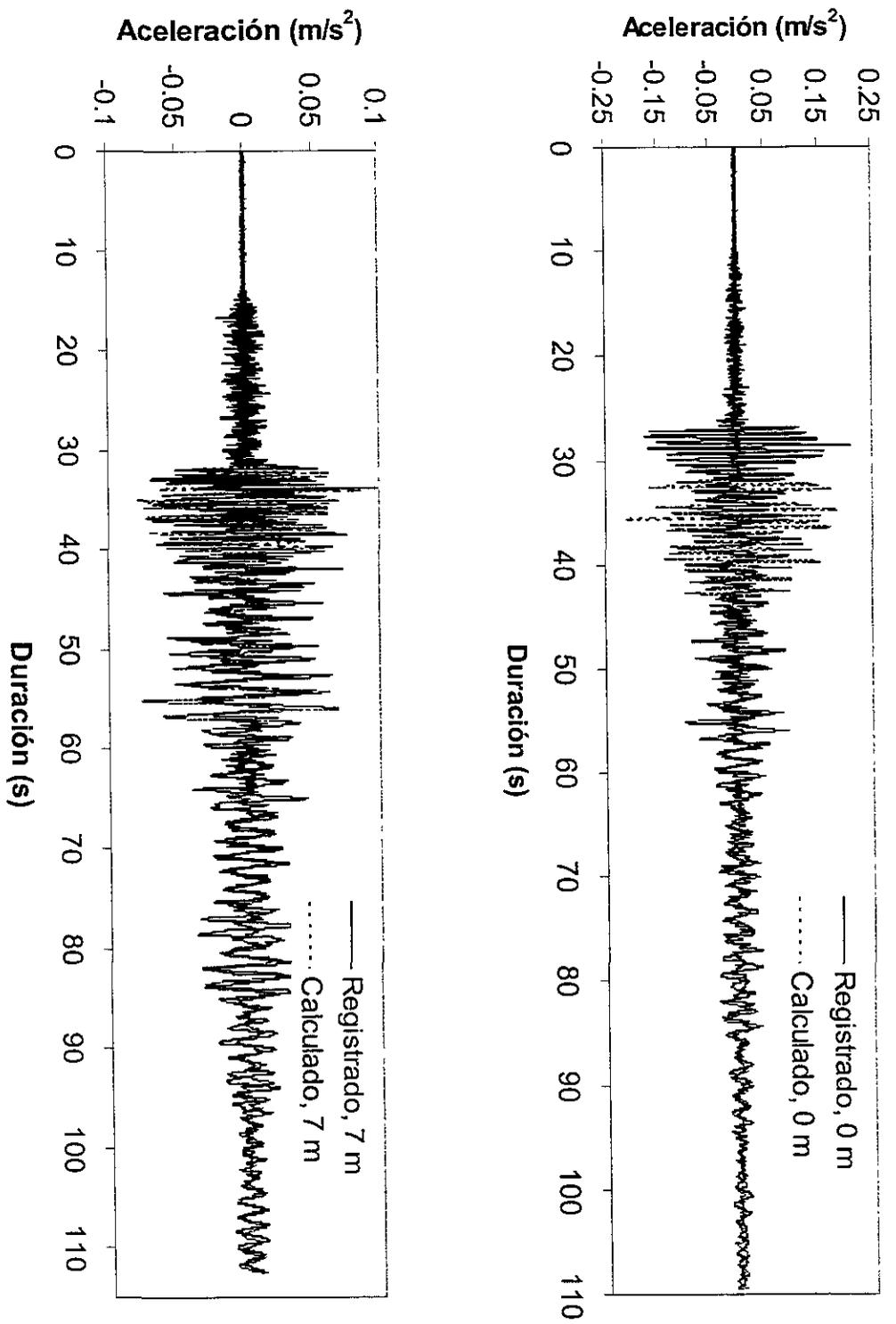


Figura 5.15. Comparación entre historias de aceleración; a) a 0 m de profundidad y b) a 7 m de profundidad, sismo 07/21/00EW.

A partir de cada ciclo histerético se obtuvieron las deformaciones máximas que varían de 0.002 a 0.075% dependiendo de la profundidad (ver tabla V.III). Con la ayuda de éstas y el uso de las curvas típicas esfuerzo-deformación y relación de amortiguamiento-deformación obtenidas mediante resultados de pruebas de laboratorio y modelos analíticos, Romo (1991), se realizó la comparación con los datos obtenidos en este sitio mediante la técnica de identificación de sistemas (figuras 5.16 y 5.17). En estas figuras, se puede observar que los valores de la relación de amortiguamiento son consistentes, variando del orden de 1.0 a 7.5% en el intervalo de deformaciones angulares mostrado y que algunos de los resultados calculados están por arriba del límite superior de la banda experimental para la arcilla del valle de México.

Tabla V.III. Deformaciones cortantes máximas obtenidas, (%).

Evento	3.5m	10.5m	22m	33m	37.5m	40m
06/15/99NS	0.01	0.058	0.05	0.007	0.025	0.005
06/15/99EW	0.02	0.025	0.04	0.002	0.08	0.002
07/21/00NS	0.01	0.035	0.01	0.013	0.018	0.002
07/21/00EW	0.01	0.075	0.018	0.002	0.004	0.002

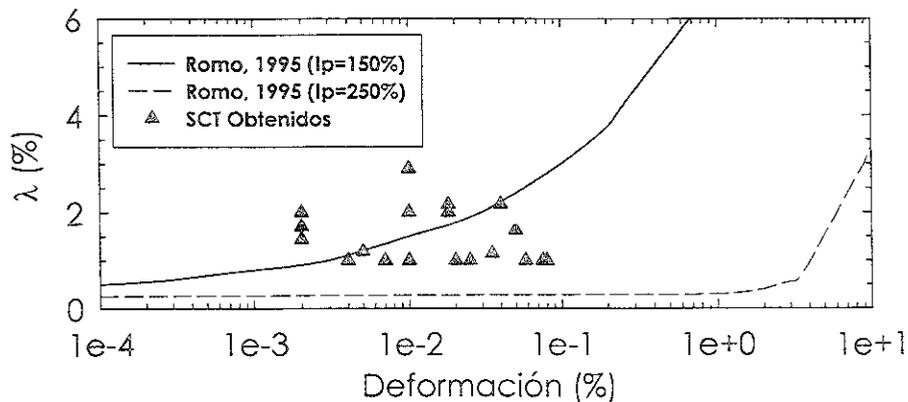


Figura 5.16. Relación de amortiguamiento en función de la deformación cortante.

Por otra parte, con base en la gráfica de G/G_{max} en función de la deformación (figura 5.17), se concluye que los sismos aquí utilizados inducen deformaciones pequeñas, siempre dentro del intervalo lineal, lo que valida la hipótesis adoptada inicialmente.

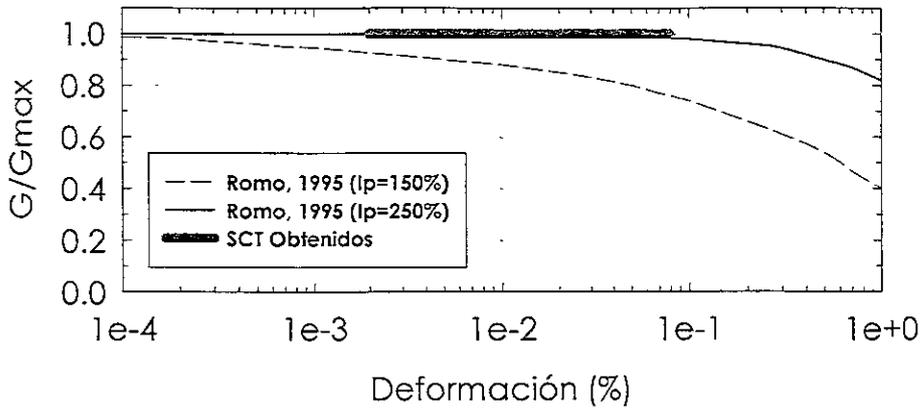


Figura 5.17. Relación del Módulo de rigidez al cortante normalizado en función de la deformación cortante.

5.4.

Análisis y Discusión de Resultados.

Como la solución de los programas utilizados converge hasta un valor de error por debajo de un 10% (ecuación 2.16). Para la discusión de resultados se consideró un criterio basado en el valor del vector de error. Para valores entre 0 y 1% los resultados son excelentes, para valores entre 1 y 2% los resultados son satisfactorios, y finalmente para resultados mayores de 2% los resultados son regulares.

Con los resultados mostrados en las secciones anteriores, se llega a las siguientes conclusiones:

Las respuestas espectrales de aceleración obtenidas utilizando la discretización del depósito en seis capas (primer análisis), en algunos casos dan aproximaciones aceptables y en otros no.

Las respuestas espectrales obtenidas a 0 m (figuras 5.7 y 5.9) utilizando los sismos 06/15/99NS y 06/15/99EW se aproximan muy bien con las respuestas espectrales registradas. Sin embargo, en la respuesta espectral a 7 m (figuras 5.7 y 5.9) aparece un gran pico en el periodo de 1.7s aproximadamente, lo que incrementa el vector de error que es de 2.691 y 4.664% (ver tabla V.V). Es obvio que una aproximación inadecuada en los espectros de respuesta hace que las historias de aceleraciones no tengan una buena aproximación.

Por otra parte, observando las figuras 5.11 y 5.13 (respuesta evaluada usando los sismos 07/21/00NS y 07/21/00EW), se aprecia una muy buena aproximación entre los espectros de respuesta calculados y

experimentales. Esto se manifiesta directamente en los valores de error obtenidos, que son de solamente 0.48946 y 1.12% (tabla V.V).

Con respecto a los perfiles de velocidad de ondas de cortante calculados utilizando los tres primeros registros (06/15/99NS, 06/15/99EW y 07/21/00NS), éstos presentan una muy buena aproximación en comparación con los perfiles obtenidos mediante las técnicas de sonda suspendida y down-Hole (ver figuras 5.8, 5.10 y 5.12).

En cuanto al perfil de velocidad de ondas de cortante obtenido usando el último registro (07/21/00EW), éste presenta un gran incremento en la velocidad de ondas de cortante en las capas tres y cuatro aumentando notablemente el valor del módulo de rigidez al cortante del suelo (ver figura 5.14).

Por otra parte, el valor calculado de relación de amortiguamiento (figura 5.6) es del orden de 1 al 8 % para el sitio SCT considerando una frecuencia fundamental del depósito de 0.5 Hz aproximadamente. De esta figura podemos concluir que la relación de amortiguamiento evaluada mediante los tres análisis permanece en el intervalo mencionado, es decir los resultados utilizando ambos programas son muy similares.

En la figura 5.15, se presenta la comparación de las historias de aceleración obtenida a partir del registro del 07/21/00EW. Como se puede apreciar, en las aceleraciones en superficie (0 m), dentro del intervalo de 27 a 31s no existe ajuste entre datos, lo cual se deduce directamente a partir del pico del espectro de respuesta para un periodo de 0.56 en el cual tampoco existe buena aproximación debido a que el pico del espectro calculado está por debajo del espectro de respuesta registrado. En contraste, la comparación entre historias de aceleración a 7 m de profundidad es muy buena, lo cual se observa directamente en los espectros de respuesta de estos acelerogramas.

Cabe señalar que las respuestas espectrales e historias de aceleración calculadas utilizando el segundo y tercer análisis son muy similares a las presentadas anteriormente, concluyendo que la consideración de la variación del módulo de rigidez con la profundidad (ecuación 3.98) adoptada en los modelos, parece ser adecuada para la evaluación de los parámetros dinámicos en el sitio SCT.

Desafortunadamente, en el sitio SCT no se tiene un plan que permita mantener a los acelerógrafos en buenas condiciones ya que por saturación en la memoria de éstos, no se han registrado sismos importantes ocurridos después del sismo de 1985 y que serían de gran utilidad para realizar otros análisis. Es por ello, que para este sitio solamente se utilizaron dos sismos con los que se obtienen los resultados menos satisfactorios de esta tesis.

6.

Evaluación de las Propiedades Dinámicas del Suelo en el Sitio Central de Abasto Oficinas.

6.1

Descripción del Arreglo Acelerográfico.

El arreglo de pozo vertical ubicado en el sitio CAO, incluye una estación superficial y tres más localizados a 12, 30 y 60 m de profundidad (figura 6.1). Al igual que el sitio SCT, la estación superficial en CAO es administrada por el Instituto de Ingeniería (UNAM) y los instrumentos en el pozo por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES). Las dos estaciones funcionan independientemente, por lo que el tiempo de disparo de los acelerógrafos en el pozo no está sincronizado con el acelerógrafo superficial.

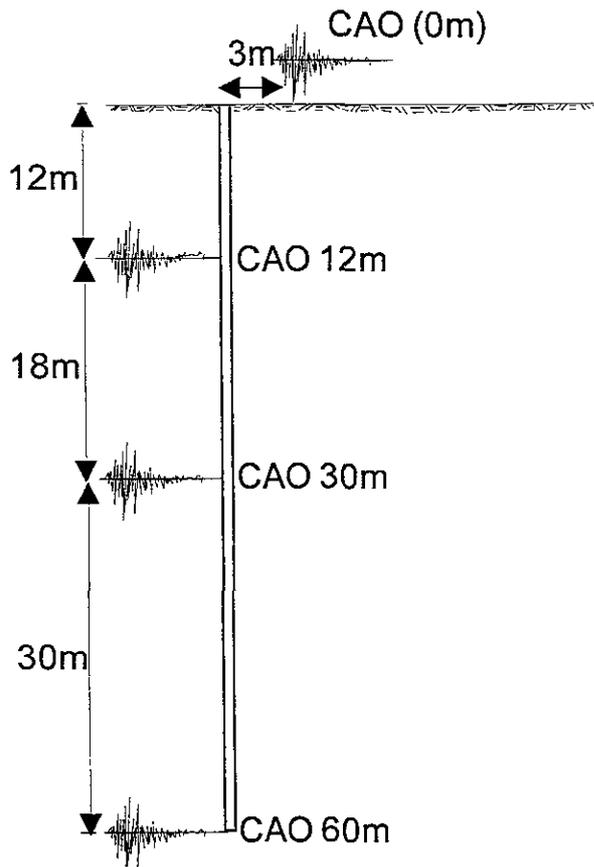


Figura 6.1 Representación del arreglo acelerográfico en el sitio CAO.

Las características de cada una de las estaciones localizadas en el sitio CAO se presentan en la tabla VI.I.

Tabla VI.I. Características generales de las estaciones acelerográficas en el sitio CAO.

Estacion	Lat. N	Long.W	Prof. (m)	Modelo del instrumento	Intervalo de muestreo (s)	Escala (g)	Memoria de Prevento y Posevento (s)
CAO	19.372	99.096	0	DCA-333	0.01	0.5	4 15
CAO 12m	19.372	99.098	12	DCA-300	0.01	0.5	4 15
CAO Pozo 30m	19.372	99.098	30	DCA-300	0.01	0.5	4 15
CAO Pozo 60m	19.372	99.098	60	DCA-300	0.01	0.5	4 15

Para contrarrestar el problema del tiempo, en todos los eventos sísmicos utilizados en este sitio, se realizó un recorte de tiempo en los registros de pozo mediante la técnica de correlación cruzada. El procedimiento de recorte de las historias de aceleraciones se describe brevemente en los siguientes párrafos:

Primeramente, las historias de aceleración se filtraron utilizando un filtro pasa-banda (figura 4.6). Posteriormente, para realizar el recorte de las historias de aceleración se obtuvo la correlación cruzada entre las historias de aceleración registradas a 0 m y 12 m de profundidad. Con los resultados obtenidos en cada correlación, se tomó el tiempo donde se presenta el pico máximo, t , (Bendat, 1958).

Por otra parte, se consideró el tiempo relativo de arribo de las ondas de cortante entre la estación a 12 m de profundidad y en superficie con la conocida ecuación de velocidad (ecuación 6.1):

$$V = \frac{z}{t} \Rightarrow t' = \frac{z}{V} \quad 6.1$$

Donde: t' es el tiempo de viaje de la ondas de cortante entre las estaciones de 12 a 0 m.

V es la velocidad promedio considerada para el sitio CAO, 80m/s, y $z = 12$ m.

De este modo, el tiempo total de recorte será la suma de t y t' . Suponiendo que las estaciones a 12, 30 y 60 m de profundidad tienen sincronización en el tiempo de disparo, se consideró el mismo tiempo total de recorte para las historias de aceleraciones a 12, 30 y 60 m de profundidad. El procedimiento mencionado, se utilizó para cada evento sísmico analizado.

Para llevar a cabo la evaluación de las propiedades dinámicas en el sitio CAO se utilizaron cinco eventos sísmicos, en la tabla VI.II se presentan sus características generales.

Tabla VI.II. Características generales de los sismos analizados.

Evento	Fecha	Hora (GMT)	Lat. N	Long. W	Prof. (km)	Ms
1	07/21/00	06:13:390	18.060	99.040	47.0	5.9
2	06/21/99	17:43:055	17.990	101.720	54.0	5.80
3	05/22/97	07:50:557	18.410	101.810	59.0	6.00
4	05/23/94	1:41:46	18.030	100.570	23.0	5.60
5	10/24/93	07:52:18	16.540	98.980	19.0	6.60

Considerando las dos componentes horizontales (NS y EW), se evaluaron diez registros sísmicos cuyas características se presentan en la tabla VI.III.

El análisis de los diez registros sísmicos se llevó a cabo utilizando las historias de aceleración a 0, 12, 30 y 60 m de profundidad considerando la última como registro de entrada.

Tabla VI.III. Características generales de los registros acelerográficos analizados.

Evento	Sismo m/d/año	Estación y Prof. (m)	Acel. Máx. (m/s ²)		Hora (GMT) de la primera muestra	Duración (s)
			NS	EW		
1	07/21/00	CAO 0	0.1700	0.1228	06:13:58.34	146.63
		CAO 12	0.1401	0.0887	06:14:17	156
		CAO 30	0.1459	0.0780	16:14:18	169
		CAO 60	0.0474	0.0383	11:43:41	169
2	06/21/99	CAO 0	0.0588	0.0764	17:44:13	159.55
		CAO 12	0.0341	0.0432	17:44:35	149
		CAO 30	0.0345	0.0441	17:44:34	162
		CAO 60	0.0154	0.0171	17:44:34	162
3	05/22/97	CAO 0	0.0511	0.0466	07:52:10	86.04
		CAO 12	0.0470	0.0447	07:52:04.18	127
		CAO 30	0.0360	0.0422	07:52:04.03	127
		CAO 60	0.0140	0.0128	07:52:04.03	127
4	05/23/94	CAO 0	0.0814	0.0838	01:42:16.26	151.71
		CAO 12	0.0828	0.0869	01:41:27.89	141.55
		CAO 30	0.0808	0.0766	01:42:27.91	141.51
		CAO 60	0.0264	0.0277	01:42:27.91	141.34
5	10/24/93	CAO 0	0.1340	0.0957	07:53:22	200.27
		CAO 12	0.0983	0.0942	07:53:13.97	211.07
		CAO 30	0.0687	0.0715	07:53:13.97	243.23
		CAO 60	0.0206	0.0217	07:53:14.94	185.63

6.2.

Análisis realizados.

Para llevar acabo la evaluación de las propiedades dinámicas del suelo, se llevaron a cabo cinco análisis. Los tres primeros, se realizaron evaluando las propiedades del suelo utilizando el programa shakeopt considerando: 1) La discretización del depósito en dos capas, 2) La discretización del depósito en cuatro capas y 3) La discretización del depósito en seis capas. En el cuarto análisis, se utilizó el mismo programa Shakeopt pero ahora considerando la variación de ondas de cortante y rigidez del material con la profundidad (ecuación 3.98) y finalmente en el quinto análisis se obtuvieron las propiedades del suelo utilizando el programa Sbeam teniendo en cuenta la ecuación 3.98.

a)
Primer Análisis.

En este primer análisis se consideró el depósito de suelo en dos capas, la primera con un espesor de 33 m y la segunda capa con uno de 27 m (tabla VI.IV).

Tabla VI.IV. Propiedades del suelo usadas para el primer análisis del sitio CAO.

Número de capas	Capas (m)	Espesor (m)	Densidad Promedio (KN*s ² /m ⁴)
1	0-33	33	12.264
2	33-60	27	14.421

Resultados Obtenidos del primer análisis.

En las tablas VI.V.a y VI.V.b se presentan los resultados obtenidos en el primer análisis;

Tabla VI.V.a. Propiedades del suelo obtenidas en el primer análisis.

Evento Sísmico	Aceleración Pico (m/s ²)	Duración (s)	λ (%)	V ₁ (m/s) (0-33m)	V ₂ (m/s) (33-60m)	Vector de error (%)
07/21/00NS	0.17	144.7	0.99	52.073	154.621	2.613
07/21/00EW	0.1228	144.7	1.16	47.951	146.444	2.095
06/21/99NS	0.0588	149.75	0.47	48.327	132.646	0.295
06/21/99EW	0.0764	149.75	0.73	51.895	131.201	0.609
05/22/97NS	0.0511	86.04	1.49	48.124	159.971	0.250
05/22/97EW	0.0466	86.04	2.14	43.530	192.716	0.555
05/23/94NS	0.0814	141.34	1.16	47.951	146.444	2.095
05/23/94EW	0.0838	141.34	0.96	58.961	104.506	2.759
10/24/93NS	0.134	160	0.88	56.193	92.2012	1.771
10/24/93EW	0.0957	160	2.23	46.078	167.898	1.364
NOTA: λ = constante en ambas capas						Σ Error: 14.412

Tabla VI.V.b. Módulo de rigidez al cortante del suelo.

Evento Sísmico	G ₁ (Mpa) (0-33m)	G ₂ (Mpa) (33-60m)
07/21/00NS	3.390	35.145
07/21/00EW	2.874	31.526
06/21/99NS	2.920	25.865
06/21/99EW	3.367	25.305
05/22/97NS	2.895	37.619
05/22/97EW	2.369	54.597
05/23/94NS	2.874	31.526
05/23/94EW	4.346	16.055
10/24/93NS	3.948	12.497
10/24/93EW	2.654	41.440

Donde λ es la relación de amortiguamiento, V_1 y V_2 son las velocidades medias de ondas de cortante para cada capa, y G_1 y G_2 son los módulos medios de rigidez al cortante en cada capa.

El perfil de velocidad de ondas de cortante obtenido en este análisis se muestra en la figura 6.2.

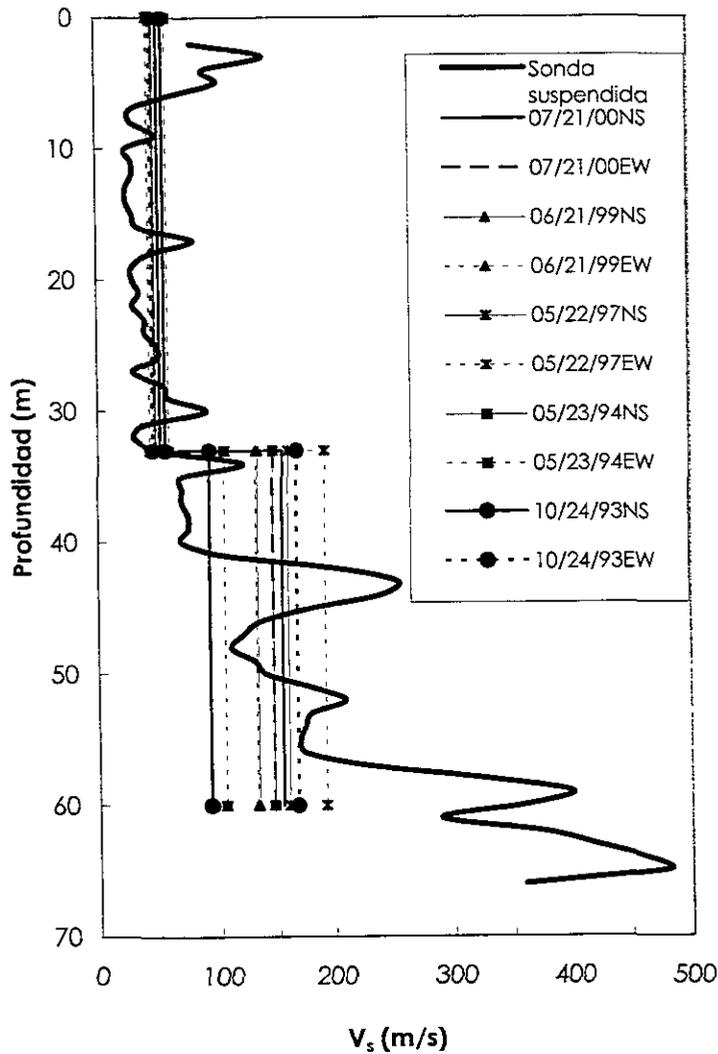


Figura 6.2 Comparación de velocidad de ondas de cortante, Shakeopt (dos capas).

b)
Segundo Análisis.

En este segundo análisis, el depósito de suelo se discretizó en cuatro capas (ver tabla VI.VI).

Tabla VI.VI Propiedades del suelo usadas para el segundo análisis.

Número de capas	Capas (m)	Espesor (m)	Densidad Promedio (KN*s ² /m ⁴)
1	0-6	6	13.76
2	6-33	27	12.06
3	33-41	8	12.65
4	41-60	19	15.35

Resultados Obtenidos del segundo análisis.

En las tablas VI.VII.a y VI.VII.b se presentan los resultados obtenidos en este segundo análisis;

Tabla VI.VII.a. Propiedades del suelo obtenidas en el segundo análisis.

Evento Sísmico	Aceleración Pico (m/s ²)	Duración (s)	λ (%)	V ₁ (m/s) (0-6m)	V ₂ (m/s) (6-33m)	V ₃ (m/s) (33-41)	V ₄ (m/s) (41-60m)	Vector de error (%)
07/21/00NS	0.17	144.7	0.7	45.3081	55.8717	114.659	140.103	2.555
07/21/00EW	0.1228	144.7	0.80	59.9580	55.258	120.160	139.316	1.211
06/21/99NS	0.0588	149.75	0.82	39.9073	50.711	96.8930	127.907	0.262
06/21/99EW	0.0764	149.75	0.4	47.1327	59.7578	119.532	149.605	0.559
05/22/97NS	0.0511	86.04	0.92	74.9979	50.3513	112.888	153.228	0.158
05/22/97EW	0.0466	86.04	1.34	98.0430	48.8644	66.6752	170.085	0.210
05/23/94NS	0.0814	141.34	1.12	88.3190	45.9066	65.1741	182.088	1.072
05/23/94EW	0.0838	141.34	1.06	144.281	44.9968	94.9504	154.33	1.410
10/24/93NS	0.134	160	0.48	76.3002	47.7932	247.447	107.980	0.909
10/24/93EW	0.0957	160	1.05	85.5136	49.2786	95.0980	148.496	0.801
Nota: λ = Const ante en las cuatro capas								Σ error: 9.153

Tabla VI.VII.b. Propiedades del módulo de rigidez al cortante.

Evento Sísmico	G ₁ (MPa) (0-6m)	G ₂ (MPa) (6-33m)	G ₃ (MPa) (33-41)	G ₄ (MPa) (41-60m)
07/21/00NS	2.879	3.838	16.169	30.714
07/21/00EW	5.042	3.754	17.757	30.370
06/21/99NS	2.234	3.161	11.546	25.600
06/21/99EW	3.116	4.390	17.572	35.022
05/22/97NS	7.889	3.117	15.673	36.738
05/22/97EW	13.483	2.935	5.467	45.266
05/23/94NS	10.941	2.591	5.224	51.881
05/23/94EW	29.199	2.489	11.088	37.269
10/24/93NS	8.166	2.808	75.305	18.244
10/24/93EW	10.257	2.985	11.122	34.504

Los perfiles de ondas de cortante obtenidos se presentan en la figura 6.3. Basados en éstos resultados, donde se observa que todos los perfiles de velocidad de ondas de cortante siguen la misma tendencia (excepto para el evento sísmico del 10/24/93NS), se utilizaron los diez eventos sísmicos al mismo tiempo con la finalidad de obtener un sólo perfil de velocidad de ondas de cortante. Este procedimiento utiliza la ecuación 2.5 para evaluar el vector de error. El perfil obtenido, se observa en la figura 6.3.

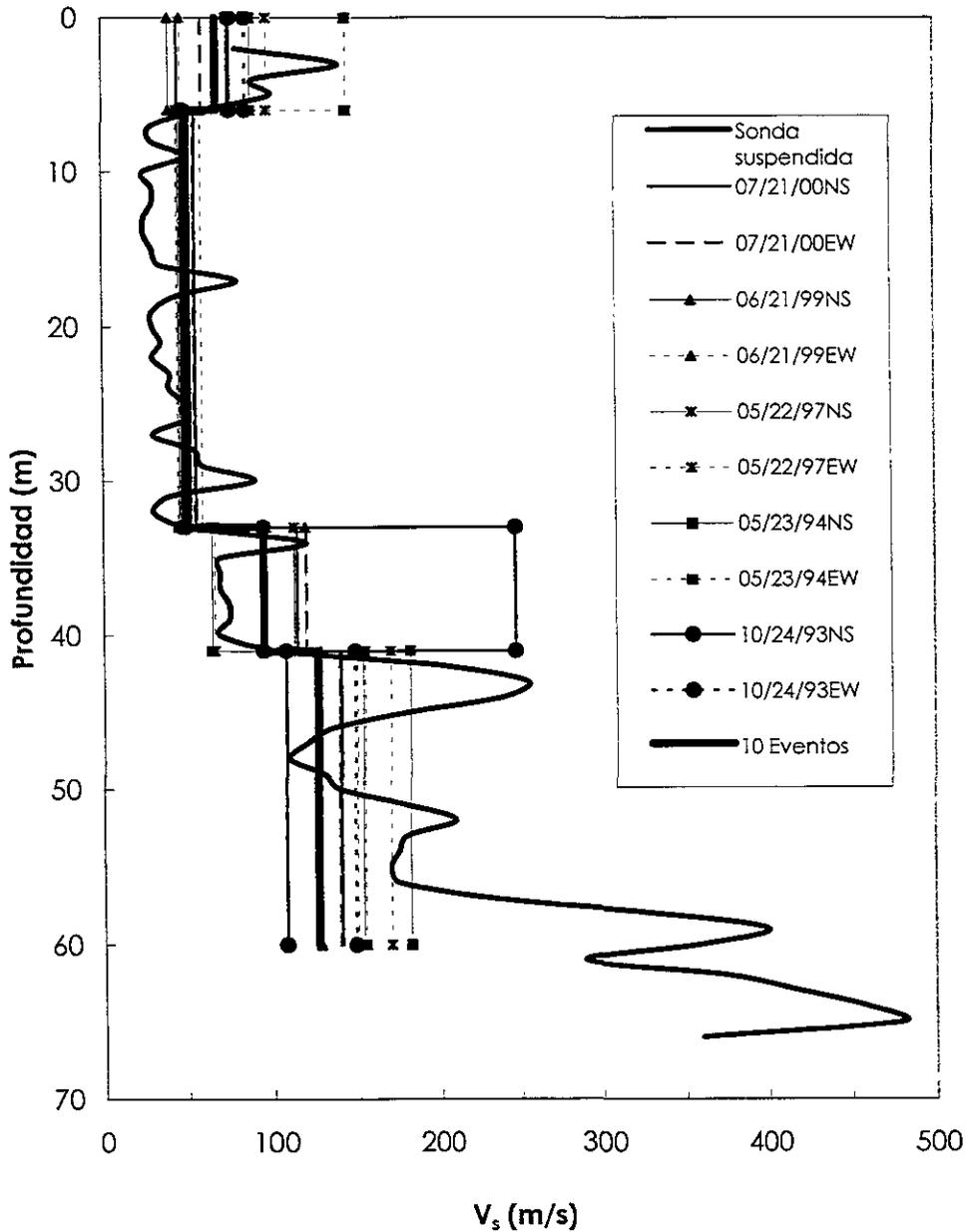


Figura 6.3 Comparación de velocidad de ondas de cortante, Shakeopt (cuatro capas).

c)
Tercer Análisis.

En este tercer análisis el depósito de suelo se discretizó en seis capas con la propiedades que se presentan en la tabla VI.VIII.

Tabla VI.VIII. Propiedades del suelo usadas en el tercer análisis.

Número de capas	Capas (m)	Espesor (m)	Densidad Promedio (KN*s ² /m ⁴)
1	0-6	6	12.00
2	6-33	27	12.00
3	33-41	8	12.00
4	41-46	5	12.00
5	46-57	11	12.00
6	57-60	3	12.00

Resultados Obtenidos del tercer análisis.

En las tablas VI.IX.a y VI.IX.b se presentan los resultados obtenidos en este análisis.

Tabla VI.IX.a. Propiedades del suelo obtenidas en el tercer análisis.

Evento Sísmico	Aceleración Pico (m/s ²)	Duración (s)	λ (%)	V ₁ (m/s) (0-6m)	V ₂ (m/s) (6-33m)	V ₃ (m/s) (33-41)	V ₄ (m/s) (41-46m)	V ₅ (m/s) (46-57)	V ₆ (m/s) (57-60m)	V. E. (%)r
07/21/00NS	0.17	144.7	0.315	61.882	51.171	89.670	270.323	104.906	432.237	1.812
07/21/00EW	0.1228	144.7	0.663	64.526	54.244	79.220	270.042	108.099	432.044	1.411
06/21/99NS	0.0588	149.75	0.508	55.778	51.850	84.759	270.114	103.215	431.870	0.271
06/21/99EW	0.0764	149.75	0.403	51.626	52.626	87.967	270.111	104.023	431.870	0.513
05/22/97NS	0.0511	86.04	0.762	58.920	53.302	85.487	270.075	109.304	431.873	0.221
05/22/97EW	0.0466	86.04	0.508	100.586	49.952	77.623	270.064	108.665	431.871	0.274
05/23/94NS	0.0814	141.34	0.440	121.941	47.014	100.610	270.023	129.476	431.879	0.825
05/23/94EW	0.0838	141.34	0.441	140.441	48.254	70.850	269.263	102.733	431.895	1.847
10/24/93NS	0.134	160	0.514	71.644	52.766	80.220	270.025	114.662	431.876	1.328
10/24/93EW	0.0957	160	0.972	98.978	48.280	88.843	270.460	144.755	432.258	0.888
V.E. = Vector de error Nota: λ = Constante en las seis capas									Σ Error:	9.391

Tabla VI.IX.b. Módulo de rigidez cortante del material.

Evento Sísmico	G ₁ (MPa) (0-6m)	G ₂ (MPa) (6-33m)	G ₃ (MPa) (33-41)	G ₄ (MPa) (41-46m)	G ₅ (MPa) (46-57)	G ₆ (MPa) (57-60m)
07/21/00NS	4.684	3.203	9.836	89.388	13.462	228.537
07/21/00EW	5.093	3.599	7.677	89.202	14.294	228.332
06/21/99NS	3.806	3.289	8.788	89.250	13.032	228.148
06/21/99EW	3.260	3.388	9.466	89.248	13.236	228.148
05/22/97NS	4.247	3.475	8.939	89.224	14.614	228.152
05/22/97EW	12.376	3.052	7.370	89.217	14.444	228.150
05/23/94NS	18.189	2.704	12.382	89.189	20.507	228.158
05/23/94EW	24.127	2.848	6.140	88.688	12.910	228.175
10/24/93NS	6.279	3.406	7.872	89.191	16.082	228.155
10/24/93EW	11.984	2.851	9.655	89.478	25.632	228.559

Los perfiles de ondas de cortante obtenidos se presentan en la figura 6.4.

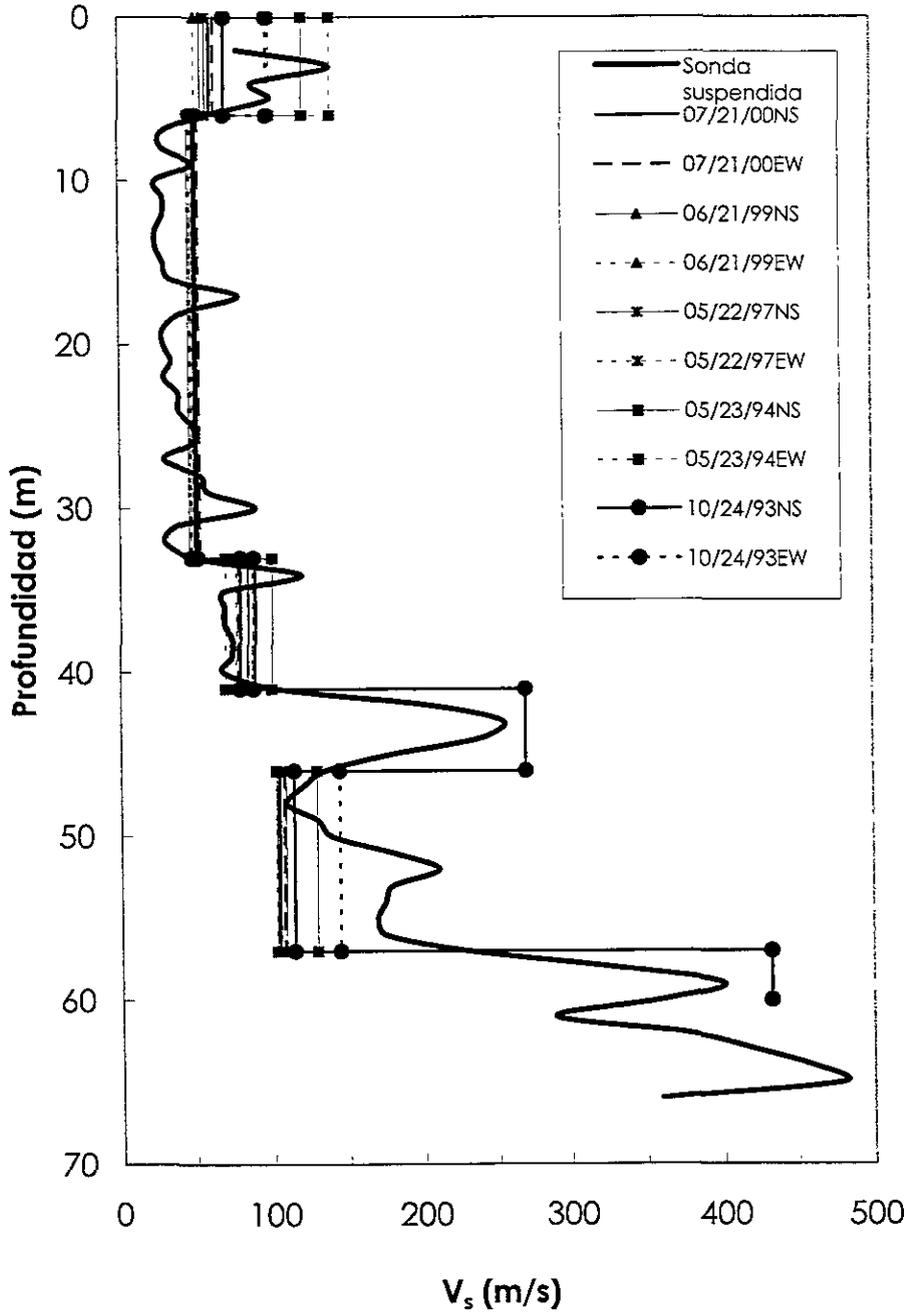


Figura 6.4. Comparación de velocidad de ondas de cortante, Shakeopt (seis capas).

d)
Cuarto Análisis.

En este análisis, se utilizó el programa Shakeopt considerando la variación de la velocidad y la rigidez del suelo en función de la profundidad (ecuación 3.98). La densidad promedio del material se consideró de 13.24 kN*s²/m⁴.

Resultados Obtenidos del cuarto análisis.

En la tabla VI.X se presentan los resultados obtenidos en este análisis y en la figura 6.5, se muestran los perfiles de ondas de cortante obtenidos.

Tabla VI.X. Propiedades del suelo obtenidas en el segundo análisis.

Evento Sísmico	Aceleración Pico (m/s ²)	Duración (s)	λ (%)	V_0 (m/s)	V_z (m/s)	B	Vector de error (%)
07/21/00NS	0.17	144.7	0.858	47.701	165.353	3.182	2.256
07/21/00EW	0.1228	144.7	1.240	52.561	178.239	3.53	1.170
06/21/99NS	0.0588	149.75	1.835	38.396	180.752	2.843	0.23
06/21/99EW	0.0764	149.75	0.381	47.857	164.664	3.292	0.488
05/22/97NS	0.0511	86.04	1.373	45.001	171.350	3.564	0.187
05/22/97EW	0.0466	86.04	1.406	50.261	193.545	5.609	0.360
05/23/94NS	0.0814	141.34	0.897	46.141	170.630	4.798	1.694
05/23/94EW	0.0838	141.34	0.935	49.552	164.229	3.768	2.196
10/24/93NS	0.134	160	0.606	43.410	160.478	3.314	1.006
10/24/93EW	0.0957	160	0.800	47.042	170.825	3.859	1.011
						Σ Error:	10.607

e)
Quinto Análisis.

En este análisis, se usó el programa Sbeam que considera la variación de la velocidad y la rigidez del suelo en función de la ecuación 3.96. La densidad promedio del material también se consideró de 13.24 kN*s²/m⁴.

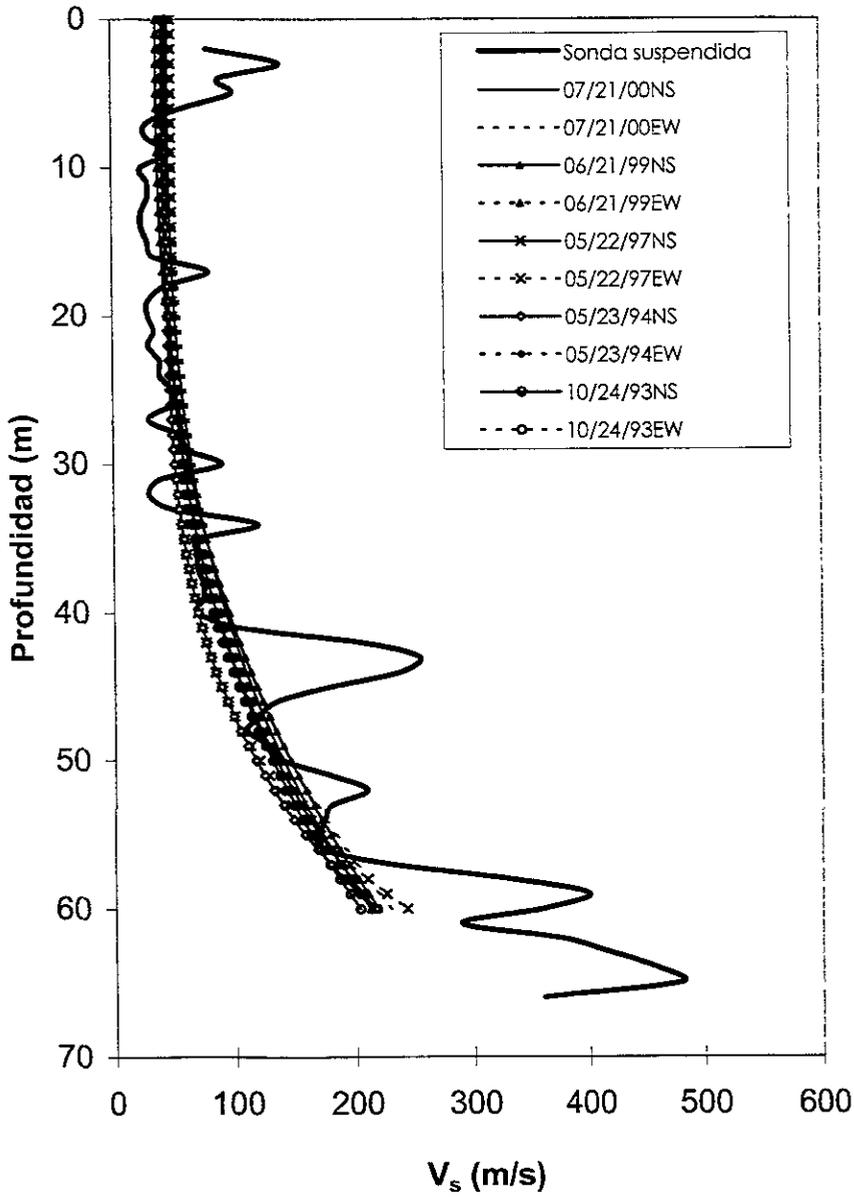


Figura 6.5 Comparación de velocidad de ondas de cortante (Shakeopt).

Resultados Obtenidos del quinto análisis.

A continuación (tabla VI.XI) se presentan los resultados obtenidos en este análisis y en la figura 6.6 se muestran los perfiles de ondas de cortante obtenidos.

Tabla VI.XI. Propiedades del suelo obtenidas en el segundo análisis.

Evento Sísmico	Aceieración Pico (m/s ²)	Duración (s)	V ₀ (m/s)	V _z (m/s)	B	Am	Ak	Vector de error (%)
07/21/00NS	0.17	144.7	46.073	155.710	2.318	0.0002	0.00105	1.768
07/21/00EW	0.1228	144.7	55.143	126.164	3.267	0.05365	0.00086	1.688
06/21/99NS	0.0588	149.75	47.424	164.840	3.261	0.0002	0.00217	0.207
06/21/99EW	0.0764	149.75	45.703	152.331	2.320	0.00018	0.00109	0.414
05/22/97NS	0.0511	86.04	42.590	202.882	3.763	0.05066	0.00339	0.193
05/22/97EW	0.0466	86.04	52.052	146.675	3.668	0.09458	0.00033	0.37
05/23/94NS	0.0814	141.34	45.390	169.136	3.625	0.06963	0.00085	1.802
05/23/94EW	0.0838	141.34	49.451	153.502	3.259	0.02602	0.00103	2.055
10/24/93NS	0.134	160	45.941	151.086	3.278	0.0321	0.00072	0.988
10/24/93EW	0.0957	160	40.347	194.325	3.580	0.07053	0.0035	0.959
Σ Error:								10.450

6.3.

Comparación de resultados

Considerando los resultados de la relación de amortiguamiento obtenida en los cinco análisis, en la figura 6.7 se presenta de manera resumida todos los casos analizados. Como el análisis cinco (usando Sbeam) evalúa el amortiguamiento de Rayleigh el cual lleva a razones de amortiguamiento en función de la frecuencia, la relación de amortiguamiento se compara para un rango de 0.4 a 0.7 Hz tomando en cuenta que la frecuencia fundamental del depósito de 0.5 Hz. En esta figura se presentan los resultados de la relación de amortiguamiento obtenidos de los análisis con Sbeam, 6 capas, 2 capas, 4 capas, 6 capas y Shakeopt.

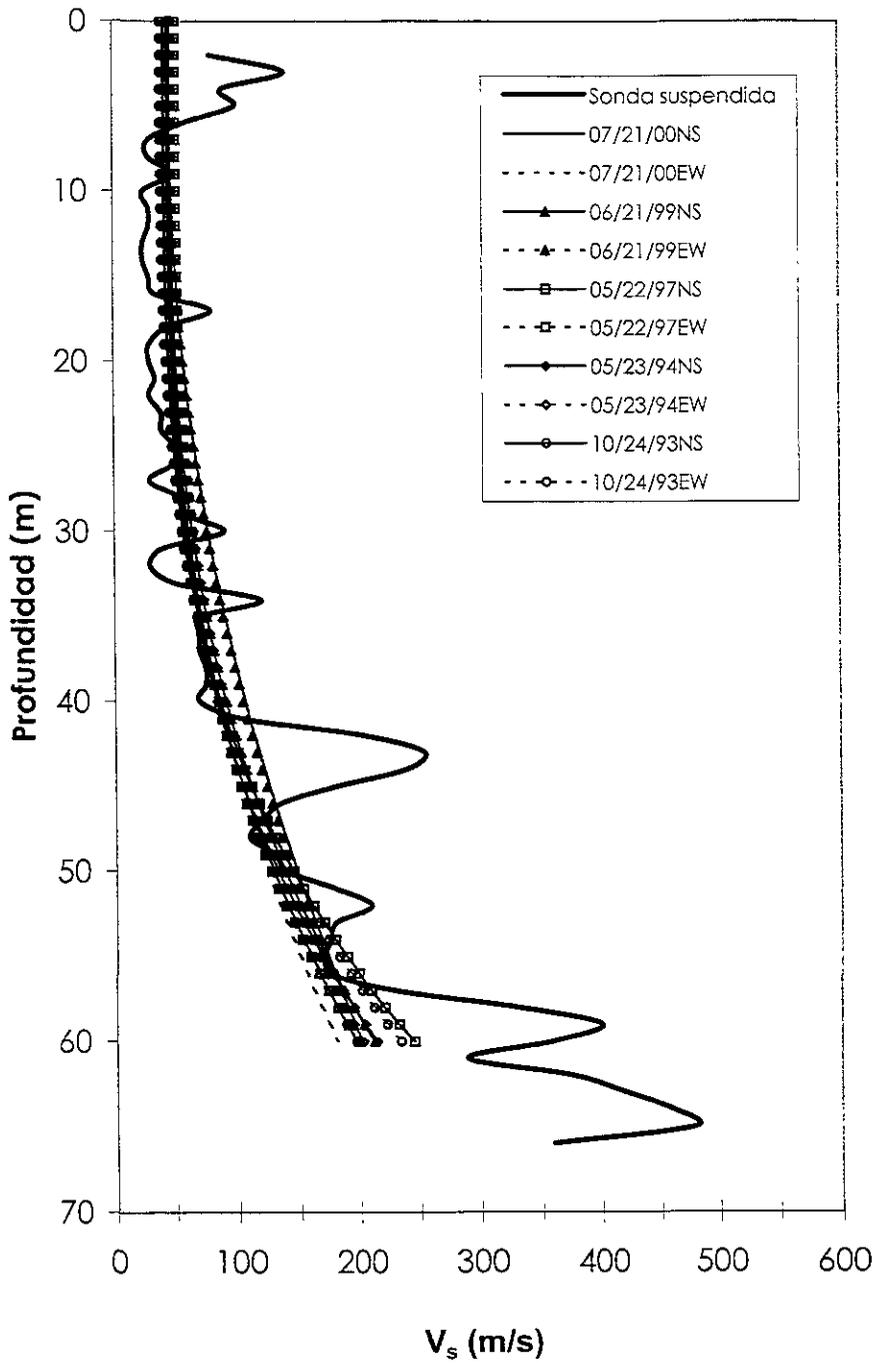


Figura 6.6 Comparación de velocidad de ondas de cortante (Sbeam).

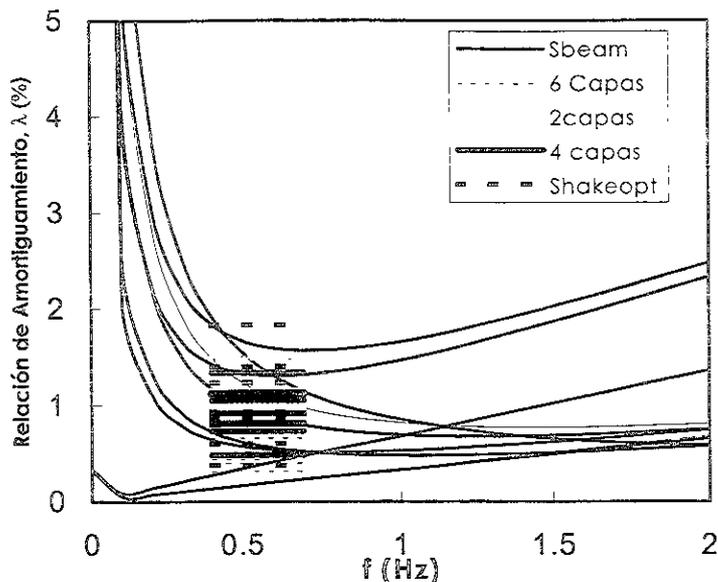


Figura 6.7. Relación de amortiguamiento en función de la frecuencia.

De acuerdo con los resultados obtenidos en los cinco análisis, la suma del vector de error en cada uno de ellos fue el siguiente (últimas columnas de las tablas VI.V.a., VI.VII.a, VI.IX.a, VI.X y VI.XI): primer análisis 14.412, segundo análisis 9.153, tercer análisis 9.391, cuarto análisis 10.607 y quinto análisis 10.450, con ello podemos decir que no hay gran variación en los resultados obtenidos a excepción del primer análisis en el que el valor del vector de error se incrementa de manera considerable. Esto debido a que se esperaría conseguir al menos un valor del vector de error de 1% en cada evento y así obtener una suma total de 10% utilizando los diez eventos.

Considerando lo anterior y observando que los perfiles de velocidad obtenidos en cada uno de los eventos sísmicos tienen el mismo comportamiento, se realizó el análisis cuatro (usando Shakeopt y la ecuación 3.98) con el propósito de evaluar las propiedades del suelo en el sitio CAO utilizando los 10 eventos sísmicos al mismo tiempo. Es decir, se obtuvo solamente un perfil de ondas de cortante, una variación de la rigidez con la profundidad, un sólo valor de la relación de amortiguamiento utilizando la información de los diez eventos sísmicos. El vector de error fue evaluado mediante la ecuación 2.5. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla VI.XII, el perfil de ondas de cortante se muestra en la figura 6.8, el perfil del módulo de rigidez se muestra en la figura 6.9 y la comparación de la respuesta espectral y las historias de aceleraciones para cada sismo utilizado se muestran en las figuras posteriores (6.10 a 6.20).

Con base en lo anterior se concluye que el problema inverso, aplicado al sitio CAO, proporciona datos de un perfil de velocidad media de ondas de cortante en forma parabólica que envuelve al perfil obtenido

mediante sonda suspendida y un valor de 1.07% de la relación de amortiguamiento. Así mismo, el perfil del módulo medio de rigidez al cortante es constante desde la superficie hasta 30 m aproximadamente y se incrementa notablemente a mayor profundidad.

Tabla VI.XII. Propiedades obtenidas utilizando el programa Shakeopt y la información de los diez eventos sísmicos.

λ (%)	V_0	V_z	B	Vector de error (%)
1.07	50.91375	154.5683	3.85562	14.81776

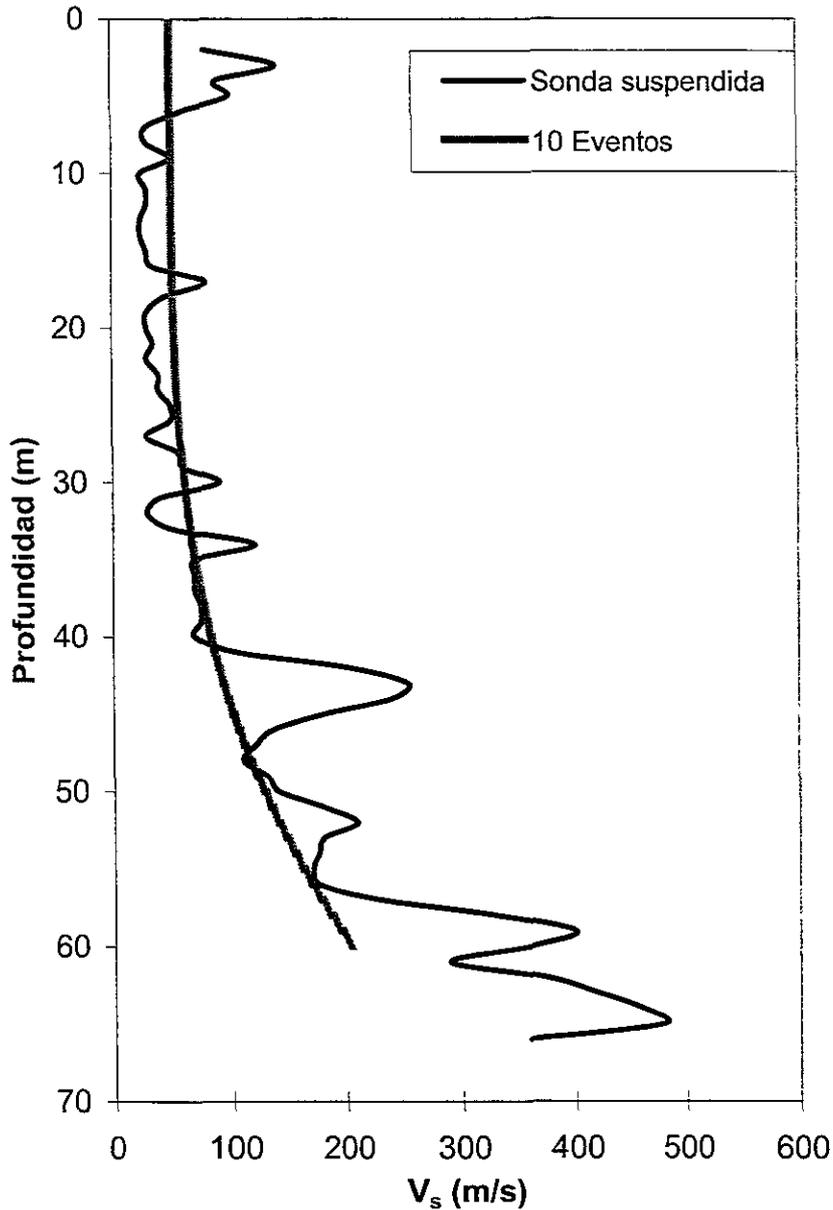


Figura 6.8. Comparación de velocidad de ondas de cortante (Shakeopt).

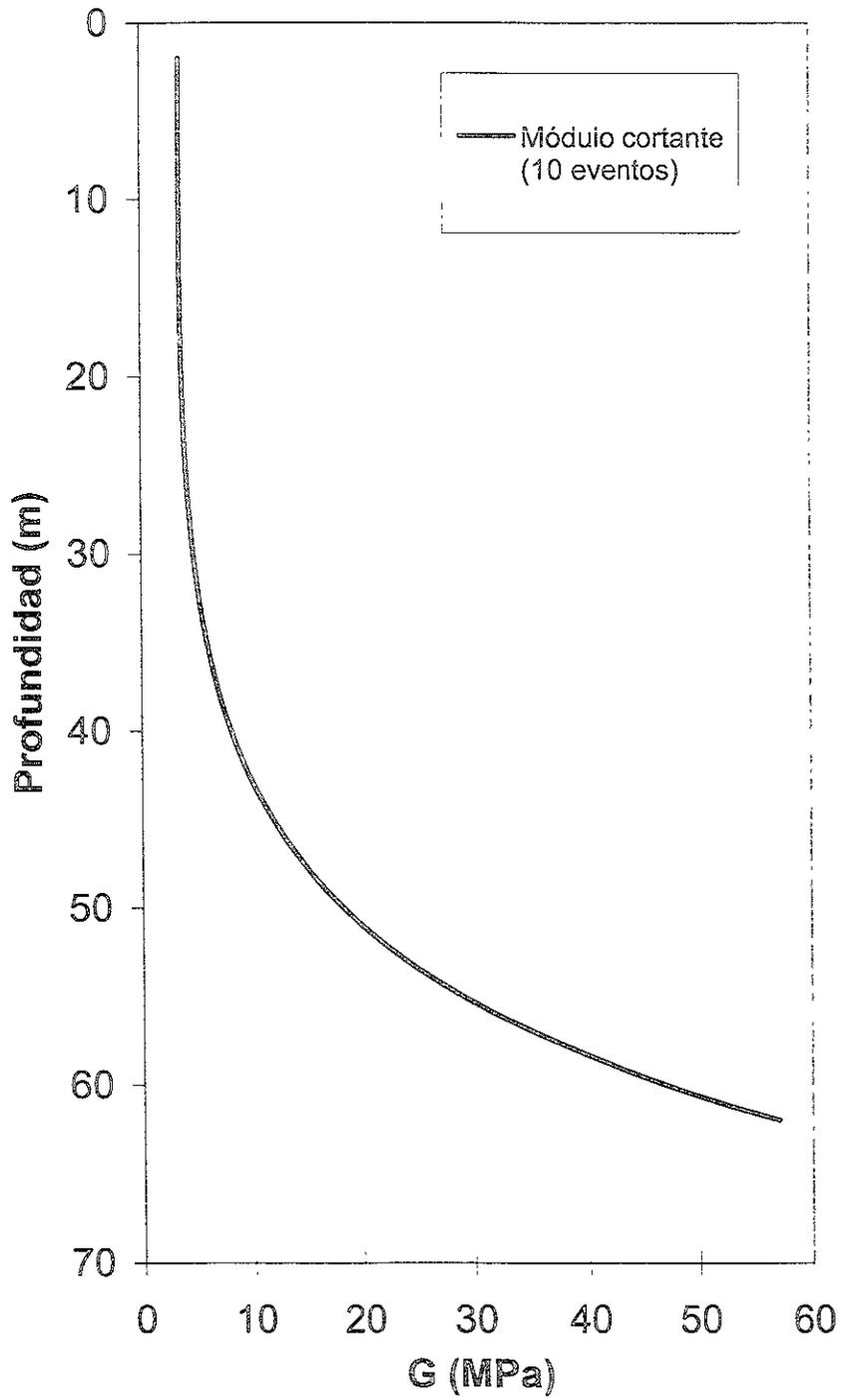


Figura 6.9. Variación del módulo de rigidez al cortante en función de la profundidad.

Sismo, 07/21/00NS

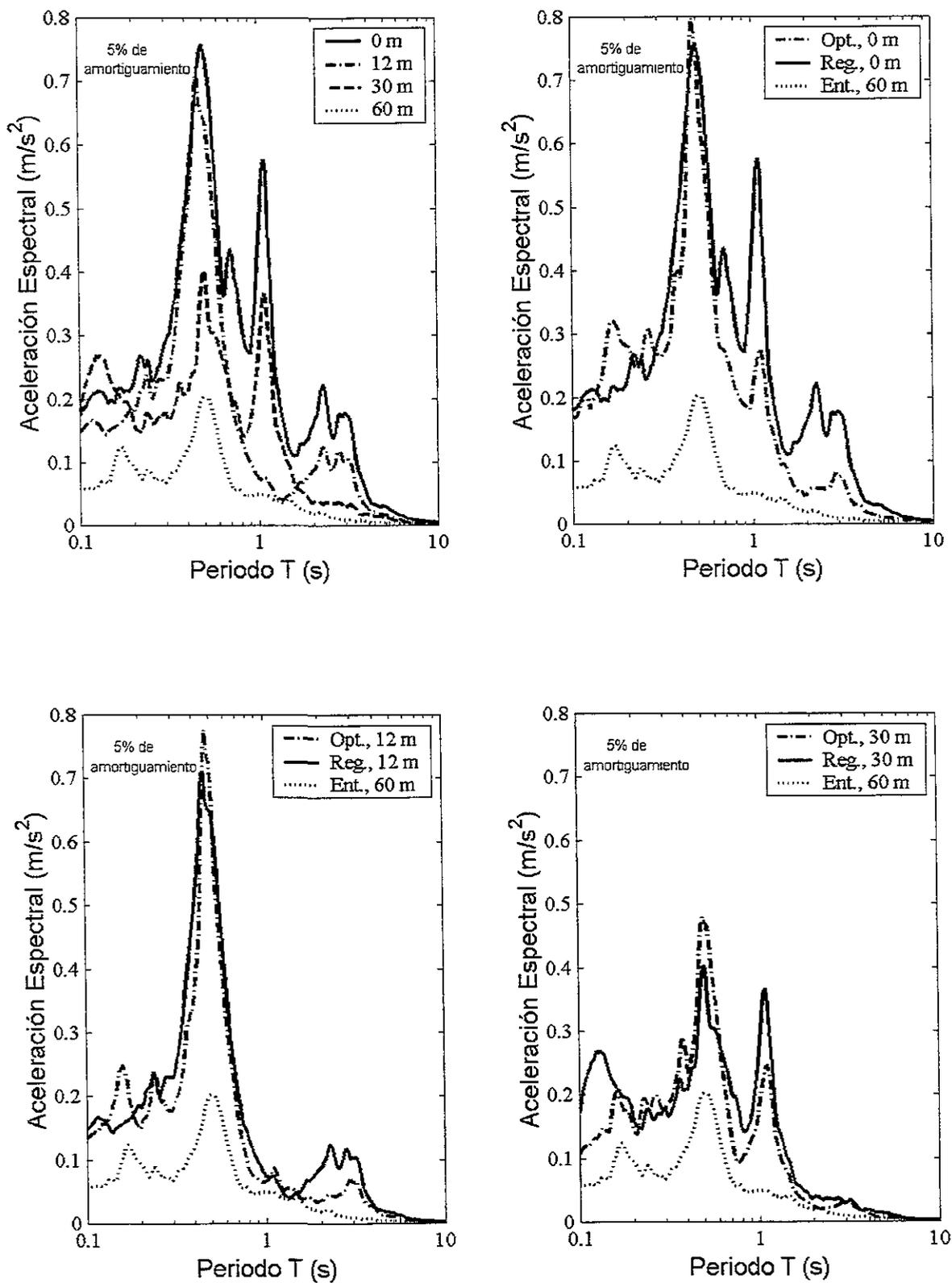


Figura 6.10. Espectros de aceleraciones registradas en el sitio CAO, y comparación con los optimizados en superficie, 12 m y 30 m de profundidad, sismo 07/21/00NS

Sismo, 07/21/00EW

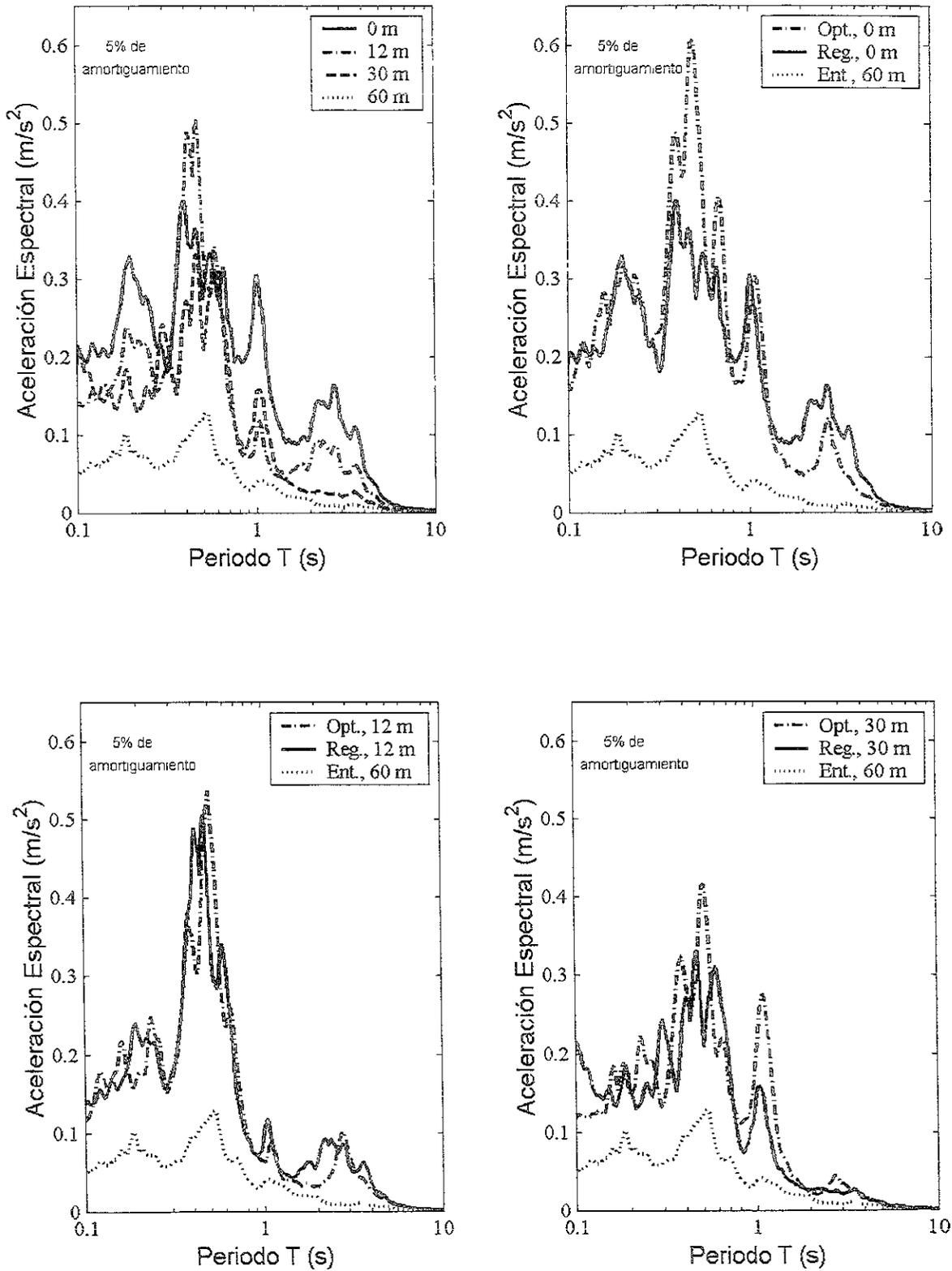


Figura 6.11. Espectros de aceleraciones registradas en el sitio CAO, y comparación con los optimizados en superficie, 12 m y 30 m de profundidad, sismo 07/21/00EW

Sismo, 06/21/99NS

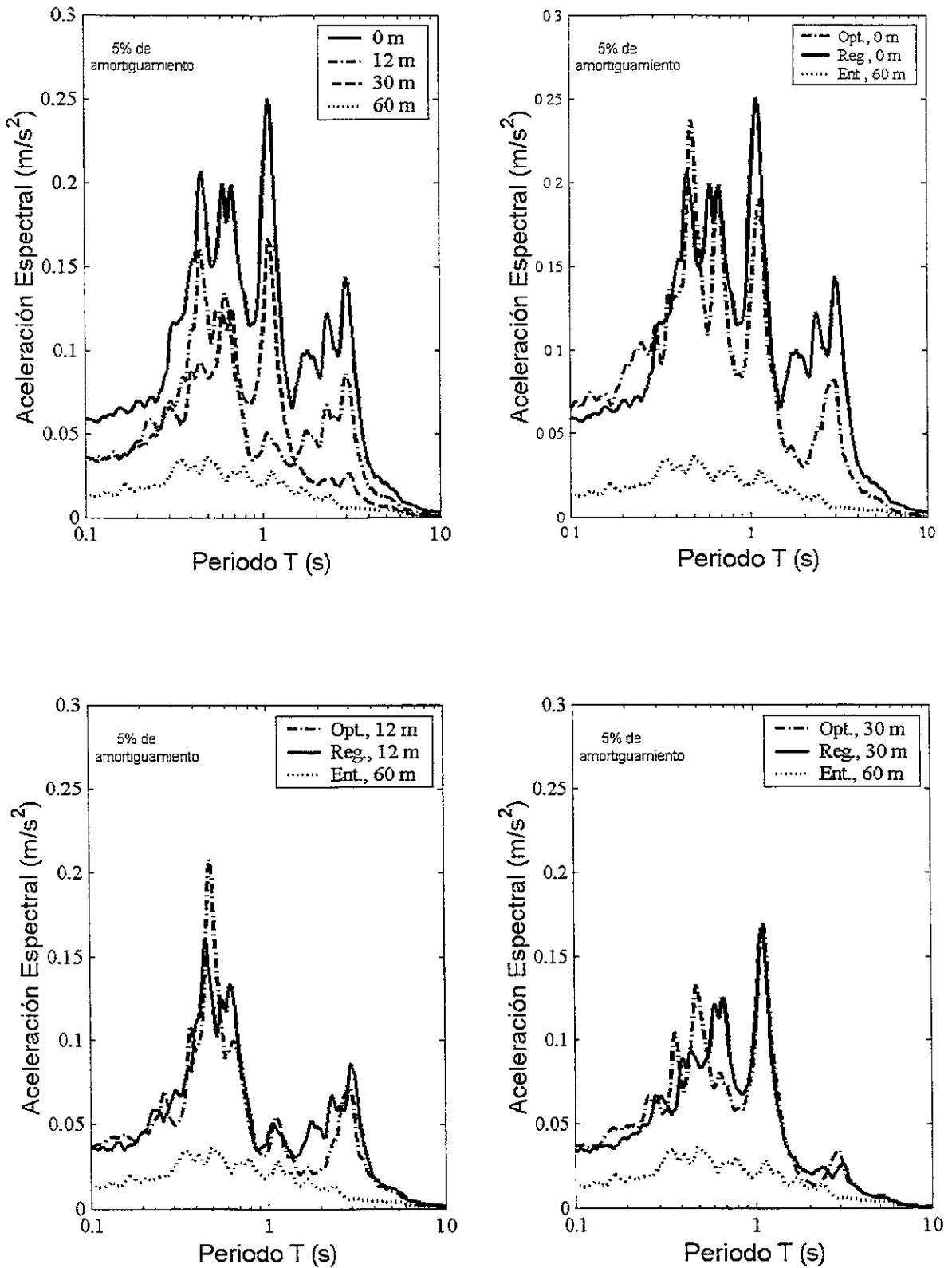


Figura 6.12. Espectros de aceleraciones registradas en el sitio CAO, y comparación con los optimizados en superficie, 12 m y 30 m de profundidad, sismo 06/21/99NS.

Sismo, 06/21/99EW

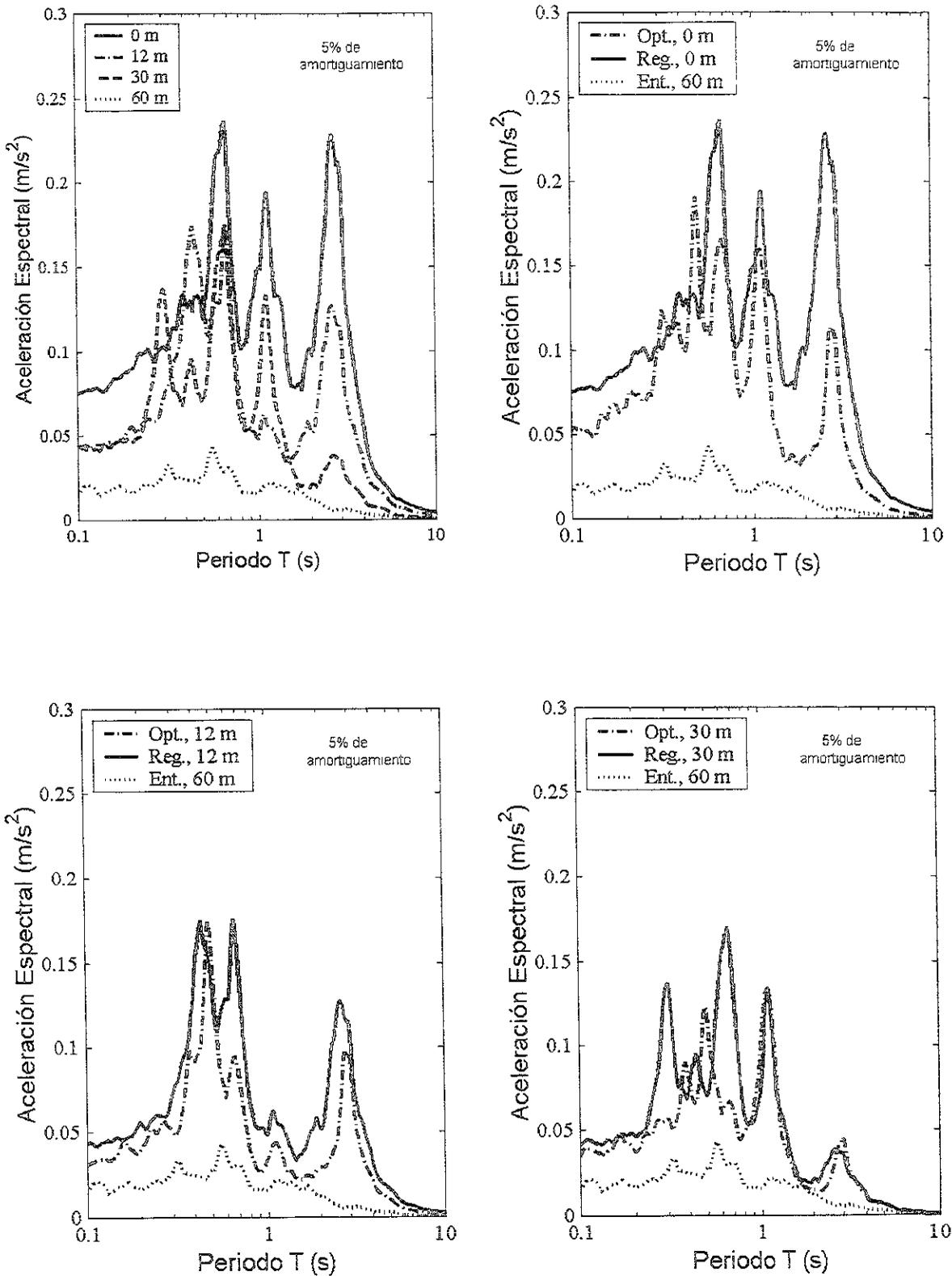


Figura 6.13. Espectros de aceleraciones registradas en el sitio CAO, y comparación con los optimizados en superficie, 12 m y 30 m de profundidad, sismo 06/21/99EW

Sismo, 05/22/97NS

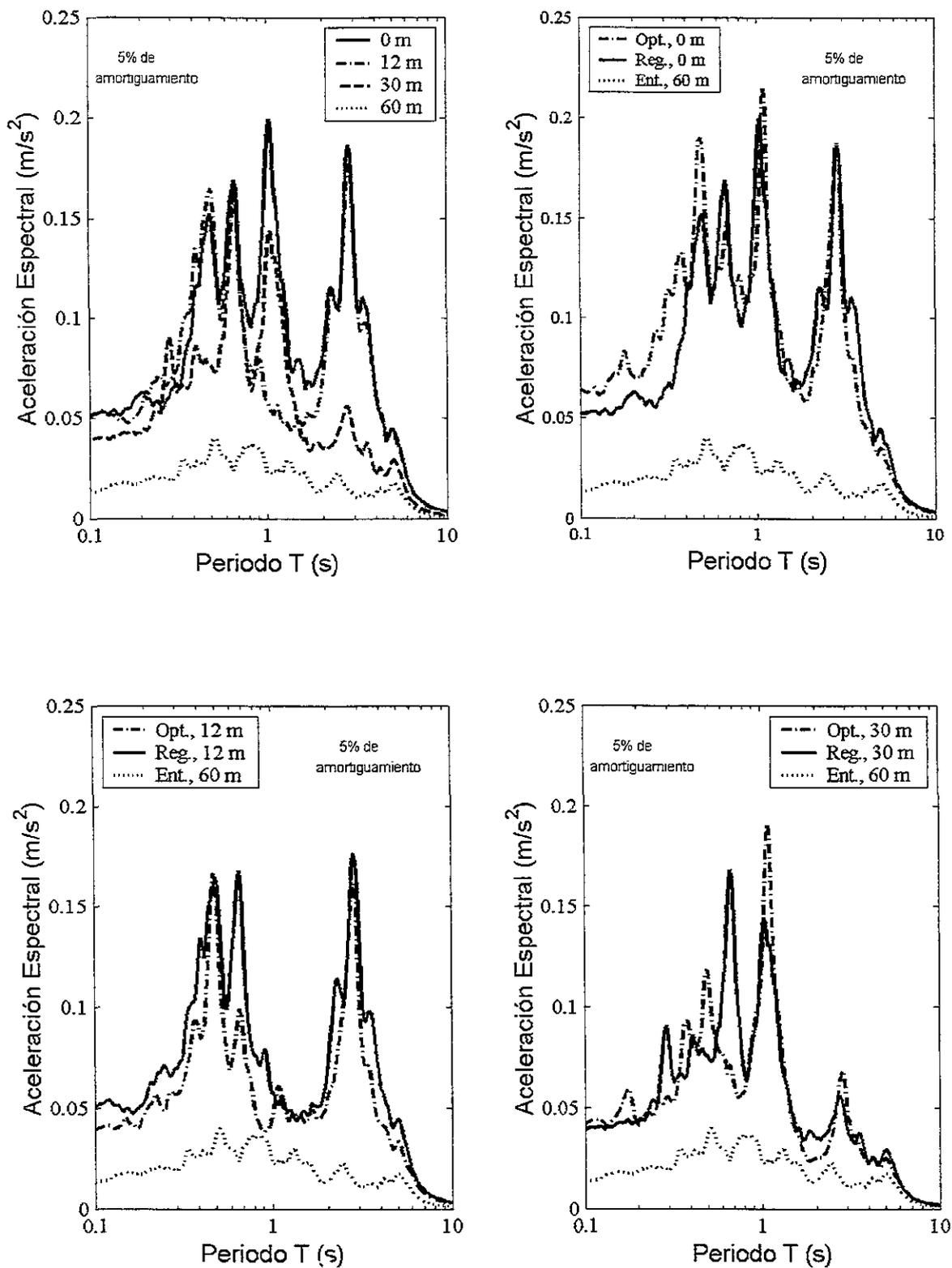


Figura 6.14. Espectros de aceleraciones registradas en el sitio CAO, y comparación con los optimizados en superficie, 12 m y 30m de profundidad, sismo 05/22/97NS

Sismo, 05/22/97EW

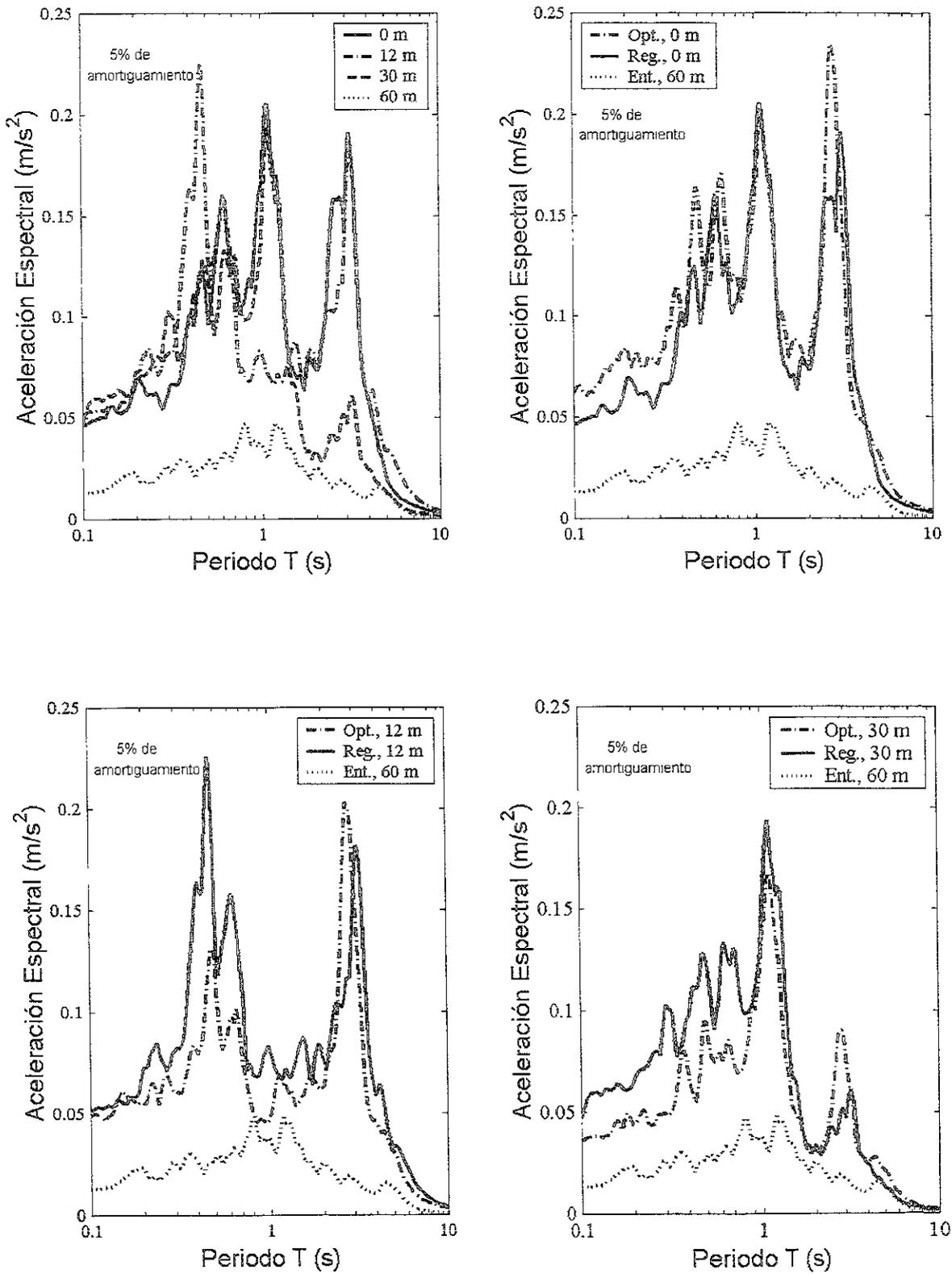


Figura 6.15. Espectros de aceleraciones registradas en el sitio CAO, y comparación con los optimizados en superficie, 12 m y 30 m de profundidad, sismo 05/22/97EW

Sismo, 05/23/94NS

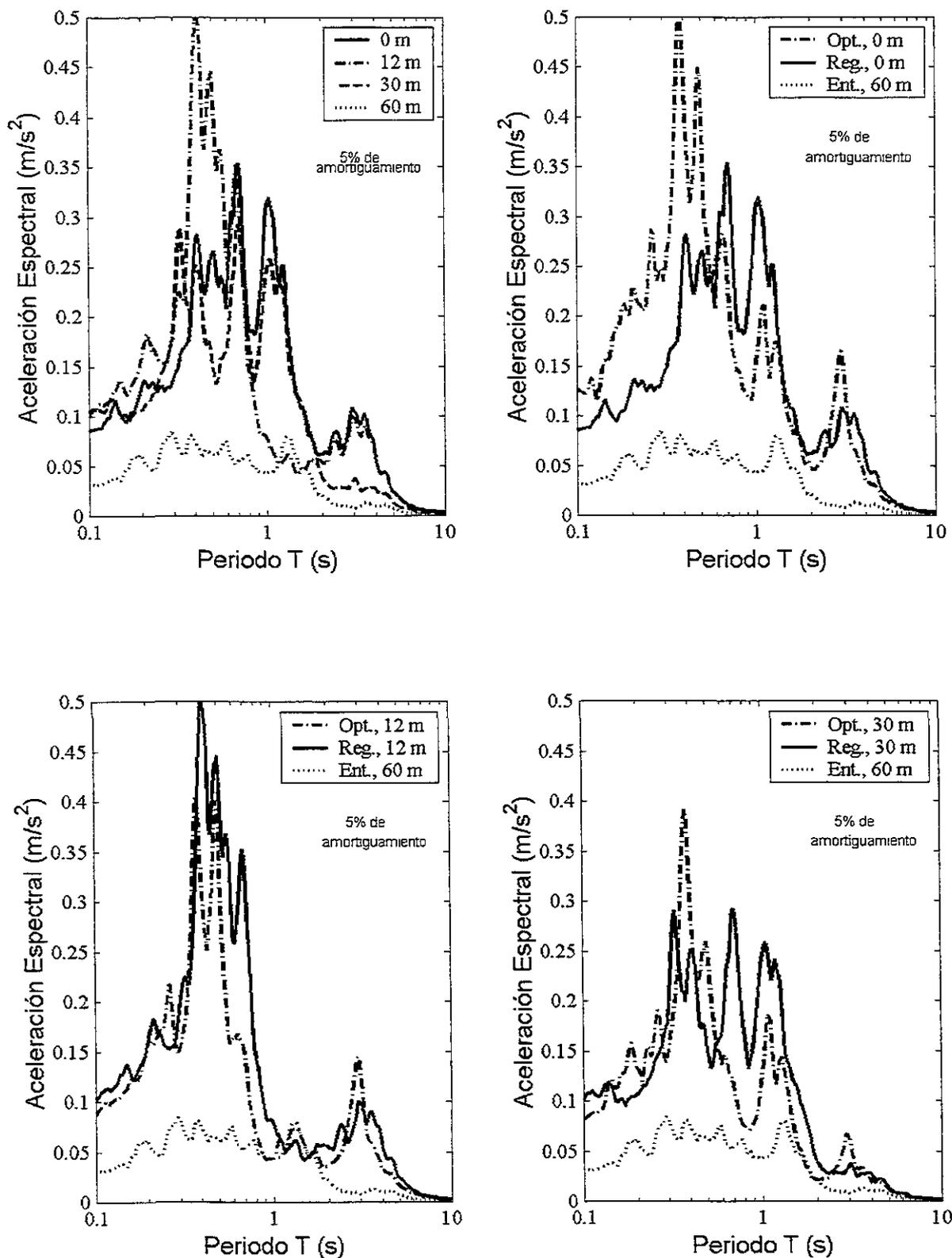


Figura 6.16. Espectros de aceleraciones registradas en el sitio CAO, y comparación con los optimizados en superficie, 12 m y 30 m de profundidad, sismo 05/23/94NS

Sismo, 05/23/94EW

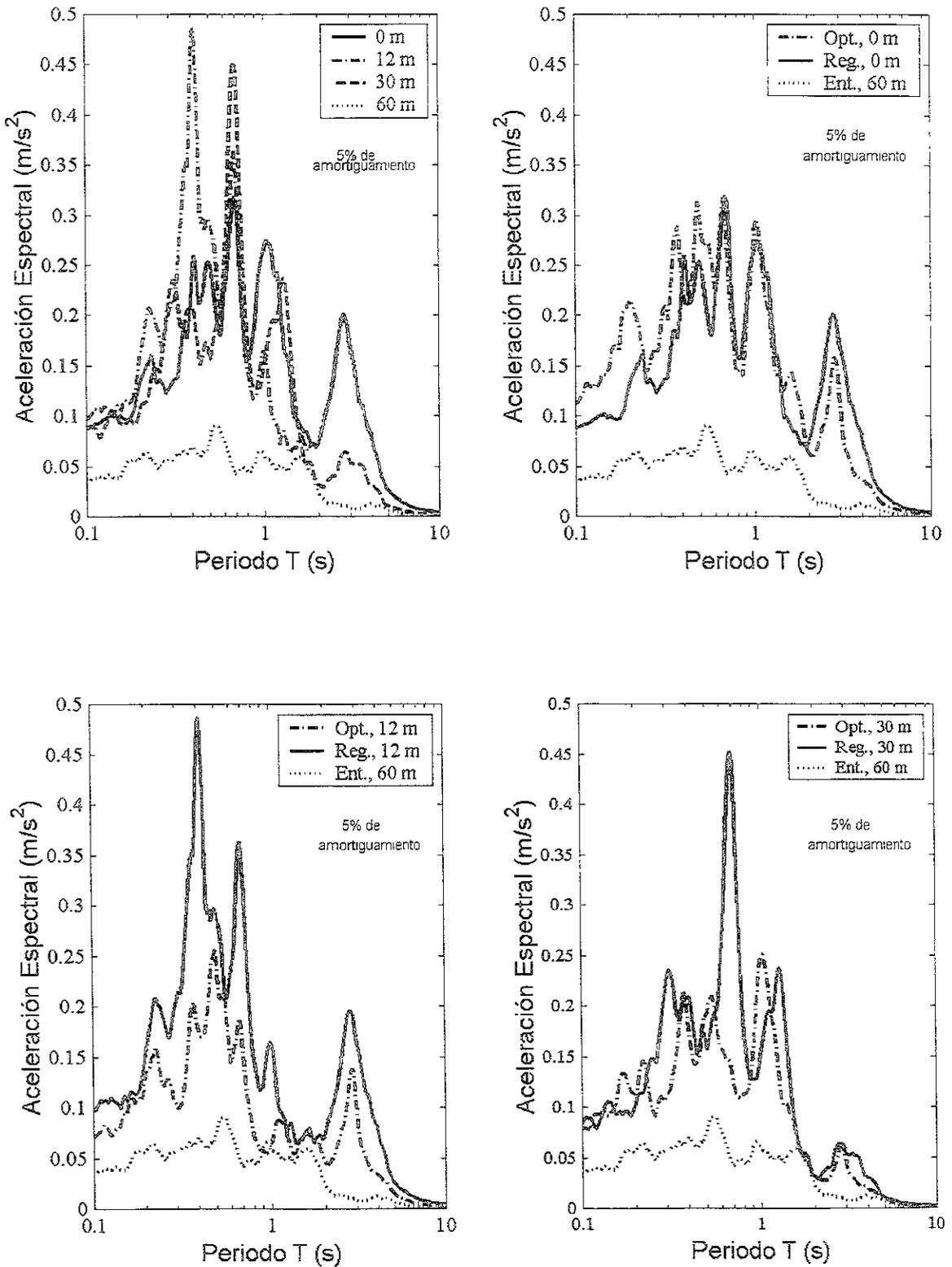


Figura 6.17. Espectros de aceleraciones registradas en el sitio CAO, y comparación con los optimados en superficie, 12 m y 30 m de profundidad, sismo 05/23/94EW

Sismo, 10/24/93NS

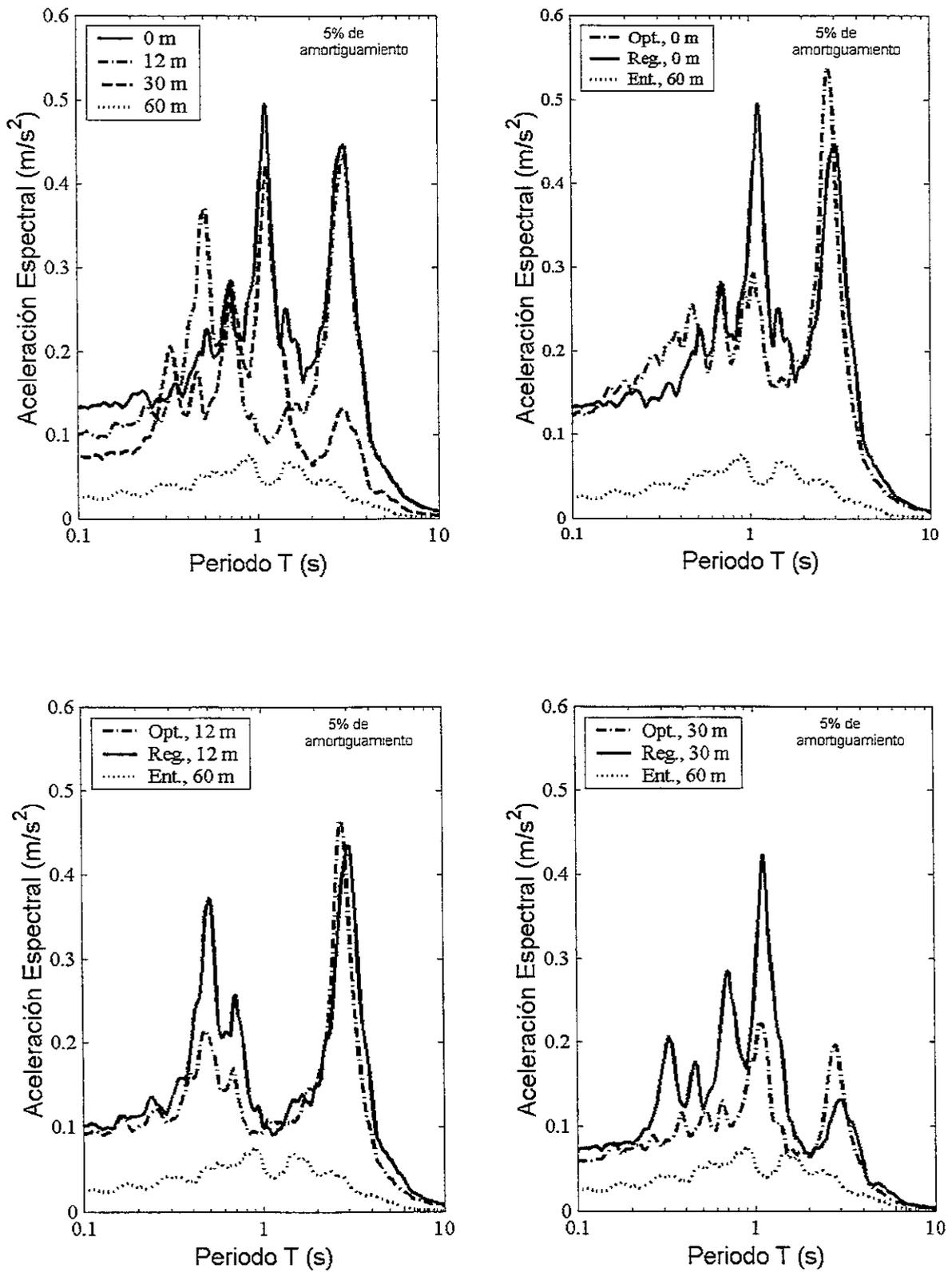


Figura 6.18. Espectros de aceleraciones registradas en el sitio CAO, y comparación con los optimados en superficie, 12 m y 30 m de profundidad, sismo 10/24/93NS

Sismo, 10/24/93EW

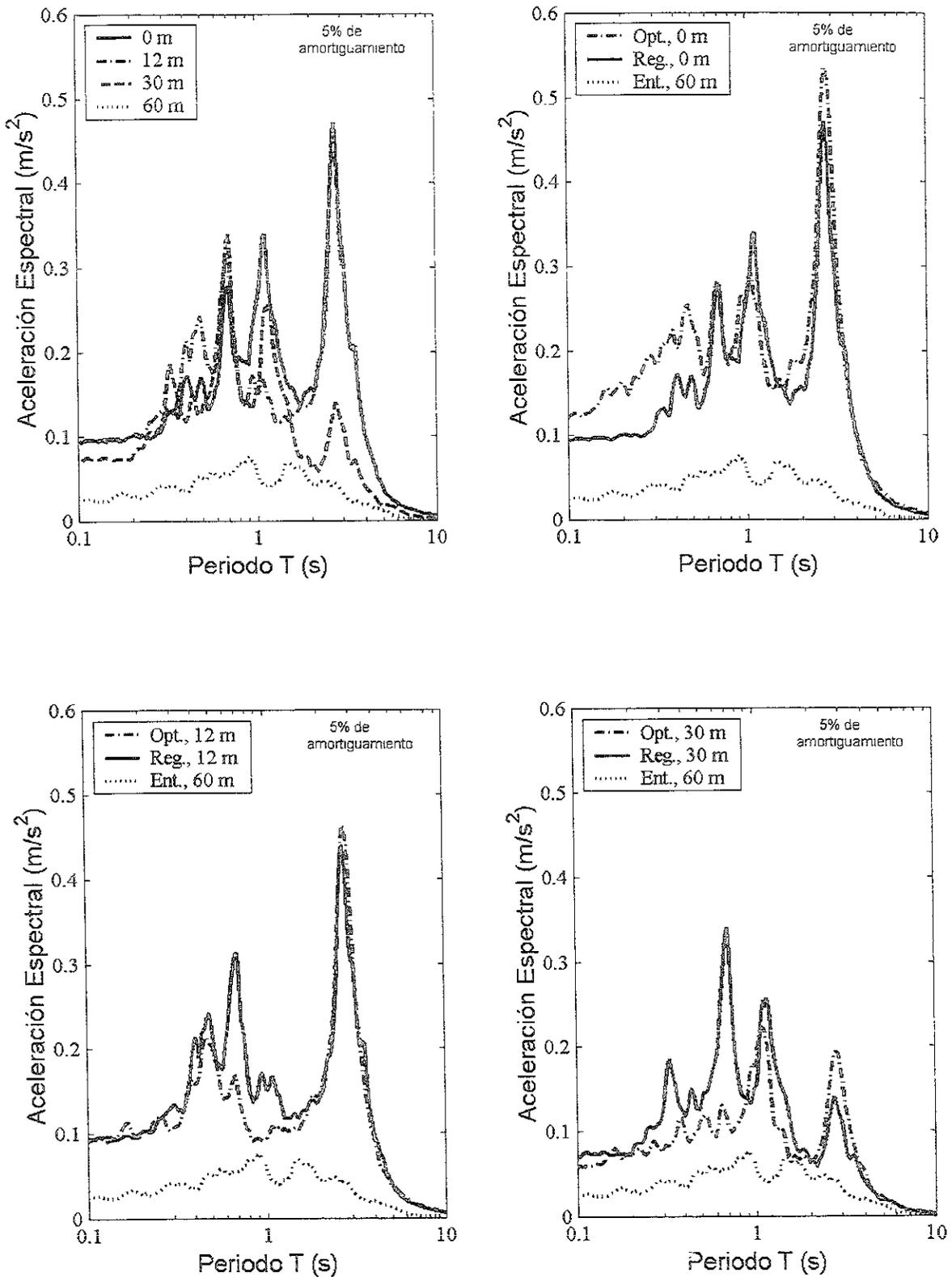


Figura 6.19. Espectros de aceleraciones registradas en el sitio CAO, y comparación con los optimados en superficie, 12 m y 30 m de profundidad, sismo 10/24/93EW.

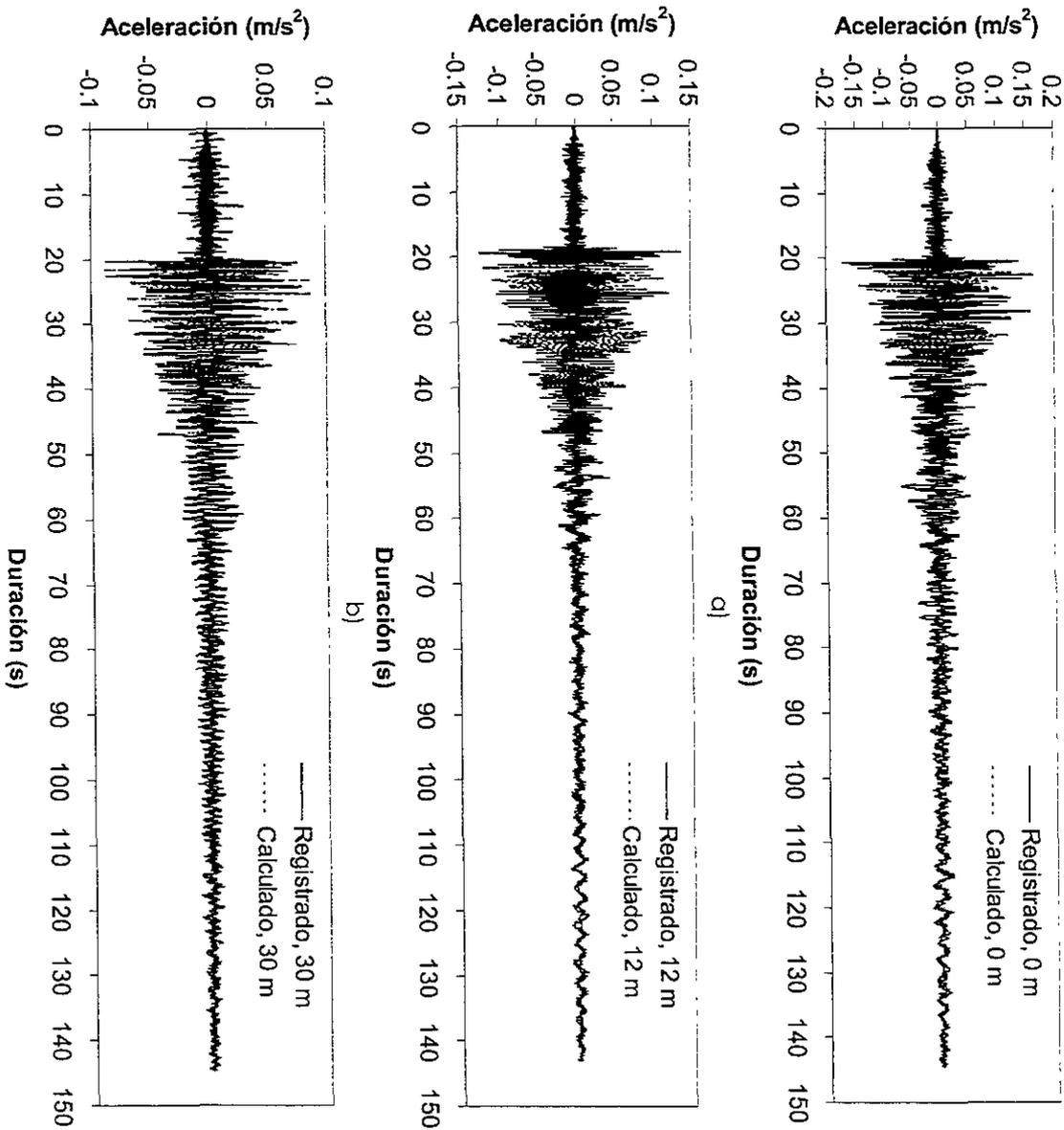


Figura 6.20a. Comparación de historias de aceleración, sismo 07/21/00NS; a) en superficie, b) a 12 m y c) a 30 m de profundidad (Vector de error = 2.256)

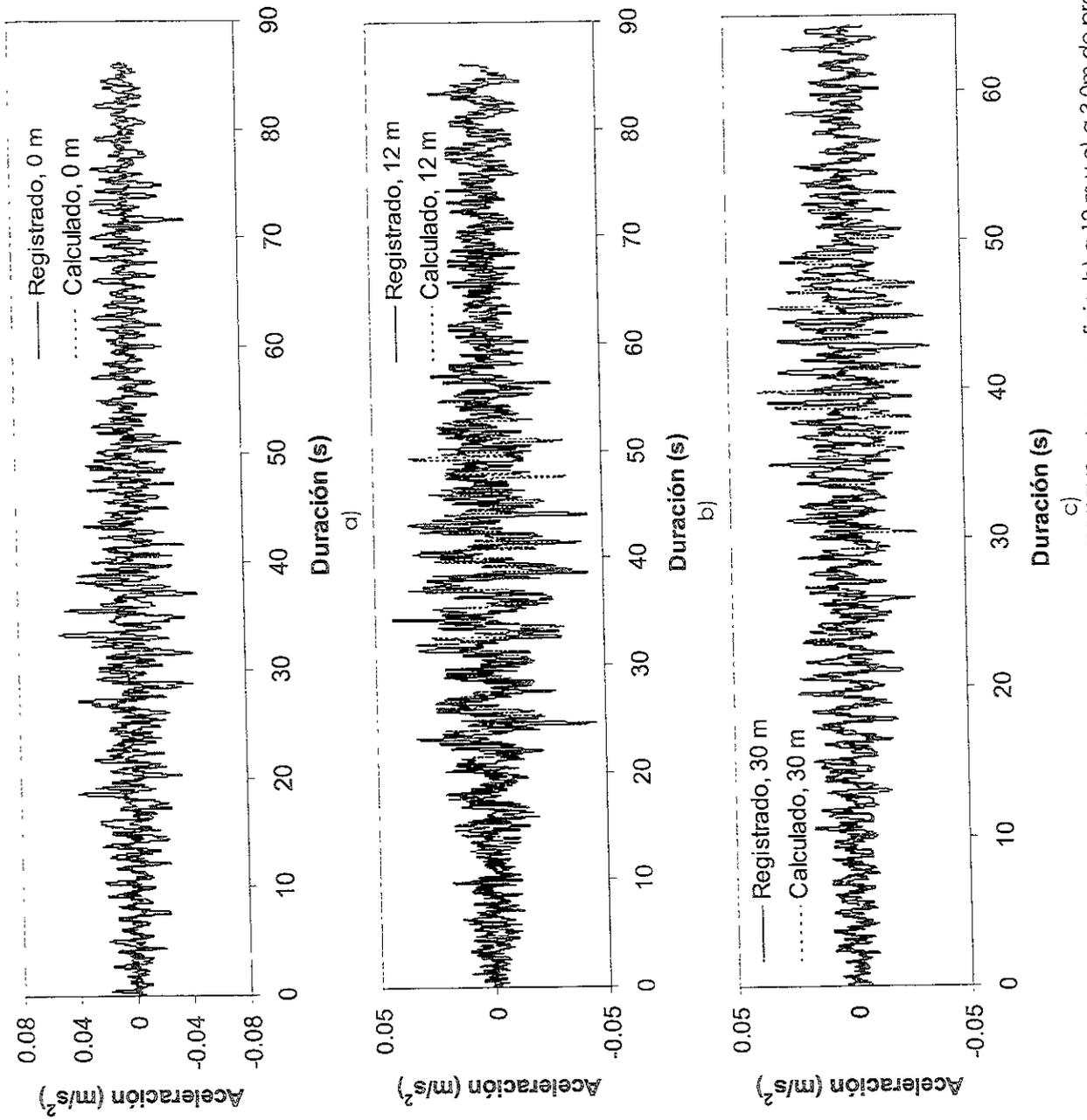


Figura 6.20b. Comparación de historias de aceleración, sismo 05/22/97(NS; a) en superficie, b) a 12 m y c) a 30 m de profundidad [Vector de error = 0.187]

En la tabla VI.XIII, se muestran las deformaciones máximas obtenidas en el análisis cuatro cuyo intervalo fue del orden de 0.002 a 0.05%. De la figura 6.21 podemos concluir lo mismo que en el capítulo anterior, es decir, que con los sismos utilizados los suelos responden en el intervalo lineal.

Tabla VI.XIII. Deformaciones cortantes máximas obtenidas (%).

Evento	5m	10m	15m	20m	25m	30m	35m	40m	45m	50m	55m	60m
07/21/00NS	0.0186	0.0167	0.0087	0.0058	0.0083	0.0082	0.013	0.0116	0.0175	0.0173	0.0241	0.0249
07/21/00EW	0.0112	0.0101	0.013	0.016	0.0136	0.0194	0.0331	0.0328	0.0206	0.019	0.0096	0.0112
06/21/99NS	0.017	0.022	0.0176	0.0231	0.0434	0.0429	0.0219	0.0207	0.0095	0.0108	0.0194	0.0246
06/21/99EW	0.0177	0.0219	0.0494	0.049	0.0134	0.0142	0.0092	0.0093	0.0183	0.0227	0.0142	0.0183
05/22/97NS	0.0495	0.0495	0.0139	0.0112	0.0081	0.0083	0.0179	0.02	0.0124	0.014	0.0435	0.0429
05/22/97EW	0.0151	0.0105	0.0065	0.007	0.0145	0.016	0.0099	0.0113	0.0349	0.0343	0.0107	0.0086
05/23/94NS	0.0054	0.0058	0.0104	0.0118	0.0074	0.0104	0.0263	0.0259	0.0057	0.0071	0.0042	0.0046
05/23/94EW	0.0079	0.0094	0.0059	0.0079	0.0198	0.0195	0.0059	0.0061	0.0032	0.0036	0.0064	0.0071
10/24/93NS	0.0047	0.0063	0.0153	0.0151	0.0054	0.0053	0.0025	0.0027	0.005	0.0053	0.0037	0.0052
10/24/93EW	0.0116	0.0115	0.0045	0.0045	0.002	0.0021	0.0039	0.004	0.0031	0.0041	0.0088	0.0087

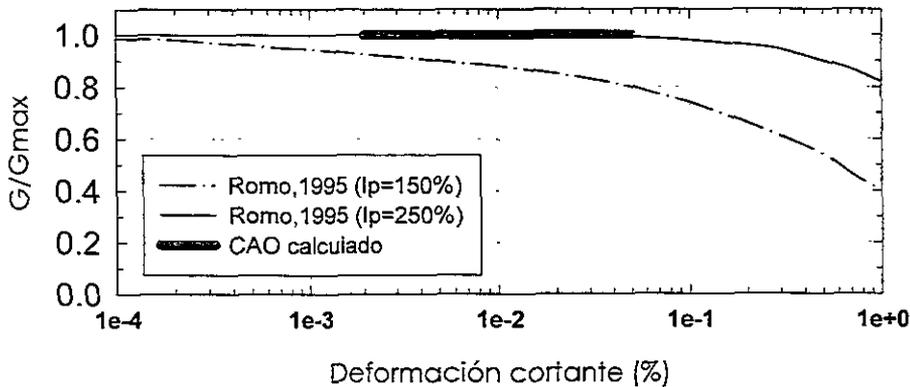


Figura 6.21. Módulo cortante normalizado en función de la deformación cortante.

Al igual que en el sitio SCT, se compararon los resultados obtenidos en este trabajo con aquellos evaluados mediante otras técnicas. En la figura 6.22, se muestra la comparación de la relación de amortiguamiento, λ , en función de la deformación cortante a cada cinco metros. En esta gráfica, además de presentar los ya mencionados límites encontrados para la arcilla del valle de México mediante pruebas de laboratorio y análisis teóricos (línea continua y línea discontinua) (Romo, 1995), se presentan los resultados obtenidos mediante identificación de sistemas evaluados a partir del modelo convencional de viga cortante (puntos negros) (Taboada et al, 1998). Así mismo se muestran los resultados obtenidos en este trabajo (puntos cuadrados y línea ancha). Los puntos cuadrados se obtuvieron utilizando los sismos individualmente, mientras que la línea ancha representa la relación de amortiguamiento obtenida a partir del análisis usando los diez eventos sísmicos al mismo tiempo.

Dado que los valores obtenidos para el intervalo de deformación estudiado son congruentes con los evaluados mediante pruebas de

laboratorio y análisis teóricos, es pertinente concluir que los resultados de esta tesis son de gran utilidad debido a que se obtiene una mayor certeza en los valores de los parámetros dinámicos de la arcilla de la ciudad de México.

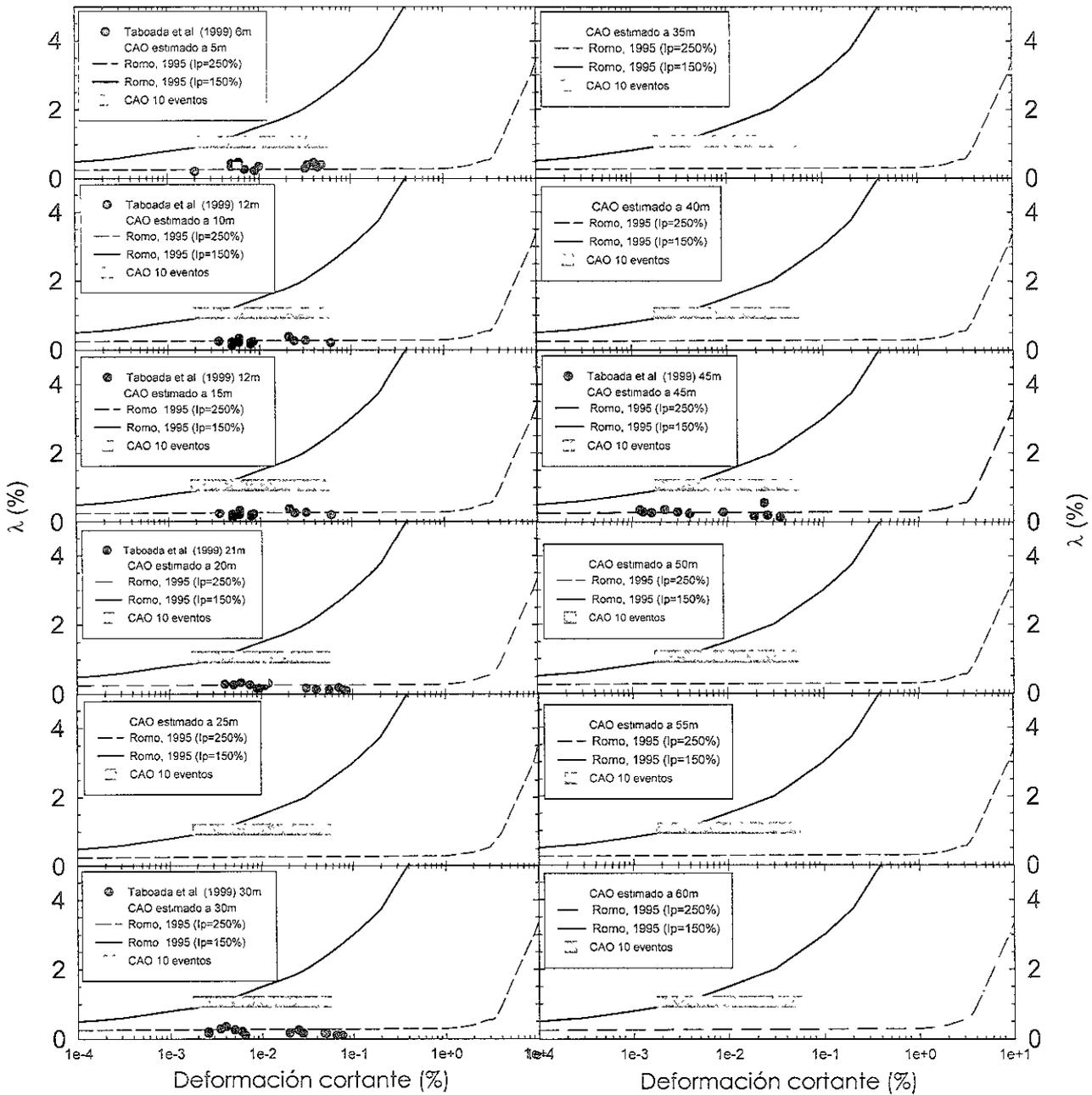


Figura 6.22. Relación de amortiguamiento en función de la deformación cortante.

6.4.

Análisis y Discusión de Resultados.

De acuerdo con los parámetros obtenidos en los cinco análisis utilizando los eventos sísmicos registrados en el sitio CAO, se pueden hacer los comentarios siguientes:

La comparación entre la respuesta espectral y las historias de aceleración calculadas y las registradas en el sistema real de los cinco análisis, varía de regular para el sismo 07/21/00NS a excelente para el evento 05/22/97NS.

Los perfiles de velocidad de ondas de cortante obtenidos en los cinco análisis son muy aproximados al obtenido mediante la técnica de sonda suspendida. Al igual que en el sitio SCT podemos decir que el considerar la variación del módulo de rigidez con la profundidad, es muy adecuado ya que esta hipótesis es congruente con la variación de la velocidad de ondas de cortante en el sitio.

El parámetro calculado de relación de amortiguamiento (figura 6.7) es del orden de 0.2 a 2.23% para una frecuencia fundamental del depósito de 0.5 Hz aproximadamente. En esta figura podemos apreciar que la relación de amortiguamiento estimada mediante los diez análisis permanece en el intervalo mencionado, es decir los resultados usando ambos programas son muy similares.

En la figura 6.20a se muestra la comparación entre historias de aceleración para el sismo del 07/21/00NS, en donde se observa claramente el buen ajuste que se obtiene entre datos. Lo cual conduce a que la comparación entre las aceleraciones, figura 6.20b, sea excelente.

Cabe mencionar que con los datos disponibles en este sitio, se realizó un análisis que nos permitió evaluar las propiedades dinámicas del depósito del suelo utilizando los diez eventos sísmicos al mismo tiempo obteniendo una aproximación satisfactoria entre espectros de aceleración y acelerogramas. Es obvio que cuando se analizan las propiedades utilizando los sismos individualmente la comparación entre resultados es mucho mejor pero se obtienen diez perfiles de velocidad de ondas de cortante así como diez valores de la relación de amortiguamiento. Esto indica que para evaluar las propiedades dinámicas de un sitio, deben utilizarse varios sismos para atenuar las diferencias entre cada evento.

Con el uso de los diez sismos podemos decir que la relación de amortiguamiento media obtenida es de 1.07%. Este valor es muy pequeño, pero comparado con los valores obtenidos en estudios anteriores (ver capítulo seis) para la arcilla del valle de México y teniendo presente que nuestro análisis es lineal, dicho valor es satisfactorio (ver figura 6.22).

7.

Evaluación de las Propiedades Dinámicas del Suelo en el Sitio Edificio Jalapa 15.

7.1.

Descripción del Arreglo Acelerográfico.

El edificio Jalapa es una estructura regular de concreto de 13 niveles. Para su instrumentación se seleccionaron 14 sitios de medición distribuidos en la siguiente forma: uno en terreno libre (EJCL), dos en pozos profundos (EJ20m y EJ45m), cuatro en el sótano (EJS), dos en el nivel tres, dos en el nivel ocho y tres en la azotea.

Los instrumentos seleccionados fueron acelerógrafos digitales de estado sólido con sensores triaxiales internos, dos horizontales y uno vertical, interconectados todos en configuración maestro-esclavo.

Un croquis del arreglo acelerográfico de pozo en este sitio se presenta en la figura 7.1, donde la estación de campo libre queda localizada en el estacionamiento del predio frente al edificio cruzando la calle Jalapa.

La orientación de los sensores se referencian en dos ejes principales: L (N75E) para la dirección longitudinal del edificio y T (N15W) para la dirección transversal. El eje transversal tiene una desviación de aproximadamente 15° respecto al norte.

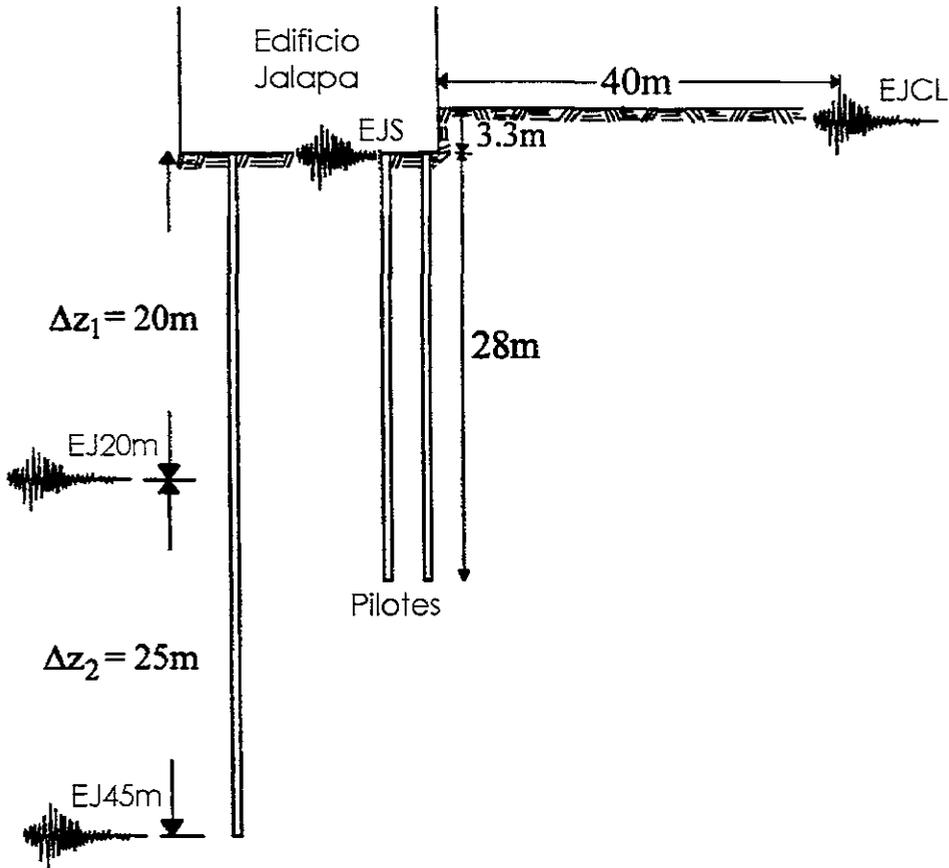


Figura. 7.1 Representación del arreglo acelerográfico en el sitio Edificio Jalapa.

Los dos pozos con los sensores a 20 y 45 m de profundidad quedaron localizados dentro del área del edificio. Para instalarlos se realizó una perforación a través de su cimentación, a través de la cual se insertaron ademes articulados de aluminio con ranura-guía para los sensores.

Cada uno de los acelerógrafos opera en forma independiente y autónoma con su propio sistema de registro y disparo, pero también están interconectados los equipos en una configuración maestro-esclavo que pueden dispararse al mismo tiempo cuando ocurren eventos sísmicos (Muría, 1999; Quaas, 1993).

Las estaciones del edificio Jalapa son administradas por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). En la tabla VII.I se presenta un resumen de la instrumentación y la localización de cada estación del arreglo acelerográfico que se consideró.

Tabla VII.I Características generales de las estaciones acelerográficas en el sitio EJ-15.

Estación	Lat. N	Long.W	Prof. (m)	Modelo del instrumento	Intervalo de muestreo (s)	Escala (g)	Memoria de Preevento y Posevento (s)
EJCL	19.423	99.159	0	DCA-333R	0.01	0.25	4 15
EJ Pozo 20m	19.423	99.159	25	DCA-300R DSA-302	0.01	0.25	4 15
EJ Pozo 45m	19.423	99.159	45	DCA-300R DSA-302	0.01	0.25	4 15

DSA-302: sensores externos triaxiales.

Para llevar acabo el análisis en este estudio y aprovechando la existencia de la congruencia del tiempo de disparo entre aparatos, todas las historias de aceleración utilizadas se consideraron tal como se presentan en la Base Mexicana de Sismos Fuertes Vol. II. (SMIS, 1993; 2000), es decir, no se realizó ningún tipo de filtrado en estas señales.

Para la evaluación de las propiedades dinámicas en el sitio EJ-15 se utilizaron cinco eventos sísmicos, en la tabla VII.II se presentan sus características generales.

Tabla VII.II. Características generales de los sismos analizados en el sitio EJ-15.

Evento	Fecha	Hora (GMT)	Lat. N	Long. W	Prof. (km)	Ms
1	09/30/99	16:31:14.8	15.95	97.03	16.0	7.5
2	06/21/99	17:43:05.5	17.99	101.72	54.0	5.8
3	06/15/99	20:42:07.1	18.18	97.51	69.0	6.5
4	05/22/97	07:50:55.7	18.41	101.81	59.0	6.6
5	12/22/97	05:22:07.8	17.14	101.24	5.0	5.0

Debido a que los sensores que registran la componente N15W de pozo (25 m y 45 m) están invertidos en comparación con el sensor superficial, las historias de aceleraciones de este último se multiplicaron por -1 con la finalidad de tener todos los acelerogramas congruentes, de ésta forma la componente N15W se cambió a la componente S15E. Considerando las dos componentes horizontales (N75E y S15E), se evaluaron diez componentes sísmicos, sus características se presentan en la tabla VI.III.

Tabla VII.III. Características generales de los registros acelerográficos analizados.

Evento	Sismo m/d/año	Estación y Prof. (m)	Acel. Máx. (m/s ²)		Hora (GMT) de la primera muestra	Duración (s)
			N75E	S15E		
1	09/30/99	EJCL 0	0.2185	0.3357	16:32:37.03	260.60
		EJ 25	0.1739	0.2592	16:32:37.02	260.70
		EJ 45	0.0340	0.1035	16:32:36.96	260.27
2	06/21/99	EJCL 0	0.0532	0.0508	17:44:11.38	142.87
		EJ 25	0.0364	0.0465	17:44:11.38	143.38
		EJ 45	0.0228	0.0163	17:44:11.38	142.94
3	06/15/99	EJCL 0	0.2034	0.2475	20:42:42.73	251.44
		EJ 25	0.1832	0.2214	20:42:42.73	252.03
		EJ 45	0.1072	0.1008	20:42:42.73	251.25
4	05/22/97	EJCL 0	0.06467	0.05030	07:52:01.66	88.35
		EJ 25	0.04311	0.04311	07:52:01.66	88.20
		EJ 45	0.02635	0.01796	07:52:01.66	88.17
5	12/22/97	EJCL 0	0.01916	0.02395	05:23:40.13	51.63
		EJ 25	0.01557	0.01916	05:23:40.13	51.48
		EJ 45	0.00838	0.00719	05:23:40.13	51.46

El análisis de los diez registros sísmicos se llevó a cabo utilizando las historias de aceleración a 0, 25 y 45 m de profundidad considerando la última como registro de entrada.

7.2.

Análisis Realizados.

Para evaluar las propiedades dinámicas del suelo en el sitio EJ-15, se llevó a cabo un análisis donde se evaluaron los parámetros del suelo utilizando el programa Shakeopt considerando la discretización del depósito en cuatro capas y con las propiedades de suelo mostradas en la tabla VII.IV.

Cabe mencionar que una de las hipótesis adoptadas en los modelos que se han empleado en este trabajo, es la de suponer que el sitio presenta una superficie libre. Esta hipótesis no se cumple en este sitio debido a que está presente el edificio Jalapa, además, de que su cimentación está constituida de un cajón de cimentación de 3.3 m de profundidad y contiene pilotes de 28 m de longitud (figura 7.1). Algunas investigaciones han concluido que el registro obtenido en el sótano del edificio Jalapa resulta prácticamente igual al medido en el terreno libre, lo que indica

que, la presencia del edificio no altera significativamente el movimiento del terreno (Bazán y Meli, 1999).

Tabla VII.IV Propiedades del suelo usadas para el análisis.

Número de capas	Capas (m)	Espesor (m)	Densidad Promedio (KN*s ² /m ⁴)
1	0-7	7	14
2	7-18	11	13
3	18-29	11	13
4	29-46	16	16

Resultados Obtenidos.

A continuación, en la tabla VII.V.a se presentan los resultados obtenidos en el análisis. Se muestran los valores de ondas de cortante obtenidos y en la tabla VII.Vb se presentan los módulos de cortante.

Tabla VII.V.a. Propiedades del suelo obtenidas en el primer análisis.

Evento Sísmico	Aceleración Pico (m/s ²)	Duración (s)	λ (%)	V ₁ (m/s) (0-7m)	V ₂ (m/s) (7-18m)	V ₃ (m/s) (18-29m)	V ₄ (m/s) (29-45m)	Vector de error (%)
09/30/99N75E	0.2185	160.00	4.08	88.61	41.19	41.19	214.15	1.90
09/30/99S15E	0.3357	160.00	3.26	85.66	42.98	71.82	241.17	1.51
06/21/99N75E	0.0532	142.87	4.03	75.40	45.24	86.20	160.61	0.051
06/21/99S15E	0.0508	142.87	3.24	79.30	42.86	78.38	200.67	0.055
06/15/99N75E	0.2034	160.00	3.36	73.16	46.62	92.48	129.90	2.20
06/15/99S15E	0.2475	160.00	4.39	92.44	40.02	81.79	245.00	2.28
05/22/97N75E	0.0647	88.17	5.24	54.97	45.18	79.62	181.55	0.066
05/22/97S15E	0.0503	88.17	4.47	50.73	45.59	73.03	164.57	0.128
12/22/97N75E	0.0192	51.46	2.70	78.20	40.70	104.33	173.34	.018
12/22/97/S15E	0.0239	51.46	2.13	93.19	43.89	78.40	193.32	.018
Nota: λ = constante en las cuatro capas								Σ error: 8.23

Tabla VII.V.b. Módulo de rigidez al cortante del suelo.

Evento Sísmico	G ₁ (m/s) (0-7m)	G ₂ (m/s) (7-18m)	G ₃ (m/s) (18-29m)	G ₄ (m/s) (29-45m)
09/30/99N75E	12.00	2.60	8.92	70.12
09/30/99S15E	11.22	2.82	7.89	88.90
06/21/99N75E	8.70	2.73	11.31	33.94
06/21/99S15E	9.61	2.81	9.40	61.57
06/15/99N75E	8.18	3.32	13.07	25.80
06/15/99S15E	13.06	2.45	10.22	91.80
05/22/97N75E	4.60	3.12	9.70	50.40
05/22/97S15E	3.93	3.18	8.15	41.41
12/22/97N75E	9.35	2.53	16.64	45.94
12/22/97/S15E	13.30	2.94	9.40	57.14

En estas tablas, λ es la relación de amortiguamiento, V_1 , V_2 , V_3 y V_4 son las velocidades medias de ondas de cortante para cada capa y G_1 , G_2 , G_3 y G_4 son los módulos medios cortantes del suelo en cada capa. Los perfiles de velocidades de ondas de cortante obtenidos en el análisis se muestran en la figura 7.2. Así mismo, se incluye la velocidad de ondas de cortante usando el cono sísmico (TGC geotecnia, 1992).

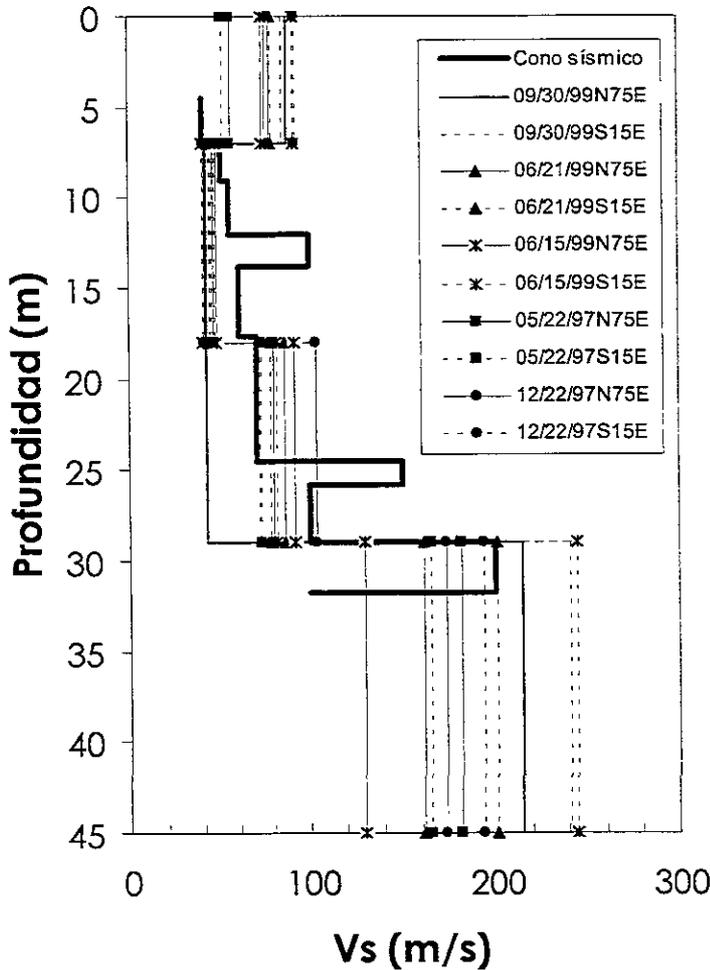


Figura 7.2. Comparación de velocidades de ondas de cortante (shakeopt).

En las figuras 7.3 a 7.12, se muestran las comparaciones de los espectros de respuesta calculados y optimados (en todos ellos se usó un amortiguamiento estructural de $\xi = 0.5\%$). Resalta la excelente concordancia para la mayor parte de los sismos analizados. Esta evidencia queda asentada al comparar las historias de aceleración optimadas con las registradas (ver figura 7.13), donde prácticamente no se observa una diferencia entre ambos acelerogramas. Esto se debe en gran medida a la calidad de los registros utilizados y a que todos los acelerómetros se disparan al mismo tiempo, con lo cual no se incurre en errores al tratar de tener el mismo tiempo de arranque recortando los registros.

Sismo, 30/09/99N75E.

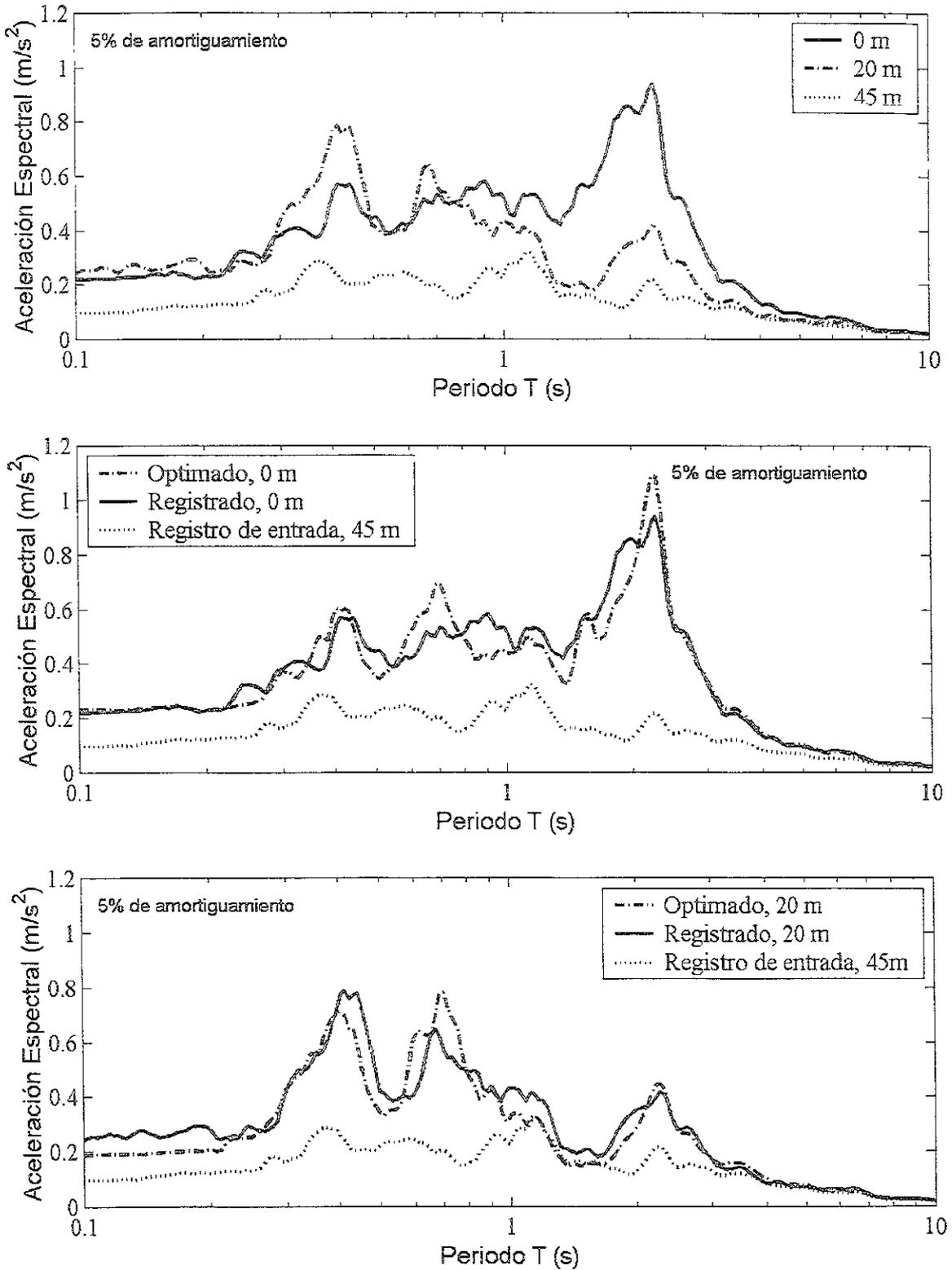


Figura 7.3. Espectros de aceleraciones registrados en el sitio EJ-15 y comparación con los optimados en superficie y a 20 m de profundidad, sismo 30/09/99N75E.

Sismo, 30/09/99S15E.

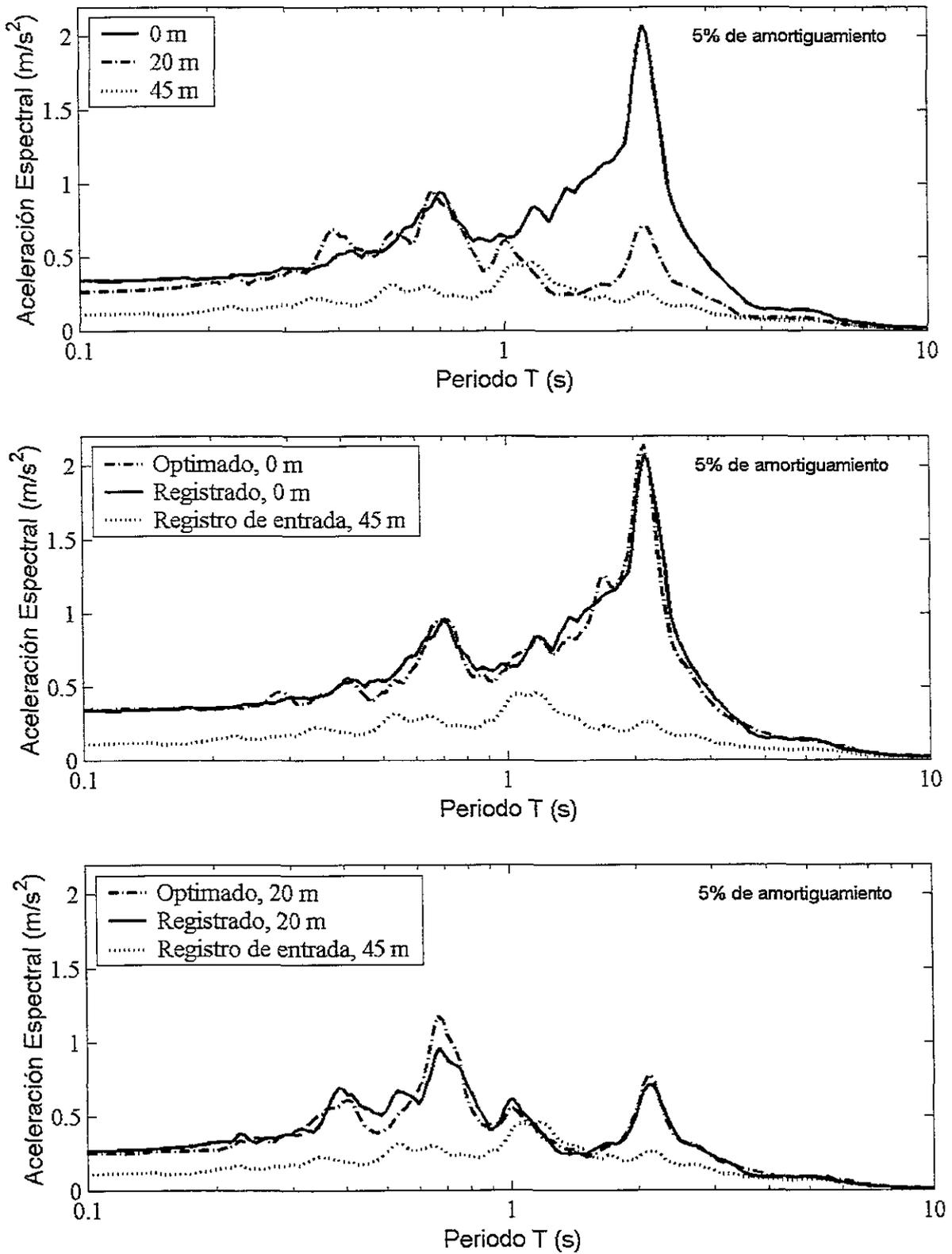


Figura 7.4. Espectros de aceleraciones registrados en el sitio EJ-15 y comparación con los optimados en superficie y a 20 m de profundidad, sismo 30/09/99S15E.

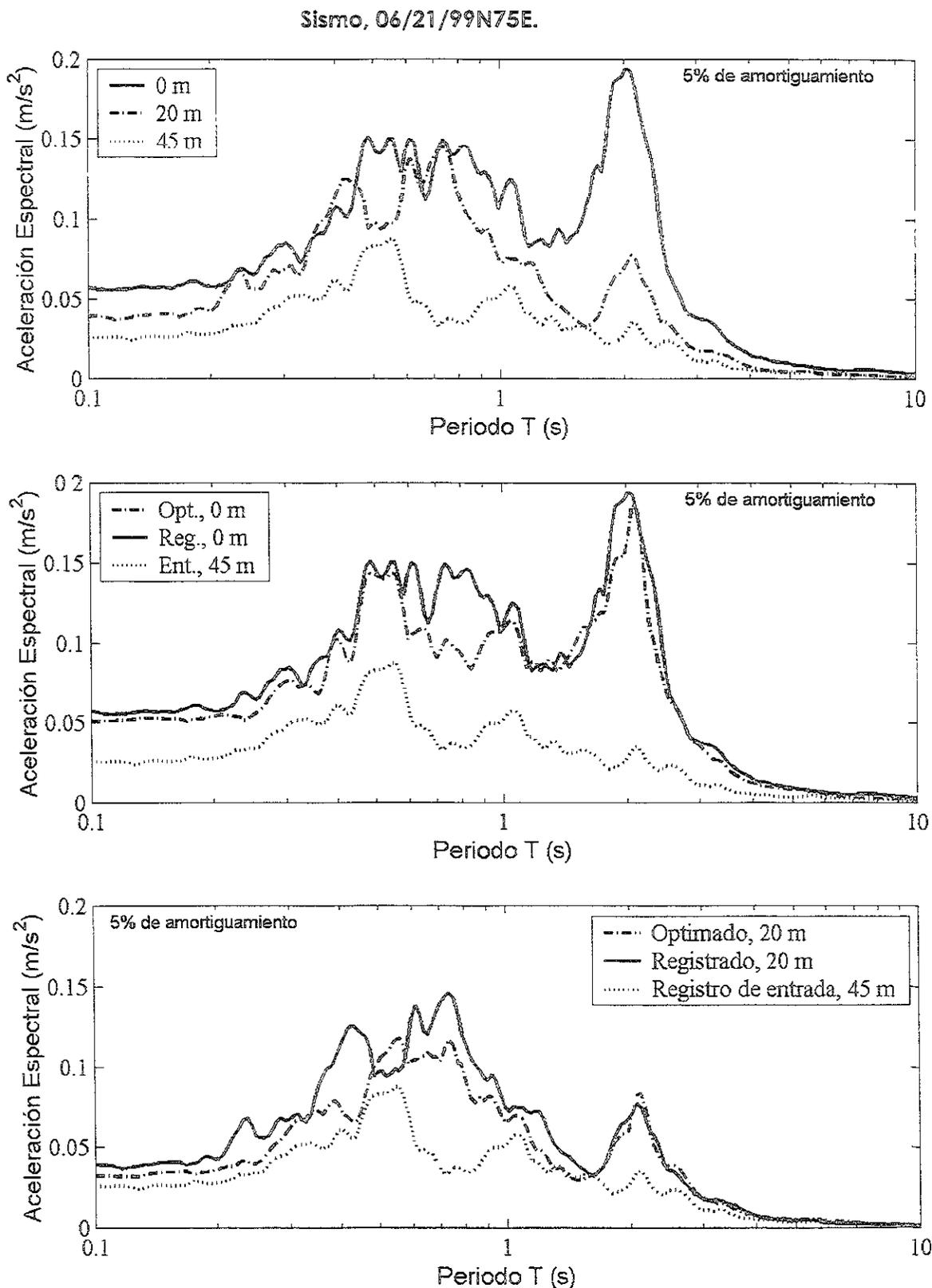


Figura 7.5. Espectros de aceleraciones registrados en el sitio EJ-15 y comparación con los optimados en superficie y a 20 m de profundidad, sismo 06/21/99N75E.

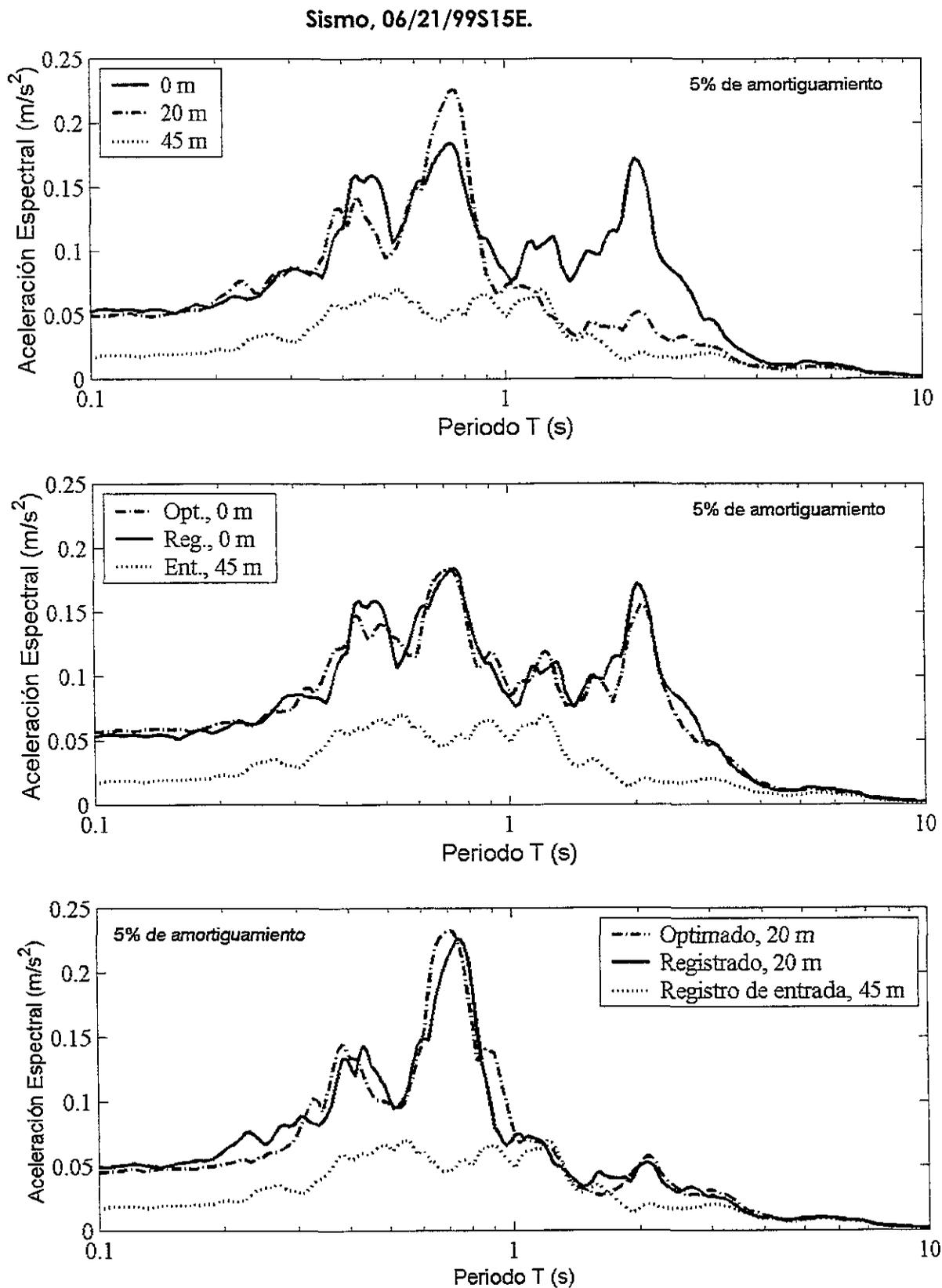


Figura 7.6. Espectros de aceleraciones registrados en el sitio EJ-15 y comparación con los optimados en superficie y a 20 m de profundidad, sismo 06/21/99S15E.

Sismo, 06/15/99N75E.

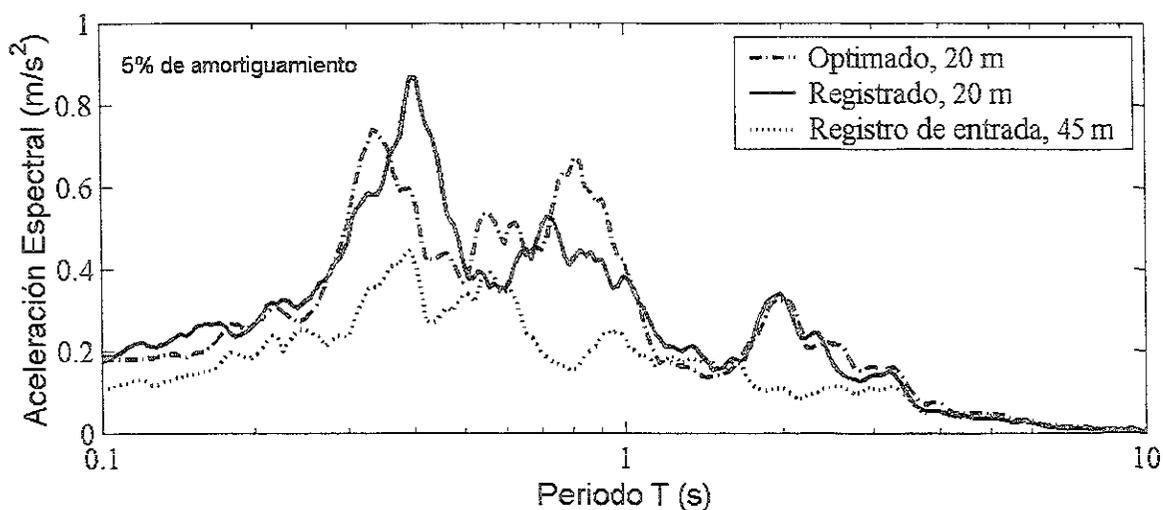
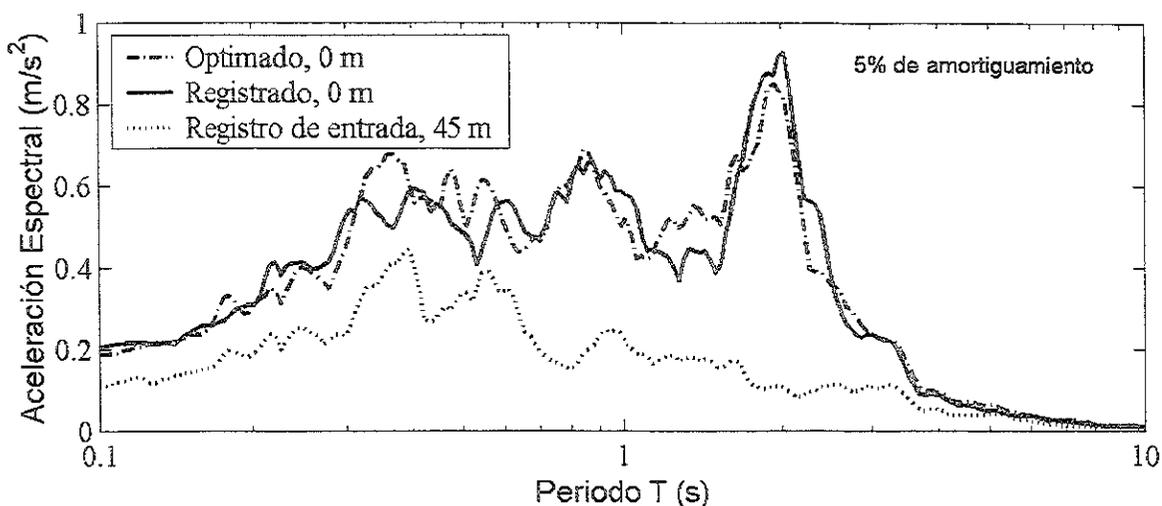
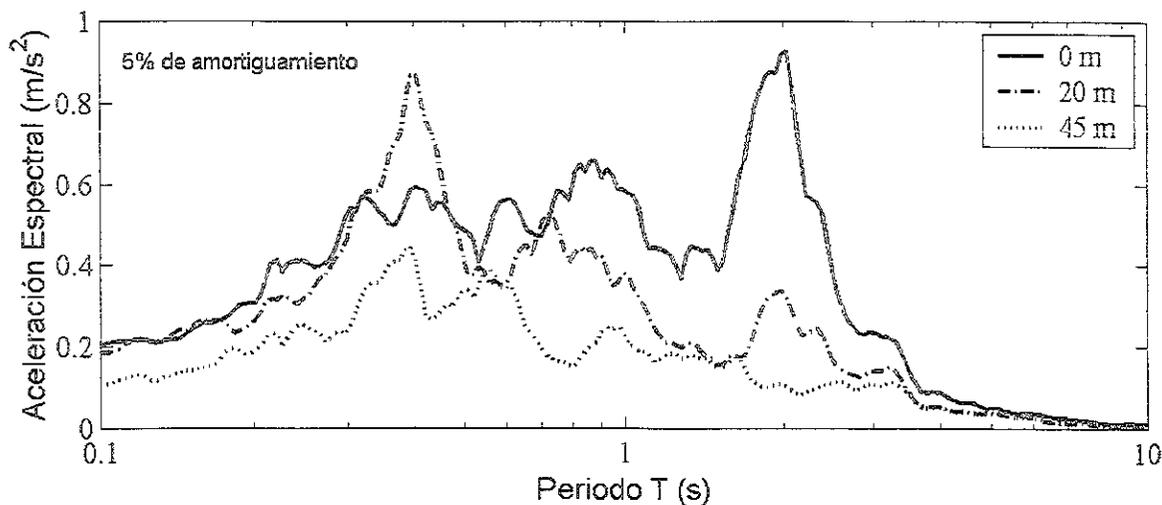


Figura 7.7. Espectros de aceleraciones registrados en el sitio EJ-15 y comparación con los optimados en superficie y a 20 m de profundidad, sismo 06/15/99N75E.

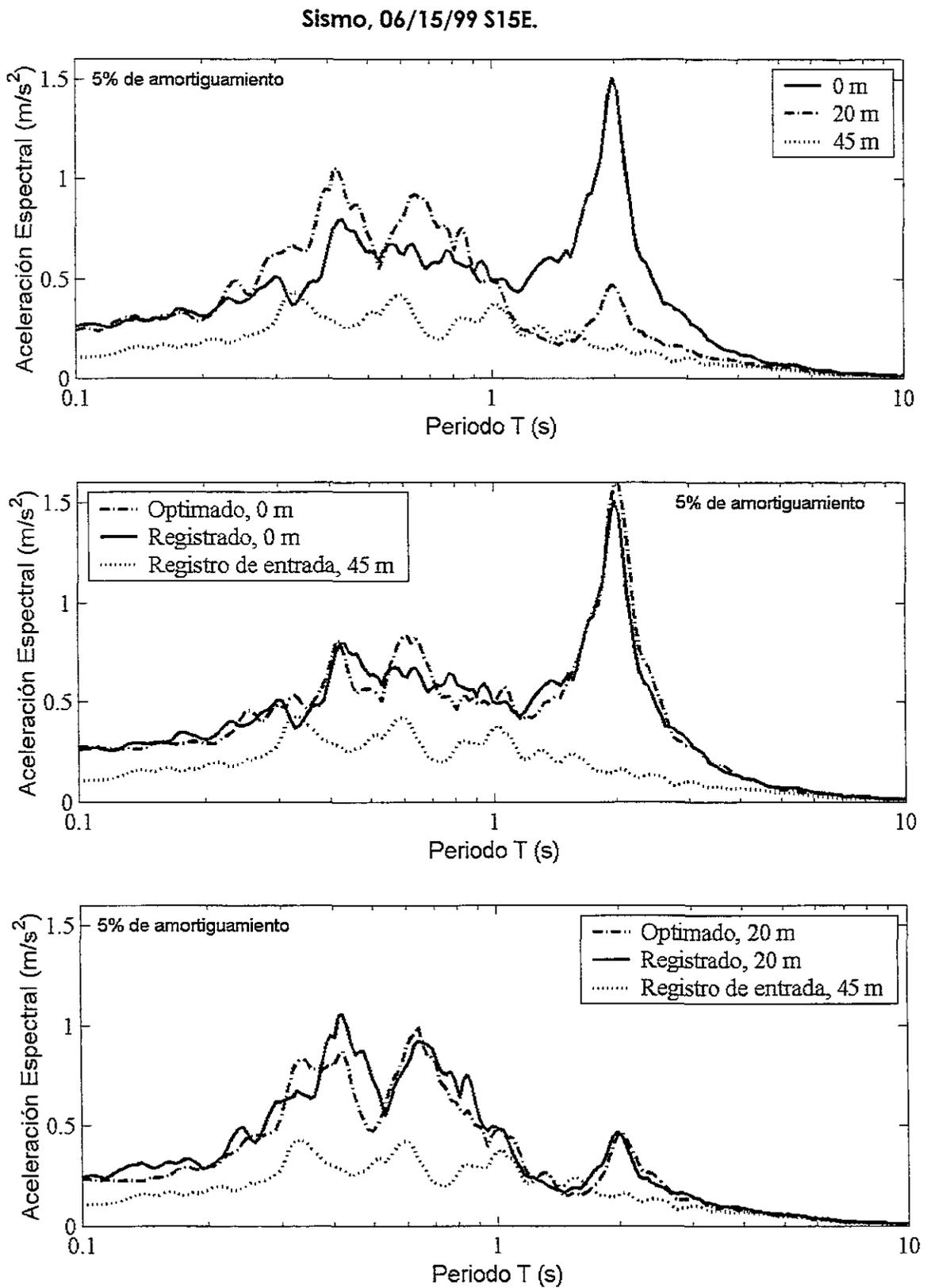


Figura 7.8. Espectros de aceleraciones registrados en el sitio EJ-15 y comparación con los optimados en superficie y a 20 m de profundidad, sismo 06/15/99 S15E.

Sismo, 05/22/97N75E.

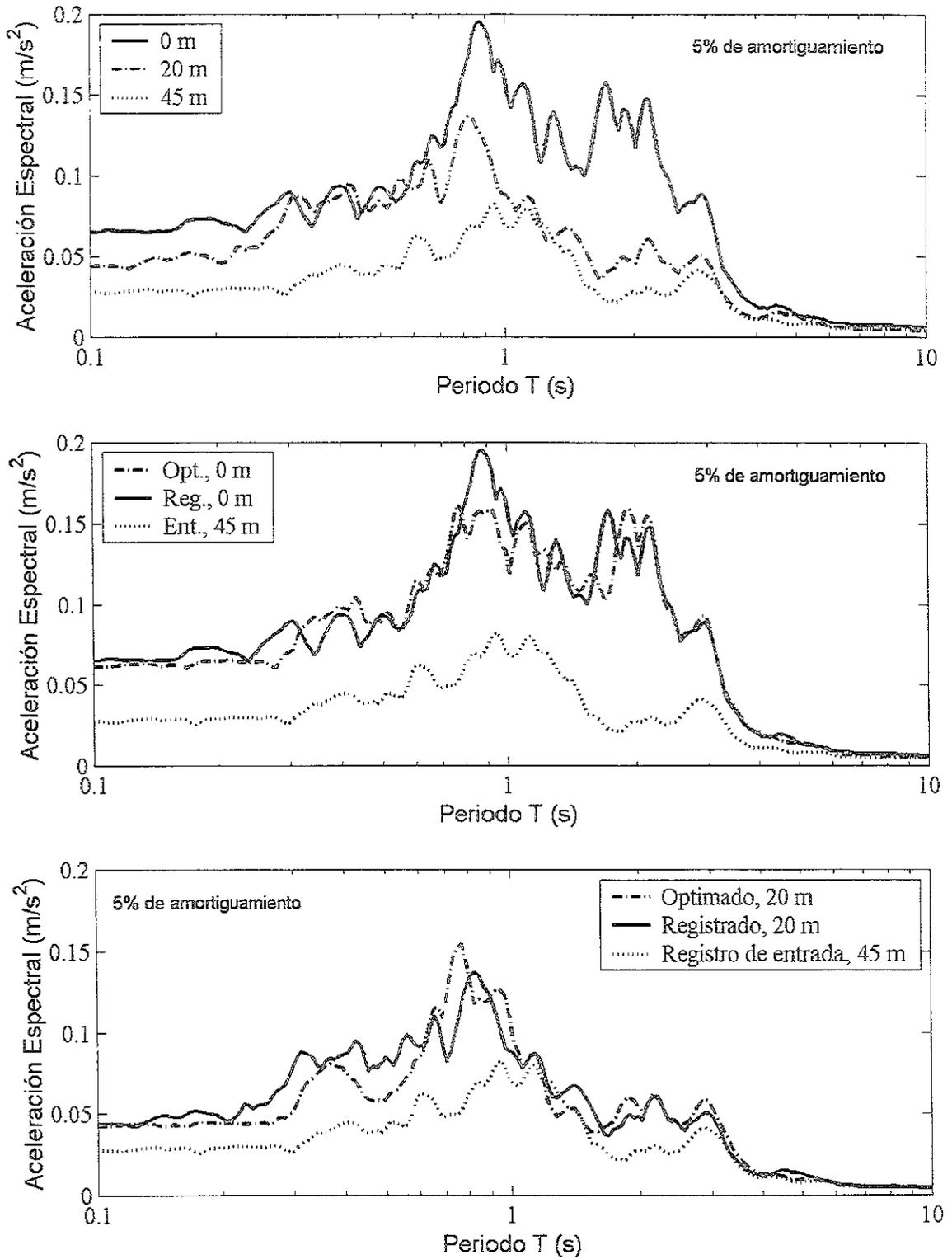


Figura 7.9. Espectros de aceleraciones registrados en el sitio EJ-15 y comparación con los optimizados en superficie y a 20 m de profundidad, sismo 05/22/97N75E.

Sismo, 05/22/97S15E.

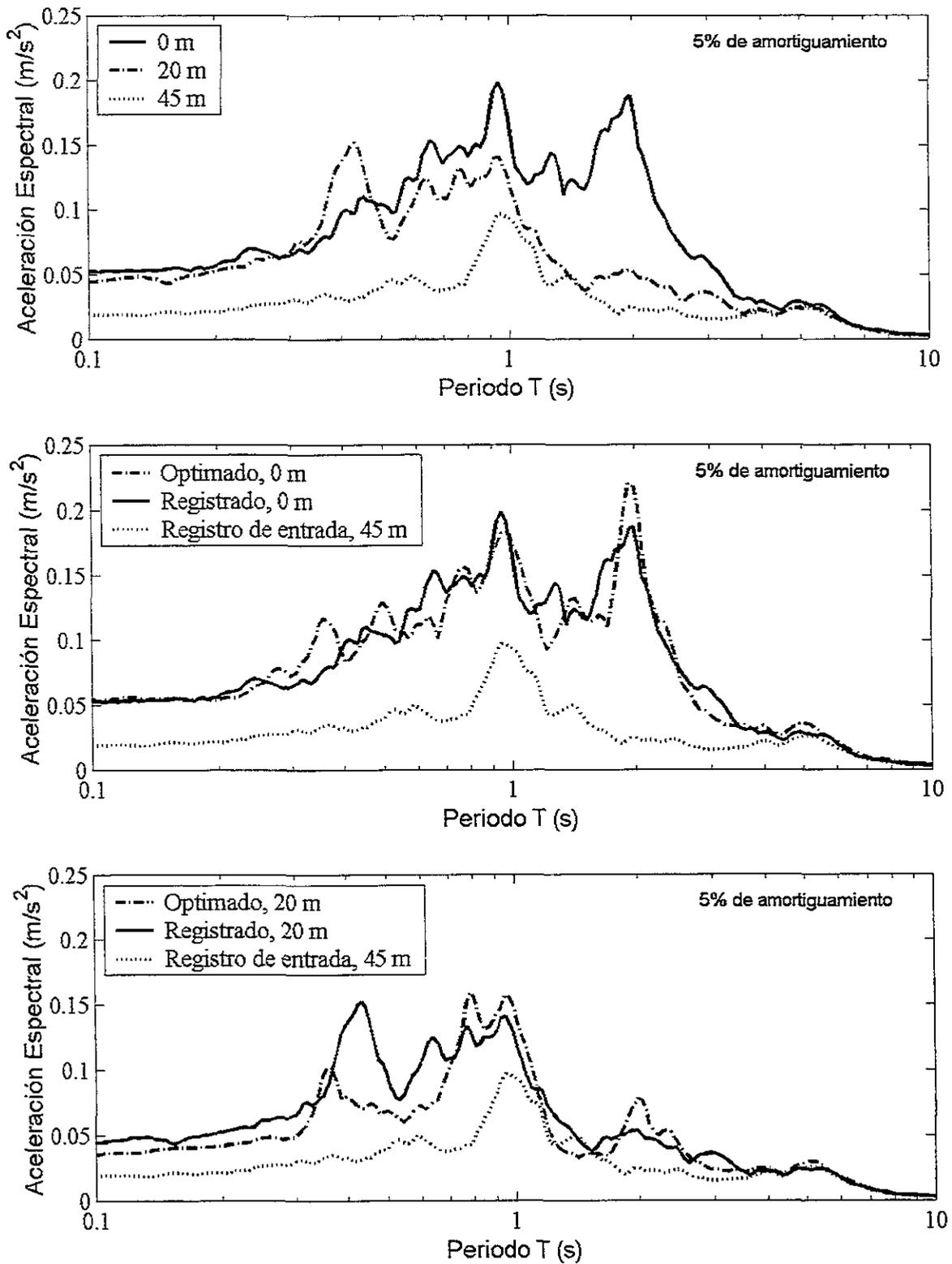


Figura 7.10. Espectros de aceleraciones registrados en el sitio EJ-15 y comparación con los optimados en superficie y a 20 m de profundidad, sismo 05/22/97S15E.

Sismo, 12/22/97N75E.

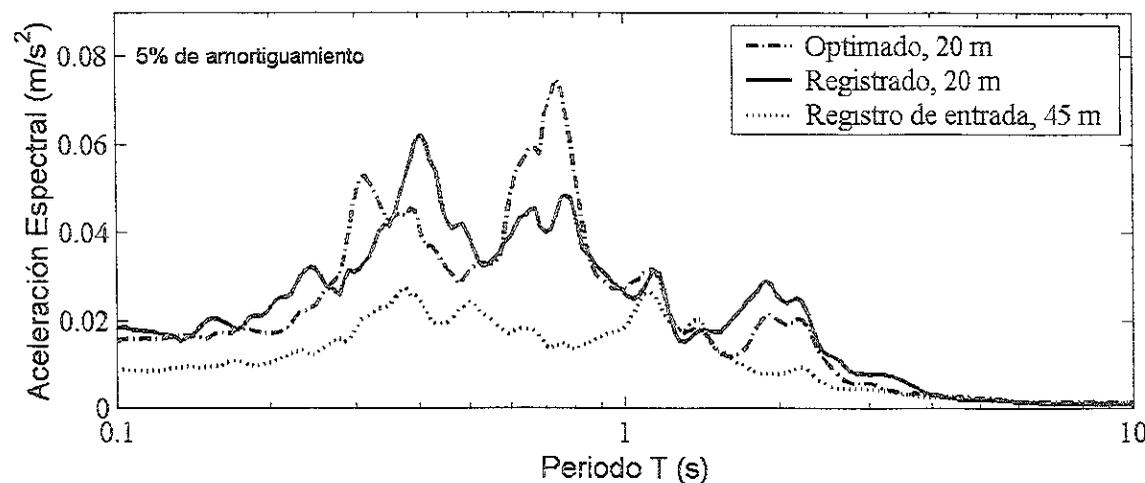
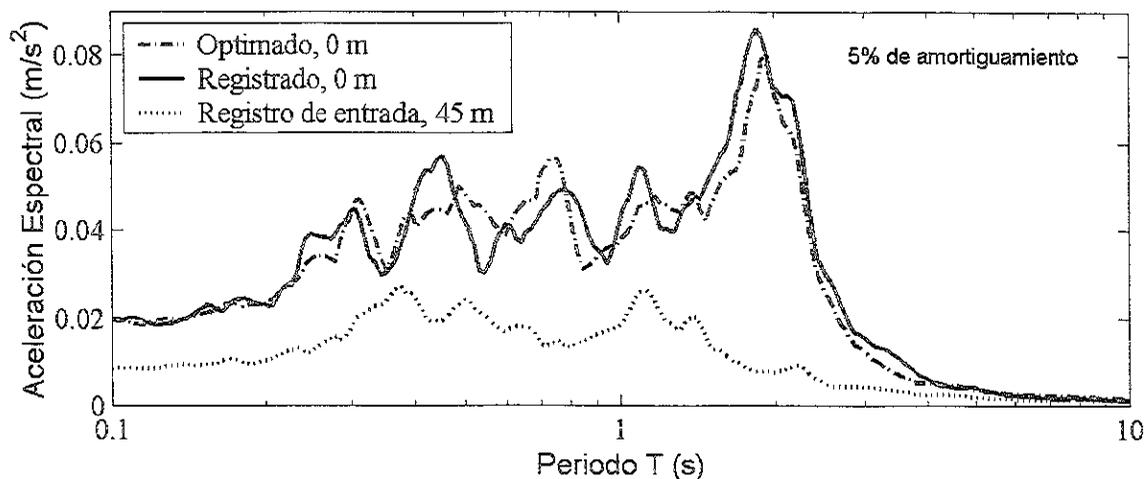
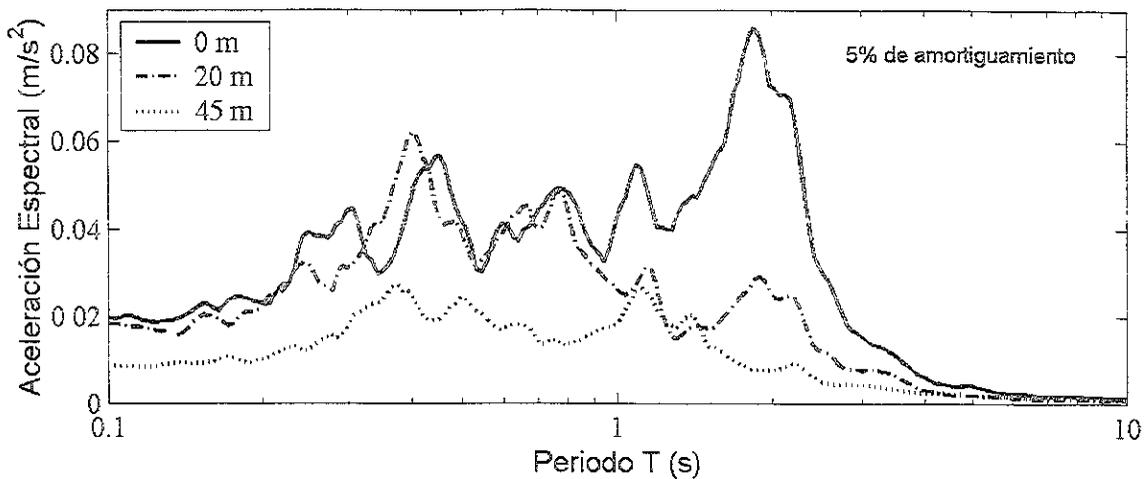


Figura 7.11. Espectros de aceleraciones registrados en el sitio EJ-15 y comparación con los optimados en superficie y a 20 m de profundidad, sismo 12/22/97N75E.

Sismo, 12/22/97S15E.

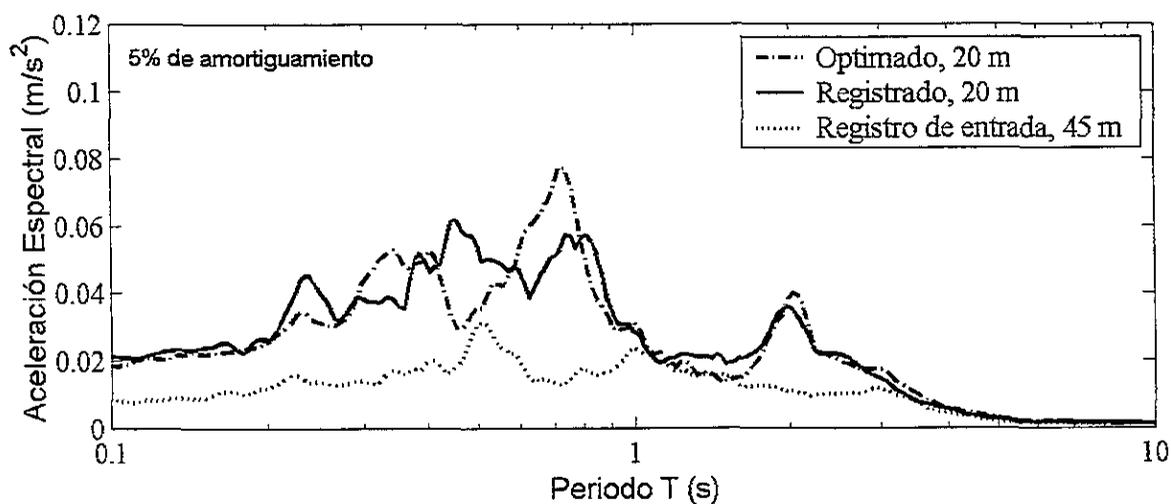
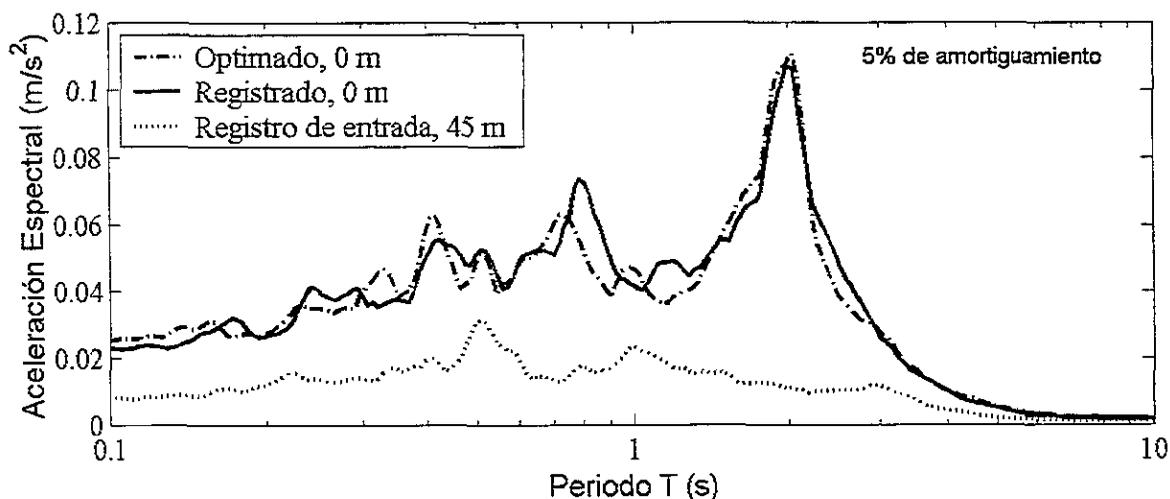
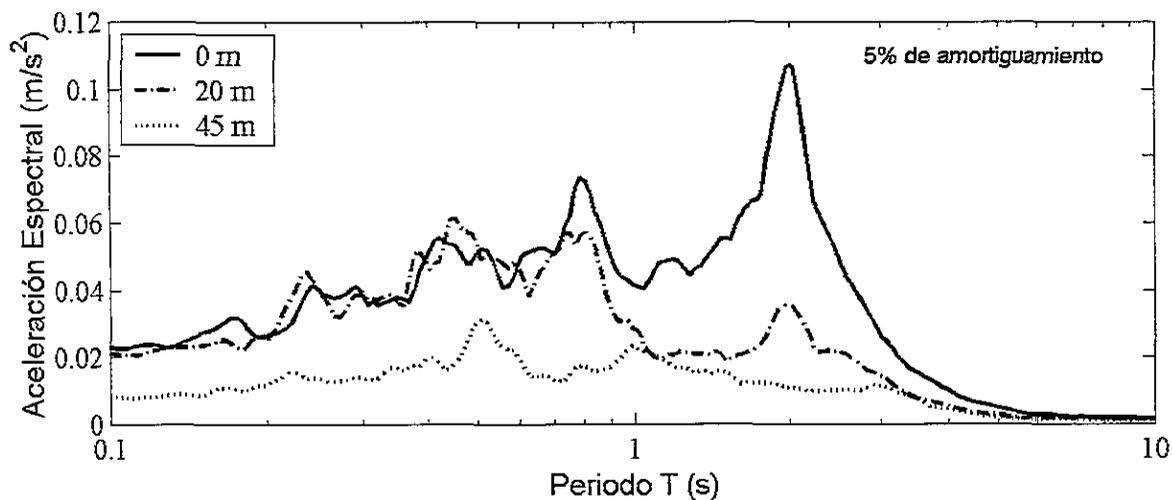
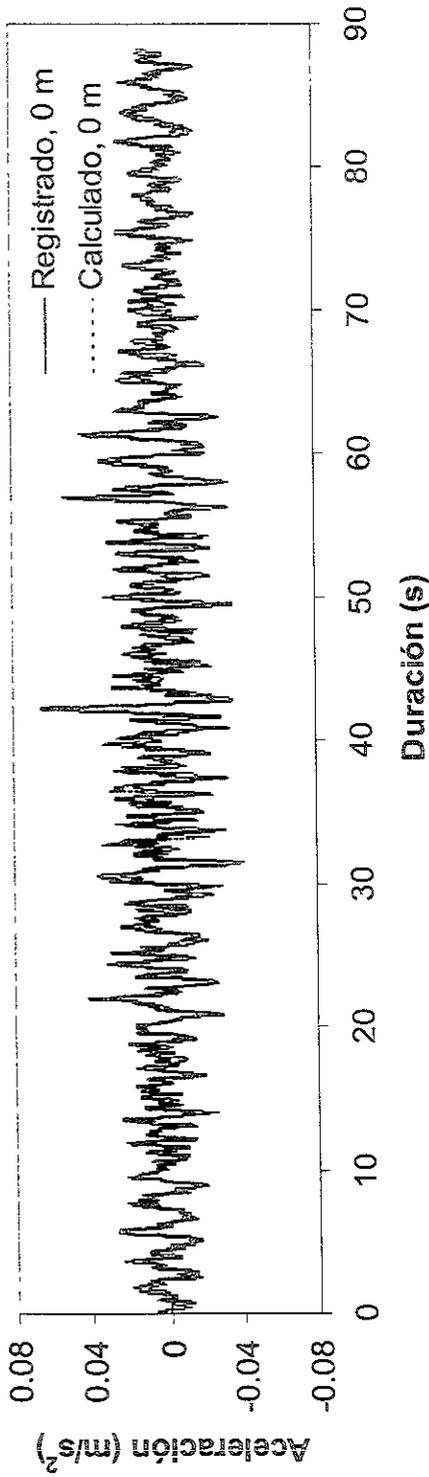
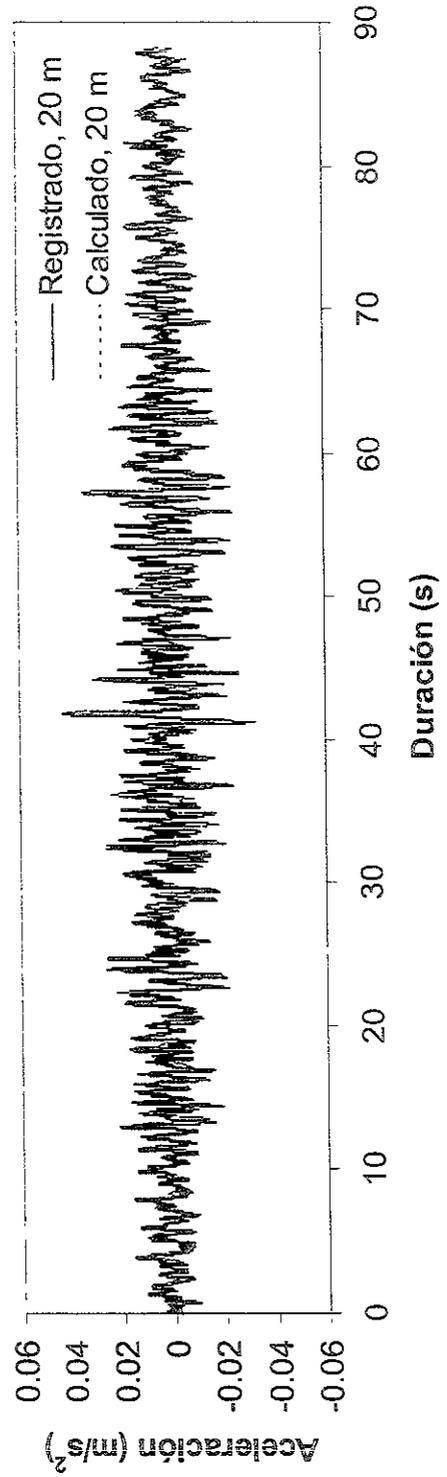


Figura 7.12. Espectros de aceleraciones registrados en el sitio EJ-15 y comparación con los optimados en superficie y a 20 m de profundidad, sismo 12/22/97S15E.



a)



b)

Figura 7.13. Comparación entre historia de aceleraciones del sismo 05/22/97N75E: a) en superficie y b) a 20 m. de profundidad

7.3.

Comparación de resultados.

En la tabla VII.VI se muestran las deformaciones máximas calculadas en el análisis. Las deformaciones varían entre 0.00534 a 0.19%. En la figura 7.14 se muestran los resultados de la relación de amortiguamiento obtenidos en este análisis (triángulos). En ésta se observa que la mayoría de los puntos están por encima del límite superior de la banda aceptada para la arcilla del valle de México para el intervalo de deformación estudiado.

Tabla VII.VI. Deformaciones cortantes máximas (%) obtenidas.

Evento	3.5m	12.5m	23.5m	37m
09/30/99N75E	0.0057	0.1153	0.0509	0.0089
09/30/99S15E	0.0094	0.1878	0.0958	0.0093
06/21/99N75E	0.0019	0.0195	0.0078	0.0029
06/21/99S15E	0.0017	0.0224	0.0077	0.0016
06/15/99N75E	0.0067	0.0757	0.0325	0.0201
06/15/99S15E	0.0062	0.1379	0.0483	0.0064
05/22/97N75E	0.0039	0.0235	0.0075	0.0024
05/22/97S15E	0.004	0.0216	0.0109	0.0027
12/22/97N75E	0.000534	0.0098	0.005	0.0009857
12/22/97S15E	0.000583	0.0089	0.0018	0.0008259

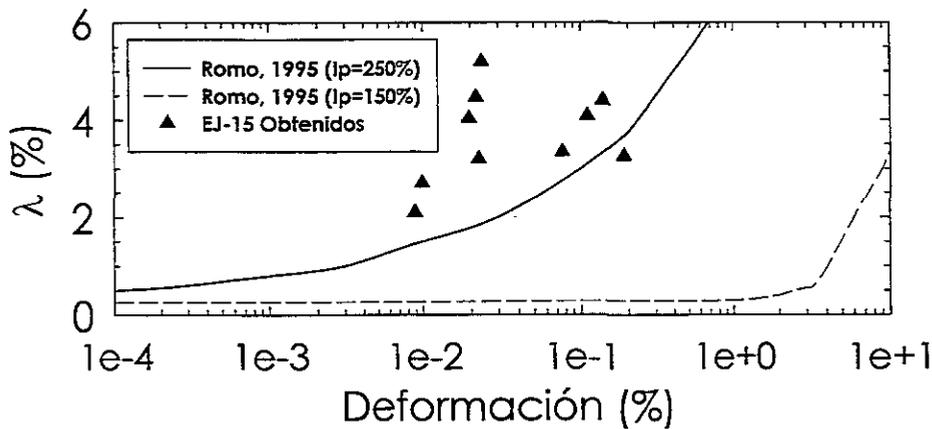


Fig. 7.14. Relación de amortiguamiento en función de la deformación cortante.

Por otra parte, la figura 7.15 muestra que el intervalo de deformación está muy cercano al no-lineal debido a que en el análisis se introdujeron seis componentes de historias de aceleración que tienen una aceleración que varía entre 0.20 a 0.33 m/s² aproximadamente.

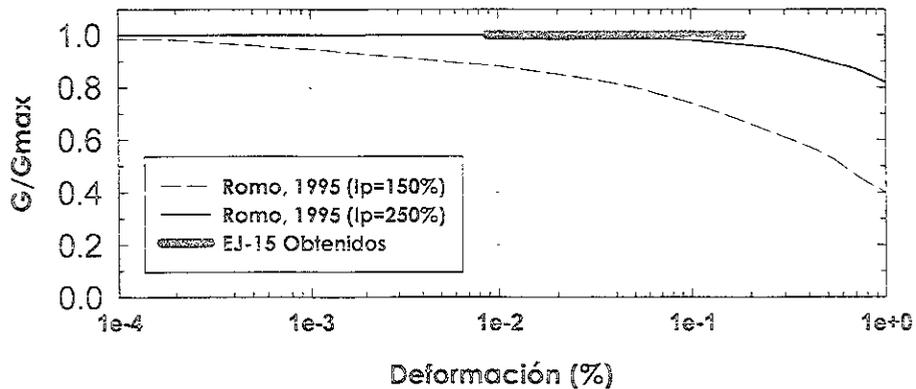


Fig. 7.15. Módulo de rigidez normalizado en función de la deformación cortante.

7.4.

Análisis y Discusión de Resultados.

Considerando que los parámetros calculados del módulo de rigidez al cortante, G , varían en el intervalo de 2.53 Mpa a 91.80 Mpa dependiendo de la capa por analizar. En la tabla VII.Vb, se muestra que la primera capa (0-7), tiene una rigidez alta. Esto quizá se deba a la influencia de los rellenos existentes o posiblemente a la influencia del cajón de cimentación (rígido), desplantado a 3 m de profundidad. Por otra parte, la rigidez disminuye notablemente en la capa comprendida entre 7 y 18 m, donde se presenta la primera capa arcillosa compresible. Así mismo, este parámetro se incrementa en la capa de 18 a 29 m, donde también está presente un estrato arcilloso. Finalmente, el módulo de rigidez aumenta notablemente en la última capa (29-45 m), debido a que esta capa representa parte de los depósitos profundos.

En cuanto a la relación de amortiguamiento, λ , este parámetro varía en el intervalo de 2.13 a 5.24%, valores que caen satisfactoriamente dentro del rango de los datos de laboratorio.

La comparación entre las respuestas espectrales e historias de aceleración calculadas y registradas es excelente.

Los perfiles de velocidad de ondas de cortante obtenidos en este análisis reproducen adecuadamente a los obtenidos mediante la técnica del cono sísmico. Los resultados incluidos en la figura 7.15 muestran que las deformaciones obtenidas son ligeramente inferiores al umbral de deformación a partir del cual el comportamiento de la arcilla de la ciudad de México es no lineal.

8.

Conclusiones.

Día con día, los procedimientos teóricos para evaluar las propiedades dinámicas en depósitos de suelo instrumentados se vuelven más accesibles en el campo de la geotecnia. En esta tesis se describieron dos métodos para evaluar dichas propiedades, basados en modelos de propagación unidimensional de ondas.

En el sitio SCT, se evaluaron las propiedades dinámicas de suelo mediante tres análisis a partir de dos eventos sísmicos. Con estos análisis, se corroboró que los programas Shakeopt y Sbeam son herramientas confiables para analizar la respuesta sísmica de los depósitos de arcilla de la ciudad de México y, consecuentemente, resolver el problema inverso para evaluar las propiedades dinámicas de los suelos.

Cabe señalar que el sitio SCT es de gran interés en el ámbito científico, pero desafortunadamente, no se tienen los registros necesarios para lograr estudios más completos cuya finalidad sea estimar las propiedades dinámicas del suelo utilizando la técnica de identificación de sistemas y así reforzar el conocimiento que sobre este sitio se tiene actualmente.

Basados en los tres análisis realizados en el sitio SCT, se concluye que:

- a) El uso de una función que considera la variación parabólica de la rigidez del material con la profundidad en dos análisis, proporciona resultados similares a los obtenidos mediante una discretización de capas en el depósito (seis capas);
- b) En los tres análisis se obtienen valores de la relación de amortiguamiento que varían entre 1.0 y 7.2%. El primer valor se obtuvo a partir del sismo con una aceleración máxima de 0.30 m/s^2 mientras que el segundo valor se evaluó a partir del sismo con aceleración máxima de 0.16 m/s^2 concluyendo que el valor de aceleración máxima repercute notablemente en el resultado;
- c) Los perfiles de velocidad de ondas de cortante optimados, casi siempre envuelven a los obtenidos mediante las técnicas de campo: sonda suspendida y down-hole;
- d) La comparación entre espectros de respuesta e historias de aceleración varía de regular a satisfactoria dependiendo del evento sísmico analizado;
- e) Los resultados obtenidos a partir de dos eventos sísmicos, con aceleraciones máximas que varían de 0.05 a 0.307 m/s^2 , nos permiten obtener las propiedades dinámicas en el intervalo lineal. Las deformaciones de cortante desarrolladas son de 0.002 a 0.075% .
- f) Con los resultados obtenidos en este sitio, considerando la falta de información y la falta de mantenimiento de los acelerógrafos existentes en este sitio, es necesario seguir realizando investigaciones tanto de amplificación de sitio como de evaluación de las propiedades dinámicas del suelo a partir de historias de aceleración.

En el sitio CAO, se realizaron cinco análisis considerando cinco eventos sísmicos diferentes. En los tres primeros se utilizó el programa Shakeopt, y se discretizó al depósito en dos, cuatro y seis capas. Esto, con la finalidad de conocer si los resultados de la respuesta sísmica varían en función de la división de capas en el estrato. Por otra parte se realizaron otros dos análisis utilizando los programas Shakeopt y Sbeam. En estos dos análisis, se consideró la variación de la rigidez del material con la profundidad.

Con los resultados obtenidos en los cinco análisis en el sitio CAO, se concluye que:

- a) La discretización del depósito en dos, cuatro y seis capas proporciona resultados similares tanto del módulo de rigidez como de la relación de amortiguamiento, pero cabe señalar que en el segundo caso, el vector de error es menor;
- b) Con ayuda de una expresión que toma en cuenta una variación parabólica en función de la profundidad, se obtienen excelentes resultados;
- c) Observando los resultados obtenidos en el cuarto análisis y apreciando una gran similitud entre ellos, se decidió identificar los parámetros dinámicos a partir de las diez historias de aceleración registradas a 60 m de profundidad. Es decir, para obtener resultados prácticos, con la ayuda del programa Shakeopt, se llevó a cabo un análisis donde se realiza la optimización de 30 historias de aceleración en una misma corrida (considerando los registros a tres profundidades; en superficie, a 12 y 30m). En este análisis se obtuvo lo siguiente: un sólo perfil de velocidad de ondas de cortante, un solo perfil de módulo de rigidez al cortante, y un valor único de la relación de amortiguamiento de 1.07%. Con esto es posible obtener propiedades dinámicas basados en análisis que consideran las características de varios eventos sísmicos;
- d) Los valores de la relación de amortiguamiento obtenidos mediante los cinco análisis son consistentes con los obtenidos en laboratorio para el intervalo de deformaciones estudiado, variando entre 0.315 a 2.23%;
- g) Los análisis se realizaron dentro del intervalo lineal debido a que los eventos sísmicos utilizados son de pequeña magnitud, (aceleraciones máximas de 0.0128 a 0.17 m/s²). Se alcanzan deformaciones de cortante de 0.002 a 0.075%;
- e) La comparación entre espectros de respuesta, historias de aceleración y perfiles de velocidad de ondas de cortante es satisfactoria para todos los casos analizados;
- f) Para este sitio, se concluye que el modelo de propagación de ondas de cortante (programa shakeopt) aventaja al modelo de masas concentradas (programa sbeam), esto debido a que, el primer modelo analiza la respuesta en el dominio de la frecuencia dejando a un lado el problema de la falta de sincronización entre tiempos del arreglo aceleragráfico;
- g) Es pertinente señalar la necesidad de realizar la sincronización entre instrumentos en este sitio, ya que para investigaciones futuras será de gran utilidad.

Para los sitios SCT y CAO se concluyó que el considerar un modelo que toma en cuenta la variación de la velocidad de ondas de cortante y el módulo de rigidez en función de la profundidad, proporciona resultados adecuados. En esta tesis, se utilizó una variación parabólica con la que se observa poco incremento de rigidez en los primeros 30 m de profundidad alcanzando un incremento mayor de 30 a 60 m de profundidad. Los perfiles obtenidos son similares a los obtenidos mediante técnicas de campo.

Los resultados obtenidos en el análisis realizado en el Edificio Jalapa son los más satisfactorios de este trabajo, por la excelente aproximación entre el espectro de respuesta basado en mediciones y el calculado. Esto lleva a concluir que:

- a) El tener un tiempo de disparo común entre los sensores de pozo y el sensor superficial y a la vez una digitalización apropiada de registros, evita hacer correcciones mediante filtrado de las señales a utilizar.
- b) El análisis realizado en el sitio EJ-15 proporciona parámetros de la relación de amortiguamiento del orden de 2.13 a 5.24%, valores similares a los determinados en el sitio SCT;
- c) El perfil de velocidad de ondas de cortante calculado se ajusta muy bien al obtenido mediante cono sísmico;
- d) La comparación entre espectros de respuesta e historias de aceleración es excelente;
- e) El intervalo de deformación desarrollado está entre 0.00534 y 0.18% abarcando un intervalo lineal y no lineal. Esto se debe a que las aceleraciones máximas de los eventos analizados varía del orden de 0.00719 a 0.33 m/s².

Cabe mencionar que de los eventos sísmicos registrados se puede extraer información valiosa como los parámetros dinámicos de depósitos de suelo, entre otros datos referentes al comportamiento de las estructuras. Actualmente, la técnica de identificación de sistemas es una herramienta eficaz para evaluar parámetros de un sistema a partir del uso de datos de entrada y salida del mismo.

Por otro lado, esta técnica solamente nos permite aprovechar información que se tiene o necesitamos esperar a que ocurra un sismo para evaluar la respuesta del suelo, además de que, tiene la desventaja que solamente se conocerán las propiedades del suelo del sitio donde están ubicados los acelerógrafos. Pero es una buena alternativa para estudiar el comportamiento sísmico del suelo y extraer sus propiedades dinámicas (G y λ).

Es pertinente mencionar que las propiedades dinámicas de los depósitos arcillosos de la ciudad de México obtenidas con otros procedimientos como lo son técnicas de campo y pruebas de laboratorio arrojan una correlación entre resultados muy acorde con los obtenidos mediante análisis del problema inverso. Por esta razón, los resultados de esta tesis son de gran utilidad debido a que proporcionan una mayor certeza sobre los valores de las propiedades dinámicas obtenidos.

En futuras investigaciones se deberá realizar un análisis no lineal con el objeto de estudiar el comportamiento y propiedades dinámicas del suelo, ante sismos fuertes, usando registros de aceleraciones en pozo y superficie.

Bibliografía.

[1] Abdel-Ghaffar, A. M. y Scott, R. F. (1978), "Investigation of the Dynamic Characteristics of an Earth Dam", Report No. EERL 78-02, Earthquake Engineering Laboratory, Pasadena, California, E.U.A.

[2] Abdel-Ghaffar, A. M. And Scott, R. F. (1979), "Shear Moduli and Damping Factors of Earth Dam", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE Vol. 105, No. GT12, diciembre.

[3] Bard, Y. (1974), "Nonlinear Parameter Estimation", Academic Press, Nueva York, E.U.A.

[4] Bazán, E. y Meli, R. (1999), "Diseño sísmico de edificios", Limusa, Noriega editores, México.

[5] Beck, J. L. (1980), "Structural Identification using Linear Models and Earthquake Records", Earthquake Engineering and Structural Dynamic, Vol. 8.

[6] Bendat, J. S. (1958), "Nonlinear System Analysis and Identification from Random Data", John Wiley & Sons, Nueva York, E.U.A.

- [7] Boaz P. (1997), "A Course in Digital Signal Processing", John Wiley & Sons, inc., Canada.
- [8] Bozzo L. y Barbat A. (2000), "Diseño sismorresistente de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas", Editorial Reverté., Barcelona, España.
- [9] Carvajal-Uribe, J. C. (2001), "Análisis Espectral de Movimientos Sísmicos en la Ciudad de México para Evaluar Propiedades Dinámicas del Suelo", Tesis de Maestría (UNAM), febrero.
- [10] Chapra, S. C., y Canale, R. P. (1995), "Numerical Methods for Engineering. McGRAW-Hill, Colorado, E..U.A.
- [11] Chopra, A. K. (1995), "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice Hall, California, E..U.A.
- [12] Clough, R. W. y Penzien, J. (1993), "Dynamics of Structures", McGraw-Hill, Inc., California, E..U.A.
- [13] Cooley, J. W. y Tukey, J. W. (1965), "An Algorithm for the Machine Calculation of Complex Fourier Series: Mathematics of computation", Vol. 19. No. 90, pp. 297-301.
- [14] DiPasquale, E. y Cakmak, A. S. (1988), "Identification and Serviceability Limit State and Directions of Seismic Structural Damage", Technical Report NCEER-88-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, E..U.A.
- [15] Dobry, R. y Vucetic, M. (1987), "Propiedades Dinámicas y Respuesta Sísmica de los Depósitos de Arcilla Blanda", Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos. Vol. 2.
- [16] Dobry, R. (1991), "Soil Properties and Earthquake Ground Response", Proceedings of the Tenth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florencia, 26-30 de mayo.
- [17] Elgamal, A-W., Abdel-Ghaffar y Prevost, J. H. (1985), "Elasto-Plastic Earthquake Shear-Response of One-Dimensional Earth Dam Models". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 13, pp. 617-633.
- [18] Elgamal, A-W. (1991), "Shear Hysteretic Elasto-Plastic Earthquake Response of Soil Systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20.
- [19] Elgamal, A-W. y Gunturi, R. V. (1993), "Dynamic Behaviour and Seismic Response of the Infiernillo Dam", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22, pp. 665-684.

- [20] Elgamal, A-W., Zeghal, M., Tang, H.T. y Stepp, J. C. (1995), "Lotung Downhole Array I: Evaluation of Site Dynamic Properties", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 4, abril. pp. 350-362.
- [21] Elgamal, A. W., Zeghal, M., Parra, E., Gunturi, R., Tang, H. T., y Stepp, J. C. (1996), "Identification and Modeling of Earthquake Ground Response I. Site Amplification", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 15, No. 8, diciembre, pp. 499-522.
- [22] Elgamal, A. W., Zeghal, M., y Parra, E. (1997), "Identification and Modeling of Earthquake Ground Response", *Proc. 1st Intl. Conf. On Earthquake Geotechnical Engineering (IS-Tokyo 1995)*, Theme Lecture, Nov. 14-16, 1995, Tokyo, Japan, A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 3, pp. 1369-1466.
- [23] Elgamal, A.W., Lai, T., Wilson, D.W., y Kutter, B.L. (2001), "Identification of Small Strain Dynamic Properties of Dense Sand", 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, marzo 26-31, 2001, San Diego, California, E.U.A.
- [24] Elgamal, A-W., Tao Lai, Zhauhui Yang y Liangcai He (2001), "Dynamics Soil Properties, Seismic Downhole Arrays and Applications in Practice (State of the Art Paper)", 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Marzo 26-31, San Diego, , California, E.U.A.
- [25] Eykhoff, P. (1974), "System Identification", John Wyle & Sons, Nueva York, E..U.A.
- [26] Finn, W. D. (1976), "An effective Stress Model for Liquefaction", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 103.
- [27] Franco-Casas (2001). "Evaluación de las Propiedades Geotecnicas del Sitio Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) a 15 Años del sismo de 1985, Tesis de Maestría, UNAM.
- [28] French, A. P. (1971), "Vibrations and Waves". The M. I. T. introductory Physics Series, Norton., Massachussetts, E.U.A.
- [29] Gazetas, G., Tazoh, T., y Shimizu, T. (1992), "Observed Seismic Response of Very Soft Clay Deposits".
- [30] Ghanem, R., y Shinozuka, M. (1994), "Structural System Identification 1: Theory", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 121, No. 2, febrero.
- [31] Gill, P. E., Murray, W., y Wright, M. H. (1981), "Practical Optimization", Academic Press, London and New York, E.U.A.

- [32] Gill, P. E., Murray, W., y Saunders, M. A. (1997), "User's Guide For Snopt 5.3 A Fortran Package For Large-Scale Nonlinear programming. DRAFT, 30 de diciembre. California, E.U.A.
- [33] Glaser, S. (1995), "System Identification and its Application to Estimating Soil Properties", *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 121, No. 7, julio.
- [34] Gordon, B. B., Dayton, D. J, y Sadigh, k (1974), "Seismic Stability of Upper San Leandro Dam", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 100, pp. 523-545.
- [35] Gutenberg, B. (1957), "Effects of Ground on Earthquakes Motion", *Bull. Seismological Society of America*, Vol 47. pp. 221-250.
- [36] Gunturi V. R. (1996), "Identification and Modelling of Seismic Response of Landfills. Ph. D. Dissertation, Rensselaer Polytechnic Institute, abril.
- [37] Hart, G. C., y Yao, J. T. P. (1977), "System Identification in Structural Dynamics", *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 103, No. 6, junio.
- [38] Hernández, L. E. (1994), "Identificación de parámetros estructurales en el edificio Jalapa 15", Tesis de licenciatura, UNAM, México, D. F. enero.
- [39] Housner, G. W. (1986), "Overview of Factors Involved in the Mexico Earthquakes", *Proceedings of the ASCE International Conference on the Mexico Earthquake-1985*, México. pp 1-6.
- [40] Idriss, I. M., Seed, H. B. y Serff, Norman, (1974), "seismic Response by Variable Damping Finite Element". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 100, pp. 1-13.
- [41] Idriss, I. M. y Seed, H. B. (1968), "Seismic Response of Horizontal Soil Layers", *Journal of the Soil Mechanics ad Foundations Division, ASCE*, Vol. 94, No. SM4, julio.
- [42] Ishihara K. (1996), "Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics", Oxford Science Publications, Oxford Engineering Science Series No. 46.
- [43] Jaime, A. P., Romo, M. P., y Ovando, E. (1987), "Características del Suelo en el Sitio Central de Abastos Oficinas", Informe Interno del Instituto de Ingeniería UNAM.
- [44] Jaime, A. P., Romo, M. P., y Ovando, E. (1987), "Características del Suelo en el Sitio SCT", Informe Interno del Instituto de Ingeniería UNAM, Proyecto 6504, enero.

- [45] Japanese Society of Civil Engineering (Editor Ohmachi Tatsuo). (1997), "Dynamic Analysis and Earthquake Resistant Design". Vol. 1, Strong Motion and Dynamic Properties. A. A. Balkema- Rotterdam-Brookfield.
- [46] Kagawa T., Mejía L., Seed H. B., y Lysmer J., (1981), "TLUSH: A Computer Program for the Three-Dimensional Dynamic Analysis of Earth Dams, Report No. UCB/EERC-81/14, University of California, Berkeley, California, E.U.A.
- [47] Kanai, K. (1951), "Relation Between the Nature of Surface layer and the Amplitude of Earthquake motions", Bulletin Tokyo Earthquake Research Institute.
- [48] Kozin, F., y Natke, H. G. (1986), "System Identification Techniques", Structural Safety, Structural dynamic Journal, Vol. 3.
- [49] Lin, J.-S. y Chao, B.-K. (1990), "Estimation of Shear Modulus and Damping Factors of Earth Dam Material", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19.
- [50] Lin, J.-S. (1994), "Extraction of Dynamics Soil Properties using Extend Kalman Filter", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 12, diciembre.
- [51] Makdisi, F. I. y Seed H. B., (1978), "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformation", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, pp. 849-867.
- [52] Martínez-Carvajal, H. E. (1998), "Identificación de las Propiedades Dinámicas de la Ciudad de México", Tesis de Maestría (UNAM), julio.
- [53] Masri, S. F., y Bekey, G. A. (1980), "A Global Optimization Algorithm using Adaptive Random Search", Applied Mathematics and Computation, Vol. 7.
- [54] Marsal, R. J. y Mazari, M. (1957), "El Subsuelo de la Ciudad de México, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- [55] Mendoza, M. J. y Prince, J. (1986), "Preliminary Report on the Earthquake of September 19, 1985, and its Effects on Structures and Foundations in Mexico City", Geotechnical News, Vol. 4, No. 1. pp 20-29.
- [56] Mitchell, D., Adams, J., Devall, R. H., Lo, R. C., y Weichert, D. (1986), "Lessons from the 1985 Mexican Earthquake", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 13, pp. 535-557.
- [57] Muriá Vila, D. y Rodríguez Gutiérrez, G. (1999), "Análisis de los registros sísmicos obtenidos de 1993 a 1998 en el edificio Jalapa", Reporte Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre, 1999, México, D. F.

- [58] NAG Fortran Library. (1991), *Minimizing or Maximizing a Function*, Vol. E04.
- [59] Natke, H. G. (1991), "Recent trends in System Identification", *Structural Dynamics*, W. B. Kratzig, et al. Eds., A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- [60] Newmark, N. M. (1959), "A Method of Computation for Structural Dynamics", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 85, No. EM3.
- [61] Newmark, N. M., y Rosenblueth, E. (1971), "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice-Hall, pp. 162-163.
- [62] Oppenheim, A. V., y Shafer, R. W. (1989), "Discrete-Time signal Processing", Prentice hall.
- [63] Ovando, E., y Romo, M. P. (1991), "Estimación de la Velocidad de Ondas en la Arcilla de la Ciudad de México con Ensayes de Cono". *Sismodinámica*, Vol 2, pp. 107-123.
- [64] Peng, C. Y., e Iwan, W. D. (1992), "An identification Methodology for a Class of Hysteretic Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21.
- [65] Pilkey, W. D., y Cohen, R. Editores. (1972), "System Identification of Vibrating Structures: Mathematical Models from Test data", Winter Annual Meeting of the ASME, New York, E.U.A.
- [66] Quaas, R. y Almora, D. (1993), "Instrumentación sísmica del edificio Jalapa", *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puerto Vallarta, Jal. México, pp. 102-109.
- [67] Reid, H. F. (1910), "The California Earthquake of April 18, 1906", *The Mechanics of the Earthquake*, Vol. 2, Report of the State Earthquake Investigation Commission. Carnegie Institute of Washington, Publication 87, Washington D. C. (Citado por Romo, 1995).
- [68] Romo, M. P., Chen, J. H., Lysmer J., y Seed, H. B. (1977), "PLUSH: A Computer Program for Probabilistic Finite Element Analysis of Seismic Soil-Structure Interaction, Report No. EERC 77/01, University of California, Berkeley, California, E. U.
- [69] Romo, M. P., Ayala G., Reséndiz D y Diaz C. (1980). "Respuesta Dinámica de las presas El Infiernillo y La Villita", *Comportamiento de las presas El Infiernillo y La Villita incluido el sismo de Marzo 14, 1979*, CFE, México.
- [70] Romo, M. P. y Villarraga, M. R., (1987), "Respuesta Aleatoria Tridimensional de Presas de Tierra", *Informe del Instituto de Ingeniería*, No. 584.

- [71] Romo, M. P. y Seed, H. B. (1987), "Analytical Modelling of Dynamics Soil Response in the Mexico Earthquake of September 19, 1985. The Mexico Earthquake-1985. Factors Involved and Lessons learned", (M. A. Cassaro y E. M. Romero, editores) pp. 148-162, ASCE, Nueva York, E.U.A.
- [72] Romo, M. P. Jaime, A., y Reséndiz. (1988), "The Mexico Earthquake of September 19, 1985-General Conditions and Clay Properties in the Valley of Mexico. Earthquake Spectra, Vol. 4. No. 4.
- [73] Romo, M. P. (1991), "Clay Behaviour Ground Response and Soil-Structure Interaction Studies in Mexico City (State of the Art Paper). Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St Louis Missouri, E.U.A., abril.
- [74] Romo, M. P. (1991), "Comportamiento Dinámico de la Arcilla de la Ciudad de México y sus Repercusiones en la Ingeniería de Cimentaciones. Sismodinámica, Vol 2, pp. 125-143.
- [75] Rosenblueth, E. (1986), "The Mexican Earthquake: A Firsthand Report" Civil Engineering, ASCE, enero, pp. 38-40.
- [76] Sayed, H. S., Abdel Ghaffar, A. M., y Masri, S. F. (1991), "Parametric System Identification and Seismic Performance Evaluation of Earth Dams During the October 17, 1989, Loma Prieta, California Earthquake". Department of Civil Engineering, University of Southern California, Los Angeles, California, E.U.A., julio.
- [77] Schnabel, P. B., Lysmer, J., y Seed, H. B. (1972), "SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites", Report No. EERC 72-12, EERC, University of California, Berkeley, California, E.U.A.
- [78] Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1967), "Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE.
- [79] Seed, H. B. y Lee, K. L. (1969), "Analysis of Sheffield Dam Failure", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 95, pp. 1453-1490.
- [80] Seed, H. B., Romo, M. P., Sun J. I., Jaime, A. y Lysmer, J. (1988), "The Mexico Earthquake of September 19-1985. Relationships between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions. Earthquake Spectra. No. 4. Vol 4, pp. 687-729.
- [81] Seed, H. B. y Sun, J. I. (1989), "Implications of Site Effects in the Mexico City Earthquake of September 19, 1985 for Earthquake-Resistant Design Criteria in the San Francisco Bay Area of California. Rept. No. UCB/EERC-89/03, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. marzo.

- [82] Seed, H. B. (1990), "Influencia de las Condiciones Locales del Suelo en Movimientos del Terreno y en Daños a Edificios Durante Sismos," Octava Conferencia "Nabor Carrillo", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- [83] Singh, S. K. y Suarez, G. (1986), "Review of the Seismicity of Mexico with Emphasis on the September 1985, Michoacan Earthquakes" Proceedings of the ASCE International Conference on the Mexico Earthquake-1985, Mexico City, pp. 7-18.
- [84] Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C., (1993 y 2000), "Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, CD-ROM, Vol No. 1 y No. 2.
- [85] Streefer, V. L., Wylie, E. B., y Richart, F. E. (1973), "Soil Motion Computation by Characteristic Method", ASCE National Structural Engineering Meeting, San Francisco, California, E.U.A., abril.
- [86] Succarieh, M. F., Elgamal, A-W. y Yan, Liping. (1993), "Observed and predicted earthquake response of La Villita Dam", Engineering Geology, Vol. 34, pp. 11-26.
- [87] Taboada, V.M., Martínez, H. y Romo, M.P. (1999a), "Evaluation of Dynamic Soil Properties in Mexico City Using Downhole Array Records", Soils and Foundations, Vol. 39, No. 5, octubre, pp. 81-92.
- [88] Taboada, V.M., Martínez, H, Romo, M.P., Ardila, C. y Hernández, F.G. (1999b), "Evaluación del Comportamiento No-lineal Esfuerzo-Deformación Cortante de la Arcilla del Valle de México en el Sitio CAO". XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, México, Vol. 2, pp. 859-869.
- [89] Taboada, V. M., Martínez, H., Romo, M. P. y Ardila, C. D. (2000), "Identification of Mexico City Clay Dynamic Properties", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hut, New Zealand, 2000, Paper No. 1220.
- [90] TGC geotecnia, (1992), "Exploración e Instalación de Acelerómetros en Jalapa 12 y 15 Col. Roma, México, D. F. ". Reporte para Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [91] TGC geotecnia, (2000), "Trabajos de Exploración Geotécnica en las Instalaciones de SCT Av. Universidad y Xola, México, D. F. ". Reporte para Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [92] Thomson, W. T. (1950), "Transmission of Elastic Waves Through a Stratified Solid Medium, Journal of Applied Physics, Vol. 21, febrero.

- [93] Udwadia, F. E. y Trifunac, M. D. (1974), "Time and Amplitude Dependent Response of Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 2.
- [94] Udwadia, F. E. (1985), "Some Uniqueness Results Related to Soil and Building Structural Identification" *SIAM Journal of Applied Mathematics*.
- [95] Zeghal, M. y Abdel-Ghaffar, A. M. (1989), "Identification on the Behavior of Earth Dams using Seismic Records", Report No. CRECE 9001, Center for Research in Earthquake Engineering and Construction, University of Southern California, E.U.A., Septiembre.
- [96] Zeghal, M. (1990), "System Identification of the Nonlinear Seismic Response of Earth Dams", Ph. D. Dissertation, Princeton University, New Jersey, E.U.A., junio.
- [97] Zeghal, M. y Elgamal, A-W. (1994), "Analysis of Site Liquefaction using Earthquakes Records", *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 6, junio.
- [98] Zeghal, M., Elgamal, A. M., Tang, H. T. y Stepp, J.C. (1995), "Lotung Downhole Array. II: Evaluation of Soil Nonlinear Properties", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 4, abril.
- [99] Zeniou, C. (1985), "System Identification Using Correlation and Spectral Analysis of Earthquake records of an Earth Dam, Master thesis, Princeton University, New Jersey, E..U.A.