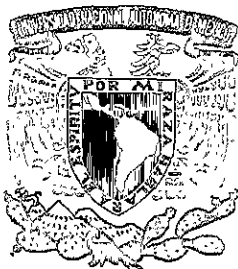


C1163



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ANÁLISIS ESPECTRAL DE MOVIMIENTOS
SÍSMICOS EN LA CIUDAD DE MÉXICO PARA
EVALUAR PROPIEDADES DINÁMICAS
DEL SUELO

JUAN CARLOS CARVAJAL URIBE

TESIS

Presentada a la División de Estudios de Posgrado 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. VICTOR M. TABOADA U.

MÉXICO, D.F., CIUDAD UNIVERSITARIA
DICIEMBRE DEL 2000



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.



*A MI MADRE, POR CREER EN MÍ
Y SEMBRAR SUEÑOS DE ESPERANZA
PARA MEJORAR CADA DÍA*

*A AMANDA, POR SUS AÑOS DE
DEDICACIÓN A MI FORMACIÓN
ETERNAMENTE AGRADECIDO*

*A MÉXICO, LINDO Y QUERIDO,
MI ETERNA GRATITUD POR LAS
OPORTUNIDADES Y EL APOYO
BRINDADO*

*A LA UNIVERSIDAD INDUSTRIAL
DE SANTANDER, POR LA FORMACIÓN
COMO INGENIERO*

RESUMEN

La instalación de arreglos verticales de acelerógrafos en campo que registran el comportamiento del suelo durante eventos sísmicos ha abierto la oportunidad de explorar otras alternativas para evaluar las propiedades dinámicas del suelo, resolviendo el problema inverso.

En esta tesis se propone una metodología para resolver este problema con base en el análisis espectral de registros acelerográficos a diferentes profundidades y se aplica al sitio Central de Abastio Oficinas - CAO.

La metodología consiste básicamente en comparar los espectros de amplitudes de Fourier de la respuesta analítica, asociada a un par de parámetros dinámicos dados, con la respuesta medida y estimar un error. Este procedimiento se aplica sistemáticamente para diferentes valores de parámetros dinámicos dados y se consideran como los parámetros dinámicos equivalentes al promedio de todos los parámetros que indujeron los menores errores. El cálculo de la respuesta analítica se lleva a cabo considerando la propagación unidimensional de ondas de corte en un medio homogéneo-viscoelástico tipo Kelvin-Voigt.

La metodología desarrollada permitió estudiar los efectos que pudiera tener la frecuencia de excitación en los parámetros dinámicos de la serie arcillosa superior de la Ciudad de México.

La evaluación de las propiedades equivalentes se llevó a cabo utilizando el modelo en función de los parámetros fundamentales (G , η) y el modelo en función de los parámetros convencionales utilizados en dinámica de suelos (G , ξ), con el fin de comparar cual de los dos modelos representa mejor el comportamiento dinámico del depósito de suelo de CAO.

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	
1.1	Alcance	3
1.2	Antecedentes	4
1.3	Contenido de la tesis	5
2	PROPAGACIÓN UNIDIMENSIONAL DE ONDAS TRANSVERSALES EN UN MEDIO HOMOGÉNEO Y VISCOELÁSTICO	
2.1	Modelo viscoelástico de Kelvin-Voigt	7
2.2	Deducción de la ecuación de onda	13
2.3	Solución de la ecuación de onda	16
2.4	Número de onda complejo – $[K^*]$	17
2.5	Ondas en una barra con interfaz	21
2.6	Ondas sísmicas	23
2.7	Análisis de respuesta unidimensional del terreno	25
2.8	Evaluación de funciones de transferencia	27
2.8.1	Suelo elástico-homogéneo ($\eta=0$)	29
2.8.2	Suelo viscoelástico-homogéneo ($\eta\neq 0$)	32
2.8.3	Otras funciones de transferencia	33

2.9	Respuesta armónica del terreno	34
2.10	Respuesta aleatoria del terreno	41
3	SISTEMA DE IDENTIFICACIÓN DE PARÁMETROS	
3.1	Sistema de identificación de parámetros dinámicos	50
3.1.1	Profundidad de la excitación en un depósito homogéneo	51
3.1.2	Estacionaridad de la respuesta	52
3.1.3	Criterio de Error	53
3.2	Aplicación del SIPD con registros sintéticos	56
3.3	Filtro tipo caja	67
3.4	Análisis y discusión de resultados	73
4	APLICACIÓN DEL SIPD AL SITIO CENTRAL DE ABASTO OFICINAS (CAO)	
4.1	Localización	75
4.2	Aspectos generales del subsuelo	76
4.3	Descripción del arreglo acelerográfico de CAO	78
4.4	Eventos sísmicos analizados	81
4.5	Evaluación de propiedades por secciones	92
4.5.1	Sección equivalente entre 0 y 12 m	94
4.5.2	Sección equivalente entre 12 y 30 m	106
4.5.3	Sección equivalente entre 30 y 60 m	136
4.6	Análisis y discusión de resultados	143
	CONCLUSIONES	147
	ANEXO A - MODELO CONVENCIONAL	149
	REFERENCIAS	151

INTRODUCCIÓN

Cuando ocurre un sismo, las ondas viajan en todas las direcciones a través de la corteza terrestre desde la fuente. Cuando estas ondas llegan a la superficie producen movimientos que pueden durar desde unos segundos hasta varios minutos.

La intensidad y duración del movimiento generado en la superficie depende de la magnitud y distancia al epicentro del sismo y de los efectos de sitio. La magnitud y distancia al epicentro del sismo son los factores que más influyen en los daños generados a las estructuras. Sin embargo, los efectos de sitio pueden modificar *apreciablemente las características de las ondas sísmicas* y causar graves daños a estructuras localizadas a cientos de kilómetros de la fuente sísmica.



Figura 1.1 Colapso de un edificio en Ciudad de México en el sismo del 19 de septiembre de 1985. (cortesía de Miguel Romo)



Figura 1.2 Falla de la cimentación de un edificio en Ciudad de México en el sismo del 19 de septiembre de 1985. (cortesía de Miguel Romo y Gabriel Auvinet)

Los efectos de sitio son función de la geometría y las características mecánicas de los estratos que conforman el depósito de suelo sobreyacente a la roca, a través de la cual llegan las ondas sísmicas desde la fuente. Los efectos de sitio actúan como filtros de las ondas incidentes, amplificando y atenuando las ondas para ciertas frecuencias y ciertas profundidades.

La geometría del depósito de suelo se determina comúnmente por sondeos con o sin extracción de muestras, métodos geofísicos y métodos geoestadísticos [Medina y Auvinet, 2000]. Su determinación se lleva a cabo en la actualidad con un margen de error aceptable y se puede considerar como un dato conocido en los efectos de sitio.

Las características mecánicas de los estratos se determinan comúnmente por pruebas de laboratorio o pruebas de campo. Dichas características son la densidad, el módulo de rigidez al corte y el amortiguamiento, generalmente. Sin embargo, estas pruebas involucran incertidumbres tales como el remodelo de la muestra, efectos de escala, insuficiencia en la simulación de las condiciones in situ, que pueden llevar a evaluaciones erróneas del módulo de rigidez al corte y la relación de amortiguamiento [Romo et al, 2000].

Un procedimiento que ha estado ganando popularidad y aprobación dentro de la geotecnia en los últimos años es observar durante eventos sísmicos la respuesta de depósitos de suelo instrumentados. Una vez registrado el comportamiento dinámico del depósito a diferentes profundidades, las propiedades dinámicas equivalentes (módulo de rigidez al corte y amortiguamiento) se obtienen resolviendo el problema inverso (sistema de identificación de parámetros). Existen varios procedimientos para resolver el problema inverso tales como los métodos no-paramétricos en el dominio del tiempo y la frecuencia, métodos de estimación de parámetros, consistencia y convergencia, distribución asintótica de estimación de parámetros, métodos de estimación recursiva, etc, [Ljung, 1987].

1.1 ALCANCE

En la Ciudad de México existen varios sitios cuyos depósitos de suelo están instrumentados sísmicamente. Uno de ellos es el sitio Central de Abasto Oficinas – CAO.

El depósito de CAO consta de cuatro acelerógrafos a diferentes profundidades, los cuales han registrado el comportamiento dinámico del depósito durante los sismos de los últimos 10 años, aproximadamente.

Para resolver el problema inverso en CAO se utilizó el modelo de propagación unidimensional de ondas de corte en un medio homogéneo-viscoelástico tipo Kelvin-Voigt. Este modelo ha mostrado buenos resultados en las arcillas de la Ciudad de México [Romo y Seed, 1986; Romo, 1995]. El sitio CAO tiene la ventaja de encontrarse alejado de edificaciones de gran tamaño que puedan interactuar significativamente con el depósito de suelo y por tanto, contaminar los registros con señales de origen interacción suelo-estructura. Aunque, no se descarta la posibilidad de que ondas sísmicas emanadas de una pequeña edificación localizada muy cerca del arreglo acelerográfico de CAO estén contenidas en los registros, principalmente en aquellos obtenidos con el acelerógrafo superficial. De hecho, se puede argüir que por las características dinámicas de las arcillas de la Ciudad de México, difícilmente se puede hablar de registros de campo libre, en el estricto sentido de este concepto.

Experimentalmente se ha observado en laboratorio que para ondas senoidales de excitación las propiedades dinámicas no se ven afectadas por la frecuencia de excitación. Sin embargo, existe la incertidumbre que ante eventos sísmicos, con diferentes contenidos de frecuencia, se presenten las mismas observaciones de laboratorio.

La independencia de las propiedades dinámicas de la frecuencia, observada en laboratorio, ha llevado a la dinámica de suelos a modificar el modelo original del cual se desprende toda la teoría del análisis de respuesta sísmica de depósitos de suelo. Esta modificación se lleva a cabo por medio de relaciones entre los parámetros fundamentales y la frecuencia de excitación, deducidas de resultados de laboratorio.

En esta tesis se denominará al modelo original como modelo fundamental, ya que está en función de los parámetros fundamentales G (módulo de rigidez al corte) y η (coeficiente de viscosidad) del cuerpo de Kelvin-Voigt y se denominará al modelo modificado, y utilizado en dinámica de suelos, como modelo convencional, el cual está en función de los parámetros G y ξ (relación de amortiguamiento).

Según lo anterior, los alcances planteados en esta tesis, con base en la aplicación a CAO, son:

- Desarrollar e implementar un sistema de identificación de parámetros en el dominio de la frecuencia.
- Evaluar las propiedades dinámicas equivalentes del depósito de suelo a partir de la interpretación de registros acelerográficos.

- Estudiar la influencia que tiene la frecuencia de excitación en las propiedades dinámicas equivalentes de la serie arcillosa superior.
- Comparar la respuesta analítica del depósito de suelo de CAO con el modelo fundamental y con el modelo convencional.

1.2 ANTECEDENTES

Los registros de eventos sísmicos constituyen una fuente valiosa de información sobre el comportamiento dinámico tanto de estructuras como del suelo.

Abdel-Ghaffar y Scott (1978, 1979) obtuvieron estimaciones directas de la respuesta dinámica de una presa de 183 m de altura en su primer modo de vibración, usando los registros sísmicos obtenidos en la base y en la corona.

Romo y Villarraga (1989) evaluaron las propiedades dinámicas de la presa El Infiernillo con base en respuestas sísmicas monitoreadas dentro de la presa y un método numérico basado en análisis dinámico de elementos finitos.

Koga y Matsuo (1990) obtuvieron a partir de registros de aceleración, estimaciones directas del comportamiento cíclico esfuerzo cortante-deformación, de un modelo de una presa de tierra cimentada sobre un terreno arenoso, sometida a una excitación en mesa vibradora.

Posteriormente, Zeghal y Elgamal (1994) aplicaron este procedimiento para estimar directamente la historia esfuerzo cortante-deformación de un estrato de sedimentos de 7.5 m de espesor en el sitio de Wildlife en Imperial County, California.

Elgamal et al (1996) han usado recientemente esta técnica para evaluar las historias esfuerzo cortante-deformación en modelos ensayados en centrífugas con el propósito de estudiar los mecanismos de propagación de la licuación en estratos arenosos, y su efecto en la respuesta de aceleración en la superficie del terreno, así como en los desplazamientos laterales.

Por tanto, se aprecia que los registros de respuesta sísmica de un sitio pueden ser un complemento muy valioso para el estudio del comportamiento dinámico del suelo. En particular, el análisis de los datos provenientes de arreglos de acelerógrafos en pozos puede proporcionar información importante sobre el comportamiento del suelo dentro de un amplio rango de condiciones de carga, lo cual no es cubierto por los procedimientos tradicionales de ensayos "in situ" o de laboratorio [Zeghal y Elgamal, 1994].

La instrumentación en pozos está aumentando cada vez mas en las regiones sísmicamente activas, especialmente en Estados Unidos, México, Japón y Taiwán. En los últimos años la red acelerográfica de México ha crecido en forma substancial. A finales de 1992 había en operación en México 303 estaciones, número que se incrementó en 81 para finales de 1995 [Alcántara et al, 1997]. Esta extensa red de estaciones acelerográficas está integrada por redes más pequeñas que son operadas

por diferentes instituciones. Entre dichas redes se destaca la red acelerográfica del Valle de México que cuenta con aproximadamente 178 aparatos en operación (46 % del total del país), de los cuales 129 se encuentran en la zona de lago, siendo ésta la más densamente instrumentada.

Las estaciones en operación pueden subdividirse en tres grupos: El primero conformado por aquellas que registran el movimiento en superficie, otro conformado por las que registran el movimiento en el subsuelo y sus aparatos están instalados en pozos, y finalmente un grupo de estaciones instaladas en edificios o estructuras [Alcántara et al, 1997].

Teniendo en cuenta la gran cantidad de estaciones acelerográficas existentes en la Ciudad de México, es oportuno utilizar estos recursos para profundizar aún más en el conocimiento de las propiedades dinámicas del subsuelo de la ciudad.

1.3 CONTENIDO DE LA TESIS

En la dinámica de suelos se ha aceptado el modelo convencional como el que mejor representa la respuesta dinámica de un depósito de suelo. Por tanto, existe una ausencia de bibliografía que analice la respuesta de depósitos teniendo en cuenta el modelo fundamental.

En el Capítulo 2 se desarrolla todo el análisis de la propagación unidimensional de ondas transversales en un medio homogéneo y viscoelástico, tipo Kelvin-Voigt, en función del modelo fundamental. También se proponen funciones de transferencia que permitan obtener la respuesta de un depósito de suelo en diferentes variables de movimiento y se aplica el procedimiento de cálculo de respuesta para excitaciones armónicas y aleatorias, aplicando las funciones de transferencia propuestas.

En el Capítulo 3 se explica el sistema de identificación de parámetros desarrollado y su comprobación con registros sintéticos. También se presenta una comparación de la obtención de desplazamientos, con base en aceleraciones, entre la metodología comúnmente usada por software comercial y el procedimiento basado en las funciones de transferencia propuestas en el Capítulo 2.

En el Capítulo 4 se aplica al sitio CAO el sistema de identificación de parámetros desarrollado. Se identifican las propiedades equivalentes de tres estratos del depósito (definidos por la localización, en profundidad, de los instrumentos), según el modelo fundamental y el modelo convencional. Se estudia la influencia que tiene la excitación en las propiedades equivalentes de la serie arcillosa superior.

En el Anexo A se aplican las consideraciones obtenidas de laboratorio, al modelo fundamental, para obtener la expresión exacta del modelo convencional.

El sistema de identificación de parámetros desarrollado asume que el depósito de suelo es homogéneo. Esta consideración facilitó el procedimiento de obtención de parámetros y permitió reducir en los resultados las incertidumbres generadas por

múltiples combinaciones de propiedades equivalentes de diferentes estratos y por la definición mecánica de la estratigrafía. Este sistema se implementó en un programa que utiliza el compilador C++ 5 [Arnush, 1997; Deitel y Deitel, 1999]. También se realizaron programas que permitieron calcular la respuesta dinámica de un depósito de suelo al considerar la variación de los parámetros dinámicos con la frecuencia, tanto para el modelo fundamental, como para el modelo convencional.

CAPÍTULO 2

PROPAGACIÓN UNIDIMENSIONAL DE ONDAS TRANSVERSALES EN UN MEDIO HOMOGÉNEO Y VISCOELÁSTICO

La hipótesis de continuidad en los materiales geológicos permite que los análisis de respuesta ante sollicitaciones dinámicas se realicen dentro del contexto de propagación de ondas en medios continuos. Para esto, es necesario recurrir a la mecánica del medio continuo, cuya finalidad es estudiar los esfuerzos que se manifiestan en el interior de sólidos, líquidos y gases, así como las deformaciones o los flujos de dichos materiales, y descubrir las relaciones mutuas entre los esfuerzos, por un lado, y las deformaciones o fluencias, por el otro.

Con base en lo anterior, se analizará el fenómeno físico de la propagación de ondas transversales o cortantes en un medio continuo y homogéneo cuyo comportamiento mecánico está caracterizado por el modelo viscoelástico de Kelvin-Voigt.

2.1 MODELO VISCOELÁSTICO DE KELVIN-VOIGT

El modelo analógico de Kelvin-Voigt establece la relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación generada en un material con características viscoelásticas. El modelo consiste de un arreglo en paralelo del cuerpo de Hooke, el cual representa las características elásticas del material, y un fluido de Newton, que representa la capacidad que tiene el material para disipar energía. Por tanto, el comportamiento elástico y viscoso se presenta simultáneamente y las deformaciones de los elementos son iguales en cualquier instante de tiempo. El esfuerzo aplicado al modelo de Kelvin-Voigt es distribuido entre los dos elementos que lo conforman; el esfuerzo que toma el cuerpo de Hooke (esfuerzo elástico) es proporcional a la deformación y el esfuerzo que toma el fluido de Newton (esfuerzo viscoso) es proporcional a la velocidad de

deformación. La constante de proporcionalidad en el cuerpo de Hooke es el módulo de elasticidad de Young y en el fluido de Newton es el coeficiente de viscosidad.

Si el esfuerzo aplicado a un material con características viscoelásticas tipo Kelvin-Voigt es un esfuerzo cortante, entonces la simbología, las unidades en el Sistema Internacional de Unidades (S.I.) y la idealización son definidas como se indica en la Tabla 2.1 y Figura 2.1, respectivamente.

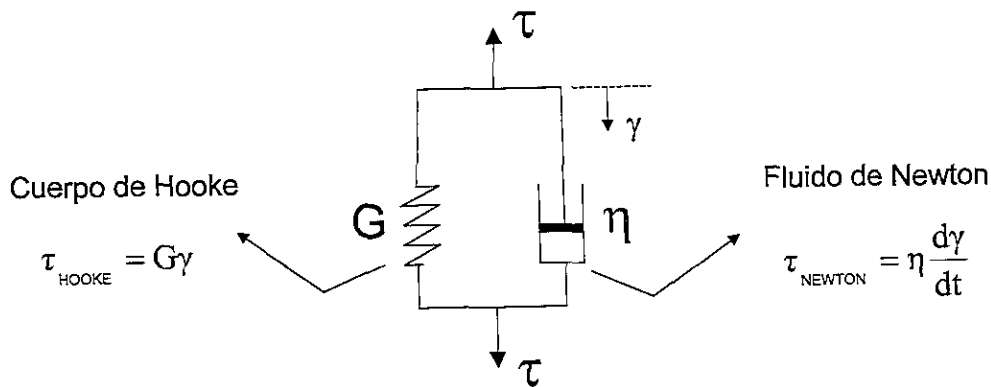


Figura 2.1 Modelo analógico de Kelvin-Voigt.

Tabla 2.1 Simbología asociada a un modelo viscoelástico debido a un esfuerzo cortante.

	TIPO	SÍMBOLO	UNIDADES
ESFUERZO	esfuerzo cortante	τ	Pa
DEFORMACIÓN	deformación angular	γ	adimensional ó %
VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN	velocidad de deformación angular	$d\gamma/dt$	s^{-1} ó %/s
MÓDULO DE ELASTICIDAD	módulo de rigidez al corte	G	Pa
COEFICIENTE DE VISCOSIDAD	coeficiente de viscosidad	η	Pa*s

Con base en la Figura 2.1, la ecuación constitutiva del modelo de Kelvin-Voigt que relaciona al esfuerzo cortante y la deformación angular es:

$$\tau = G\gamma + \eta \frac{d\gamma}{dt} \quad [2.1]$$

Para visualizar el efecto que tiene la componente viscosa sobre las curvas esfuerzo-deformación y el módulo de rigidez aparente o secante (G_{SEC}) de un material viscoelástico, se realizará una prueba monótona teórica a deformación controlada para diferentes valores de velocidad de deformación y coeficiente de viscosidad (Figuras 2.2 y 2.3). La velocidad de deformación se aplicará linealmente desde cero hasta alcanzar el valor máximo en un intervalo de tiempo después del cual permanece constante y se asumirá que G es constante con la deformación angular y de valor $G=3$ MPa.

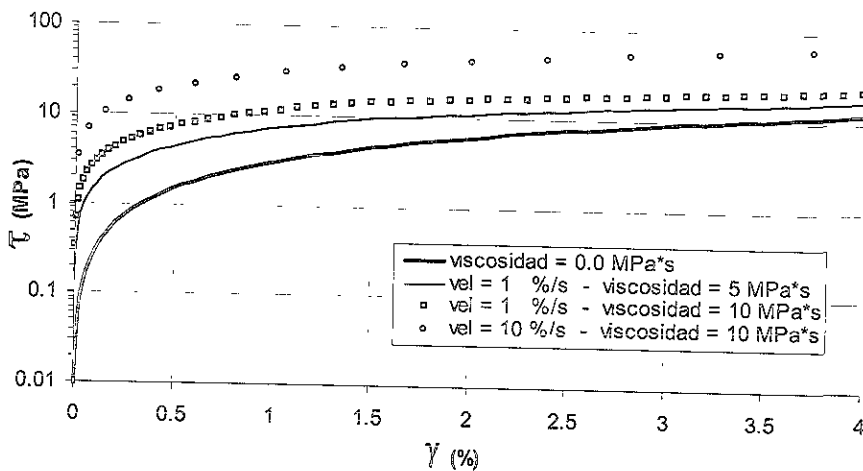


Figura 2.2 Curvas esfuerzo-deformación en una prueba monótona.

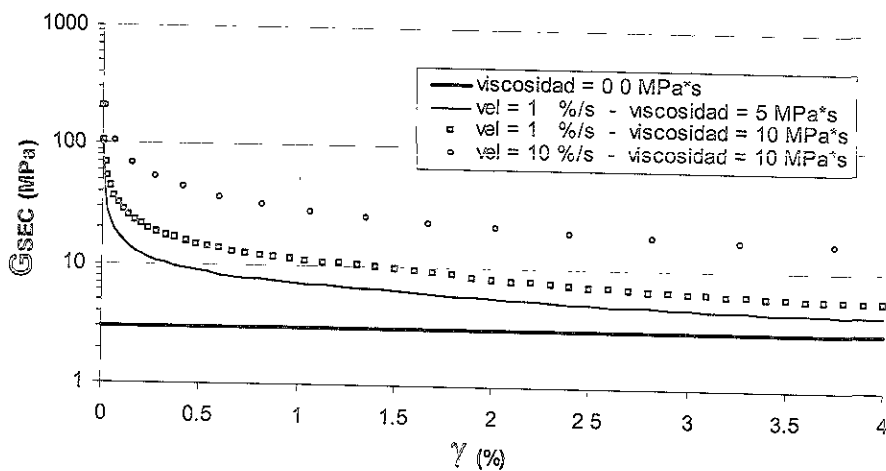


Figura 2.3 Curvas G_{SEC} - deformación en una prueba monótona.

Las Figuras 2.2 y 2.3 ilustran la clara influencia que tiene en una prueba monótona la componente viscosa sobre el esfuerzo y G_{SEC} , los cuales aumentan para una deformación angular dada (p.e. $\gamma=0.5$ ó 3.5 %) a medida que aumenta la velocidad de deformación y el coeficiente de viscosidad. La componente viscosa está regida por el producto de la velocidad de deformación y el coeficiente de viscosidad (Figura 2.1). G_{SEC} no se debe interpretar como el módulo de rigidez G , ya que G corresponde solo a la parte elástica y G_{SEC} corresponde al efecto de la parte elástica y viscosa simultáneamente.

Una prueba muy utilizada en laboratorio es la de tipo cíclica. En la Figura 2.4 se observa la influencia de la componente elástica y viscosa en la curva esfuerzo-deformación, asumiendo que el ensaye es de deformación controlada tipo armónico.

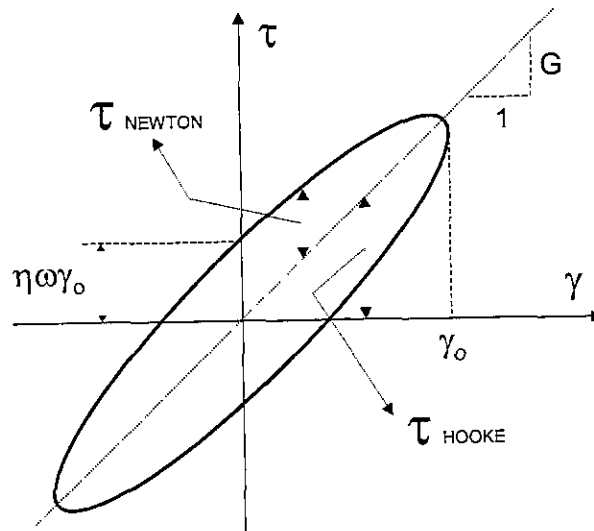


Figura 2.4 Curva esfuerzo-deformación en una prueba cíclica tipo armónica.

Según la Ecuación 2.1, si la deformación angular que experimenta un cuerpo es de tipo armónico,

$$\gamma(t) = \gamma_0 \sin(\omega t) \quad [2.2]$$

el esfuerzo cortante será

$$\tau(t) = G\gamma_0 \sin(\omega t) + \eta\omega\gamma_0 \cos(\omega t) \quad [2.3]$$

por tanto, si se grafican los valores obtenidos por medio de las Ecuaciones 2.2 y 2.3 para un ciclo completo en un eje de coordenadas donde la abcisa represente la deformación angular y la ordenada el esfuerzo cortante, entonces la forma de la curva será como la indicada en la Figura 2.4.

El efecto de la componente viscosa en la prueba cíclica, al igual que en la prueba monótona, se incrementa a medida que adquiere mayor importancia el producto velocidad de deformación por coeficiente de viscosidad, que para la prueba cíclica está representado por $\omega\eta$, donde ω es la frecuencia circular (rad/s) con la cual se está deformando al material. Sin embargo, en la prueba cíclica la amplitud de la deformación angular (γ_0) también afecta el valor de la amplitud de la rapidez de deformación y por tanto a la componente viscosa.

A diferencia de la prueba monótona, donde una vez alcanzado el valor de velocidad de deformación, este permanece constante durante toda la prueba, en la prueba cíclica la velocidad varía armónicamente. Al estar desfasada $\pi/2$ respecto a la deformación, nunca se presentarán el máximo efecto viscoso y elástico

simultáneamente. Así, cuando el material alcance la máxima deformación la única componente que existirá será la elástica al igual que cuando el material no esté deformado, la única componente que existirá será la viscosa.

En las Figuras 2.5 y 2.6 se ilustra el efecto que tiene la componente viscosa sobre las curvas esfuerzo-deformación y el módulo de rigidez secante para una prueba teórica a deformación controlada donde se varió $\dot{\gamma}$ y ω . En el ejemplo se consideraron $\gamma_0 = 4\%$ y $G=3\text{ MPa}$.

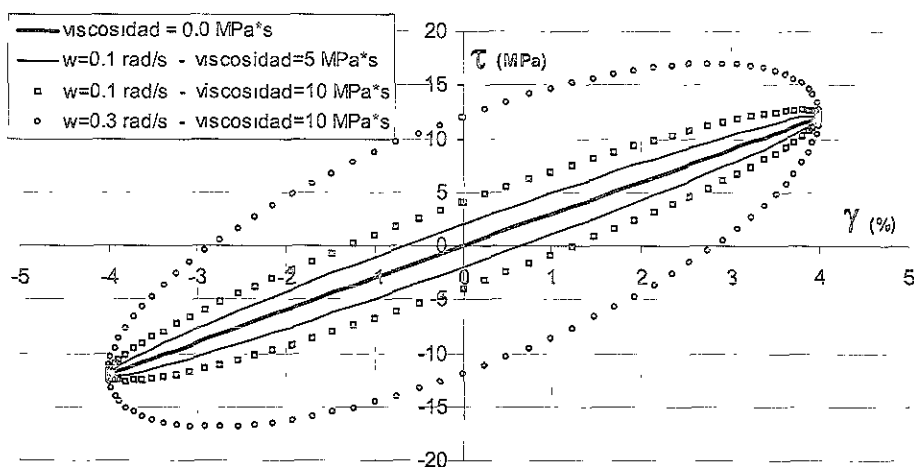


Figura 2.5 Curvas esfuerzo-deformación en una prueba cíclica armónica.

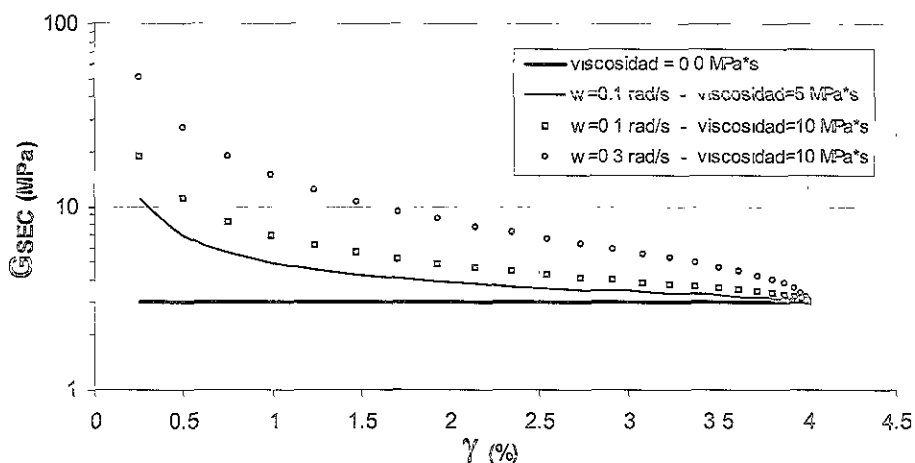


Figura 2.6 Curvas G_{SEC} - deformación en una prueba cíclica armónica.

En la Figura 2.5 se observa que la componente viscosa incrementa la rigidez del material entre $0 \leq \gamma < |\pm 4\%|$ respecto a la componente elástica y en la Figura 2.6 se observa que a diferencia de la prueba monótona (Figura 2.3) todas las curvas de G_{SEC} convergen al módulo elástico cuando se alcanza la deformación máxima. Cuando $\gamma = \pm 4\%$, el comportamiento del material es solamente elástico, ya que la velocidad de deformación en ese nivel de deformación es cero.

Un parámetro muy utilizado en el análisis de vibraciones para modelar la disipación de energía, es el amortiguamiento viscoso. La definición básica de este parámetro está expresada como la relación entre la viscosidad del sistema y la viscosidad crítica del mismo. La viscosidad crítica está definida como la viscosidad que debe tener un sistema para que no vibre bajo la condición de vibración libre. La viscosidad crítica es función de la rigidez y la masa del sistema.

En el modelo de Kelvin-Voigt están presentes dos tipos de fuerzas, la elástica, la cual es una fuerza conservativa, y la viscosa, la cual es una fuerza no conservativa. Por tanto, una forma de observar la capacidad que tiene el material para disipar energía es mediante una prueba cíclica (Figura 2.4).

Las Ecuaciones 2.2 y 2.3 indican que la curva esfuerzo-deformación de un cuerpo viscoelástico tipo Kelvin-Voigt es elíptica. Por tanto, la energía elástica disipada en un ciclo, ΔW , está dada por el área de la elipse,

$$\Delta W = \int_{t_0}^{t_0+2\pi/\omega} \tau \frac{\delta\gamma(t)}{\delta\alpha} dt = \pi\eta\omega\gamma_0^2 \quad [2.4]$$

que indica que la energía disipada es proporcional a la frecuencia, el coeficiente de viscosidad, la amplitud de la deformación angular, y corresponde al trabajo realizado por la componente viscosa en un ciclo. La máxima energía potencial almacenada corresponde al trabajo realizado por la componente elástica en un cuarto de ciclo y está definida como

$$W = \frac{1}{2} G\gamma_0^2 \quad [2.5]$$

La relación de la energía disipada, ΔW , entre la máxima energía potencial almacenada, W , proporciona la capacidad que tiene un sistema para disipar energía. La definición adoptada en dinámica de suelos de amortiguamiento viscoso, ξ , es:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad [2.6]$$

la cual es estrictamente válida cuando la frecuencia de excitación es la frecuencia natural del material. La definición expresada en la Ecuación 2.6 es comúnmente llamada relación de amortiguamiento.

Al reemplazar las Ecuaciones 2.4 y 2.5 en 2.6, se obtiene la definición de amortiguamiento viscoso en función de la frecuencia y de las constantes viscoelásticas fundamentales del modelo de Kelvin-Voigt.

$$\xi = \frac{\omega\eta}{2G} \quad [2.7]$$

La Figura 2.7 ilustra la interpretación gráfica del amortiguamiento viscoso (Ecuación 2.6).

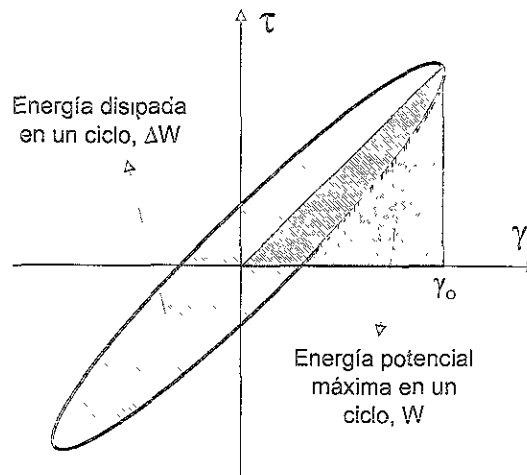


Figura 2.7 Interpretación gráfica del amortiguamiento viscoso (Ecuación 2.6).

Es importante notar que de la definición de amortiguamiento viscoso (Ecuación 2.7), este no resulta ser un parámetro fundamental del material, ya que está en función de las constantes fundamentales G , η y de la excitación ω .

2.2 DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN DE ONDA

La propagación de ondas de esfuerzos en un medio se comprende fácilmente si se asume que el medio es ilimitado en la dirección que se propaga la onda. La idealización más sencilla es la de una onda que viaja a lo largo de una barra de longitud infinita (propagación unidimensional) y homogénea.

En una barra se pueden propagar en dirección paralela al eje 3 tipos de ondas: las ondas longitudinales que dilatan y contraen la barra a lo largo del eje originando cambios volumétricos sin desplazamiento lateral, las ondas torsionales que rotan la barra alrededor del eje sin cambios volumétricos ni desplazamientos lateral y longitudinal, y las ondas transversales que desplazan la barra perpendicularmente al eje sin desplazamiento longitudinal ni cambio volumétrico.

Utilizando los conceptos básicos de equilibrio de fuerzas, relaciones esfuerzo-deformación y deformación-desplazamiento, la ecuación de onda unidimensional puede ser deducida y resuelta. Aquí, sólo se tratará el problema para ondas transversales.

Si se toma una barra que en su estado no perturbado está representada por las rectas punteadas (Figura 2.8) y se hace vibrar golpeándola transversalmente, en un instante particular adopta la forma de las líneas curvas continuas. Suponiendo que cada elemento de la barra se mueve hacia arriba y hacia abajo, sin que tenga

movimiento longitudinal z , entonces, el desplazamiento transversal de un elemento en un instante particular será x .

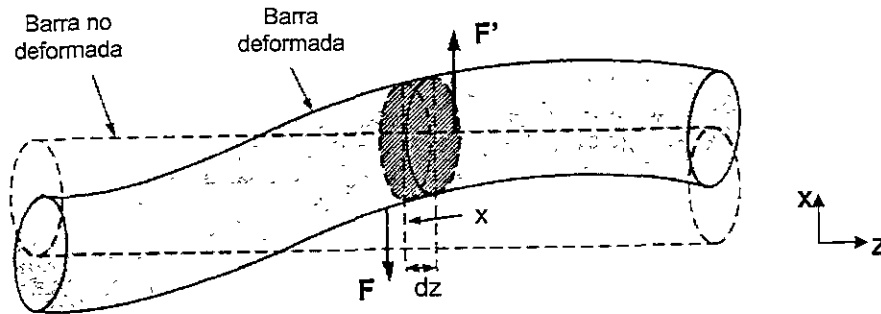


Figura 2.8 Onda transversal en una barra.

Este desplazamiento x , también es función de la posición z , puesto que, si fuera constante, correspondería a un desplazamiento paralelo de la barra. Como resultado de su deformación, cada sección de longitud dz está sometida a las fuerzas opuestas F y F' que son transversales a la barra (Figura 2.9). Estas fuerzas son producidas por aquellas porciones de la barra que están a cada lado del elemento.

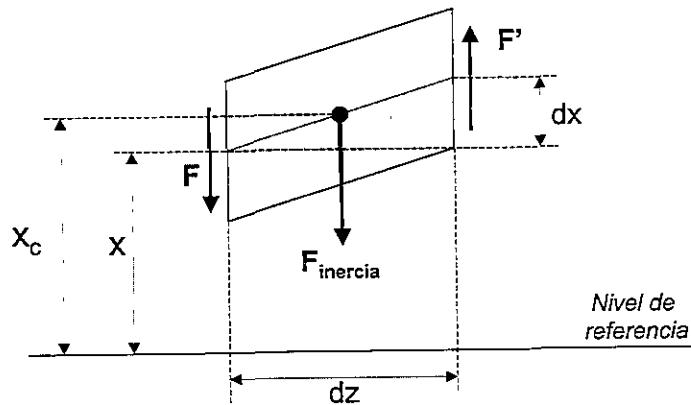


Figura 2.9 Fuerzas ejercidas sobre un elemento diferencial de barra desplazada transversalmente.

La magnitud dx/dz , que es el cambio de desplazamiento transversal por unidad de longitud a lo largo de la barra, se conoce como deformación transversal o angular:

$$\gamma = \frac{dx}{dz} \quad [2.8]$$

La fuerza tangencial o transversal por unidad de área,

$$\tau = \frac{F}{A} \quad [2.9]$$

se conoce como esfuerzo tangencial o cortante.

La fuerza neta ejercida en el elemento diferencial (Figura 2.9) es

$$F' - F = dF \quad [2.10]$$

la cual origina un movimiento acelerado en el elemento diferencial. Si ρ es la densidad del material de la barra, la masa del elemento diferencial es

$$dm = \rho A dz \quad [2.11]$$

donde $A dz$ es el volumen del elemento diferencial. La aceleración de esta masa genera una fuerza inercial aplicada en el centro de masa x_c , del elemento diferencial (Figura 2.9);

$$x_c = x + \frac{dx}{2} \quad [2.12]$$

por tanto,

$$F_{inercia} = dm a_c = dm \frac{d^2 x_c}{dt^2} = dm \frac{d^2}{dt^2} \left[x + \frac{dx}{2} \right] = dm \left[\frac{d^2 x}{dt^2} + \frac{d^3 x}{2 dt^2} \right] \quad [2.13]$$

si se desprecia la derivada de orden superior y se reemplaza a dm (Ecuación 2.11) en la Ecuación 2.13, la fuerza inercial que experimenta el elemento diferencial queda definida como

$$F_{inercia} = \rho A dz \frac{d^2 x}{dt^2} \quad [2.14]$$

por tanto, aplicando el concepto básico de equilibrio de fuerzas al elemento diferencial,

$$dF = F_{inercia} \quad [2.15]$$

se obtiene que

$$dF = \rho A dz \frac{d^2 x}{dt^2} \quad [2.16]$$

La relación entre fuerza y desplazamiento depende directamente del modelo de comportamiento que se asocie al material de la barra. Si se asocia un modelo viscoelástico tipo Kelvin-Voigt (Ecuación 2.1) y se aplica el concepto de deformación angular (Ecuación 2.8) y esfuerzo cortante (Ecuación 2.9), se obtiene la relación fuerza-desplazamiento

$$F = A \left[G \frac{dx}{dz} + \eta \frac{d^2x}{dzdt} \right] \quad [2.17]$$

por tanto,

$$dF = A \left[G \frac{d^2x}{dz} + \eta \frac{d^3x}{dzdt} \right] \quad [2.18]$$

Igualando las Ecuaciones 2.16 y 2.18 se obtiene la ecuación de onda transversal o ecuación del movimiento ondulatorio transversal.

$$G \frac{d^2x}{dz^2} + \eta \frac{d^3x}{dz^2 dt} = \rho \frac{d^2x}{dt^2} \quad [2.19]$$

2.3 SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DE ONDA

La solución de la ecuación de onda (Ecuación 2.19) depende de la forma de la onda de desplazamiento que viaja a través del medio. Si se asume que el medio es excitado armónicamente, la onda de desplazamiento que viaja a través del medio también es armónica, por tanto, la solución propuesta es del tipo

$$x_{(z,t)} = x_{(z)} e^{i\omega t} \quad [2.20]$$

que implica que la respuesta x en un punto z del medio inicia simultáneamente con la excitación, pero tiene un desplazamiento x inicial ($x_{(z,t=0)}$) diferente en magnitud y sentido respecto a la excitación. La Ecuación 2.20 no tiene en cuenta el tiempo que tarda en viajar la onda desde el punto de excitación hasta el punto de respuesta z , lo cual implicaría un retraso en el tiempo absoluto del inicio de la respuesta respecto a la excitación.

Operando matemáticamente la Ecuación 2.20 de acuerdo a la ecuación de onda (Ecuación 2.19) se obtiene

$$\frac{d^2 x_{(z,t)}}{dt^2} = -\omega^2 x_{(z)} e^{i\omega t} \quad [2.21]$$

$$\frac{d^2 x_{(z,t)}}{dz^2} = \frac{d^2 x_{(z)}}{dz^2} e^{i\omega t} \quad [2.22]$$

$$\frac{d^3 x_{(z,t)}}{dz^2 dt} = i\omega \frac{d^2 x_{(z)}}{dz^2} e^{i\omega t} \quad [2.23]$$

y reemplazando las Ecuaciones 2.21 a 2.23 en la Ecuación 2.19 se llega a una ecuación diferencial que depende solamente de la posición z .

$$\frac{d^2 x_{(z)}}{dz^2} + [K^*]^2 x_{(z)} = 0 \quad [2.24]$$

donde

$$[K^*]^2 = \frac{\omega^2 \rho}{G^*} \quad [2.25]$$

y

$$G^* = G + \omega \eta i \quad [2.26]$$

K^* es el número de onda complejo y las unidades son m^{-1} , G^* es el módulo de rigidez complejo y las unidades son Pa, ω es la frecuencia de excitación en rad/s y ρ es la densidad y las unidades son kg/m^3 ; todas las unidades están dadas en el Sistema Internacional de Unidades (S.I.).

La solución de la Ecuación diferencial 2.24 es

$$x_{(z)} = A e^{iK^*z} \quad [2.27]$$

por tanto, la solución general en función de la posición z , y el tiempo t , es

$$x_{(z,t)} = A e^{i(\omega t + K^*z)} \quad [2.28]$$

2.4 NÚMERO DE ONDA COMPLEJO - $[K^*]$

El número de onda K está definido en el movimiento ondulatorio como

$$K = \frac{2\pi}{\lambda} \quad [2.29]$$

y representa el número de longitudes de onda λ que hay en una distancia 2π . La longitud de onda λ (Figura 2.10) es el período espacial de una onda y significa que la onda se repite cada λ veces a lo largo de z ; las unidades de λ son m. El número de onda K también puede ser expresado como

$$K = \frac{\omega}{V} \quad [2.30]$$

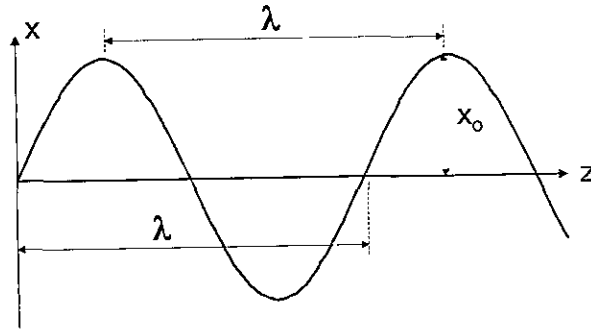


Figura 2.10 Longitud de onda en una onda armónica.

donde V es la velocidad de propagación de la onda en el medio, la cual está definida como

$$V = \sqrt{G/\rho} \quad [2.31]$$

Reemplazando la Ecuación 2.26 en la Ecuación 2.25, se obtiene el número de onda complejo (elevado al cuadrado) en función de los parámetros de la ecuación de onda,

$$[K^*]^2 = \frac{\omega^2 \rho}{G + \omega \eta i} = \frac{\omega^2 \rho G}{G^2 + (\omega \eta)^2} - \frac{\omega^3 \rho \eta}{G^2 + (\omega \eta)^2} i \quad [2.32]$$

denotando a

$$Z_R = \frac{\omega^2 \rho G}{G^2 + (\omega \eta)^2} \quad y \quad Z_I = -\frac{\omega^3 \rho \eta}{G^2 + (\omega \eta)^2} \quad [2.33]$$

el número de onda complejo (elevado al cuadrado) se puede expresar como

$$[K^*]^2 = Z \quad [2.34]$$

donde

$$Z = Z_R + Z_I i \quad [2.35]$$

Representando a Z en el diagrama de Argand (Figura 2.11), y expresándolo en coordenadas polares se tiene

$$Z = r_z [\cos(\phi_z) + \sin(\phi_z) i] \quad [2.36]$$

donde

$$r_z = \sqrt{Z_R^2 + Z_I^2} \quad y \quad \phi_z = \tan^{-1}(Z_I / Z_R) \quad [2.37]$$

y reemplazando la Ecuación 2.33 en la Ecuación 2.37 se obtiene

$$r_z = \frac{\omega^2 \rho}{\sqrt{G^2 + (\omega\eta)^2}} \quad \text{y} \quad \phi_z = \tan^{-1}\left(-\frac{\omega\eta}{G}\right) \quad [2.38]$$

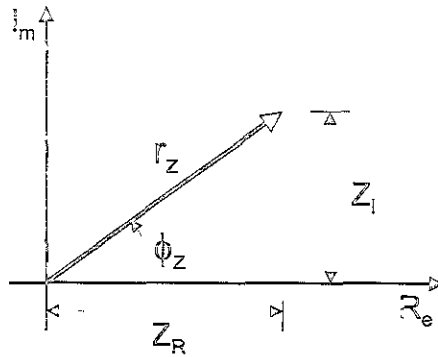


Figura 2.11 Representación de Z en el diagrama de Argand.

El número de onda complejo K^* expresado en coordenadas polares es

$$K^* = r_k [\cos(\phi_k) + \sin(\phi_k) i] \quad [2.39]$$

luego, por medio del teorema de DeMoivre se puede obtener la potencia de un número complejo en coordenadas polares

$$[K^*]^2 = r_k^2 [\cos(2\phi_k) + \sin(2\phi_k) i] \quad [2.40]$$

por tanto, según las Ecuaciones 2.34, 2.36 y 2.40, se tiene

$$r_k^2 [\cos(2\phi_k) + \sin(2\phi_k) i] = r_z [\cos(\phi_z) + \sin(\phi_z) i] \quad [2.41]$$

para que se cumpla esta igualdad se requiere que

$$r_k = r_z^{1/2} \quad \text{y} \quad \phi_k = \frac{\phi_z}{2} + n\pi, \quad \text{para } n = 0 \text{ y } 1. \quad [2.42]$$

por tanto

$$K^* = r_z^{1/2} \left[\cos\left(\frac{\phi_z}{2} + n\pi\right) + \sin\left(\frac{\phi_z}{2} + n\pi\right) i \right] \quad [2.43]$$

tiene 2 valores K_0^* ($n=0$) y K_1^* ($n=1$).

K_0^* ($n=0$)

$$K_0^* = r_z^{1/2} \left[\cos\left(\frac{\phi_z}{2}\right) + \sin\left(\frac{\phi_z}{2}\right) i \right] \quad [2.44]$$

K_1^* ($n=1$)

$$K_1^* = r_z^{1/2} \left[\cos\left(\frac{\phi_z}{2} + \pi\right) + \sin\left(\frac{\phi_z}{2} + \pi\right) i \right]$$

$$K_1^* = -r_z^{1/2} \left[\cos\left(\frac{\phi_z}{2}\right) + \sin\left(\frac{\phi_z}{2}\right) i \right]$$

$$\therefore K_1^* = -K_0^* \quad [2.45]$$

lo cual, significa que las 2 soluciones corresponden a 2 ondas que viajan en el mismo medio homogéneo-viscoelástico pero en sentidos opuestos, por ejemplo, una onda incidente y una onda reflejada, pero la amplitud de la onda reflejada depende de la amplitud de la onda incidente y de las condiciones de frontera (Capítulo 2.5), por tanto, las ondas no tendrán necesariamente la misma amplitud.

Llamando $K^* = K_0^*$, la solución general de la ecuación unidimensional de onda transversal es

$$x_{(z,t)} = Ae^{i(\omega t + K^*z)} + Be^{i(\omega t - K^*z)} \quad [2.46]$$

donde A es la amplitud de la onda que viaja en el sentido negativo de z , y B es la amplitud de la onda que viaja en el sentido positivo de z , como se esquematiza en la Figura 2.12.

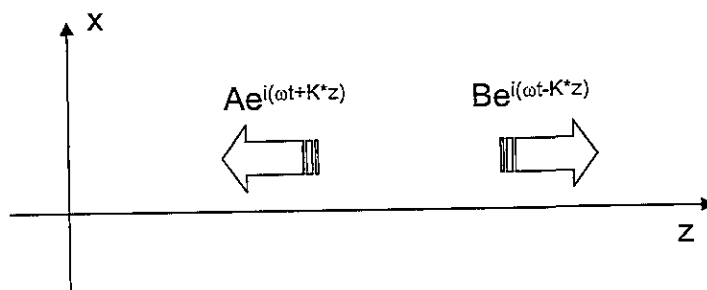


Figura 2.12 Interpretación gráfica de la Ecuación 2.46.

El número de onda complejo (Ecuación 2.44) asociado a la solución de la ecuación de onda (Ecuación 2.46) difiere del adoptado convencionalmente en dinámica de suelos (Ecuación 2.47).

$$K^* \approx \omega \sqrt{\frac{\rho}{G}} (1 - \xi i) \quad [2.47]$$

La Ecuación 2.47 es producto de simplificaciones y aproximaciones matemáticas a partir de la Ecuación 2.25 donde se asumió que G y ξ son independientes de la frecuencia y que ξ toma valores pequeños [Kramer, 1996]. Estas consideraciones resultan del comportamiento observado en materiales ensayados en laboratorio.

Debido a que el estudio de la propagación unidimensional de ondas en medios continuos en función de los parámetros G y ξ (modelo convencional) ha sido ampliamente estudiada en la dinámica de suelos (Apéndice A) y además, para evitar condicionar el comportamiento en campo con consideraciones de laboratorio, se estudiará la propagación unidimensional de ondas en medios continuos homogéneos y en función de los parámetros G y η (modelo fundamental).

2.5 ONDAS EN UNA BARRA CON INTERFAZ

Si se considera una onda de desplazamiento que viaja en una barra hacia una interfaz (onda incidente) entre dos materiales diferentes, como se observa en la Figura 2.13, parte de la energía de la onda incidente se transmitirá generando una onda transmitida y la otra parte de la energía generará una onda reflejada.

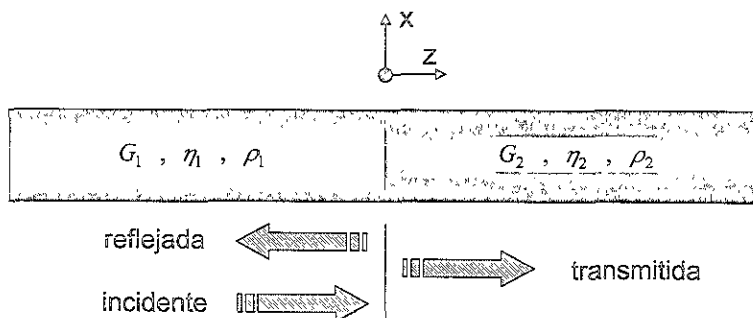


Figura 2.13 Propagación unidimensional de ondas en una barra con interfaz.

La amplitud de la onda transmitida y de la onda reflejada depende de las características de los 2 materiales y de la amplitud de la onda incidente. Para conocer la amplitud de las ondas generadas, se requiere establecer compatibilidad de esfuerzos y desplazamientos en la interfaz ($z=0$).

La ecuación de desplazamiento de la onda incidente (x_i) es

$$x_i = A_i e^{i(\omega t - K_1^* z)} \quad [2.48]$$

y las ecuaciones de desplazamiento de la onda reflejada (x_r) y de la onda transmitida (x_t) son:

$$x_R = A_R e^{i(\alpha x + K_1 * z)} \quad [2.49]$$

$$x_T = A_T e^{i(\alpha x - K_2 * z)} \quad [2.50]$$

La ecuación de compatibilidad de desplazamientos está definida como

$$x_i + x_R = x_T \quad [2.51]$$

por tanto, reemplazando las Ecuaciones 2.48 a 2.50 en la Ecuación 2.51 se obtiene

$$A_i + A_R = A_T \quad [2.52]$$

Para calcular las ondas de esfuerzos cortantes se aplica la definición de deformación angular (Ecuación 2.8) y esfuerzo cortante (Ecuación 2.1) a las ondas de desplazamiento, por tanto, las ecuaciones de las ondas de esfuerzo cortante incidente (τ_i), esfuerzo cortante reflejado (τ_R) y esfuerzo cortante transmitido (τ_T) son

$$\tau_i = -G_1 * K_1 * A_i e^{i(\alpha x - K_1 * z)} \quad [2.53]$$

$$\tau_R = G_1 * K_1 * A_R e^{i(\alpha x + K_1 * z)} \quad [2.54]$$

$$\tau_T = -G_2 * K_2 * A_T e^{i(\alpha x - K_2 * z)} \quad [2.55]$$

La ecuación de compatibilidad de esfuerzos está definida como

$$\tau_i + \tau_R = \tau_T \quad [2.56]$$

por tanto, reemplazando las Ecuaciones 2.53 a 2.55 en la Ecuación 2.56 se obtiene

$$-G_1 * K_1 * [A_i] + G_1 * K_1 * [A_R] = -G_2 * K_2 * [A_T] \quad [2.57]$$

Expresando A_R y A_T en función de A_i en la Ecuación 2.52 y reemplazando en la Ecuación 2.57, se obtiene la amplitud de la onda reflejada (A_R) y de la onda transmitida (A_T) en función de las propiedades de los materiales y de la amplitud de la onda incidente (A_i).

$$A_R = \left[\frac{1 - \alpha^*}{1 + \alpha^*} \right] A_i \quad [2.58]$$

$$A_T = \left[\frac{2}{1 + \alpha^*} \right] A_i \quad [2.59]$$

donde

$$\alpha^* = \frac{G_2 * K_2}{G_1 * K_1} \quad [2.60]$$

El valor de α^* define la relación de impedancia compleja y determina el comportamiento de la reflexión y la transmisión en la interfaz, según si el valor de la relación de impedancia es mayor o menor que 1. Un valor de relación de impedancia compleja menor que 1 significa que la onda incidente se acerca a un material relativamente menos rígido, y un valor de impedancia compleja mayor que 1 significa que la onda incidente se acerca a un material relativamente más rígido.

Para fines de sensibilizarse numéricamente con la relación de impedancia compleja, se puede tomar como ejemplo una onda armónica incidente de desplazamiento que viaja en un material con características de roca y se dirige hacia la interfaz de un material con características de arcilla. La frecuencia de la onda incidente es de 1 Hz y las características mecánicas de los materiales son:

Material 1 (Roca)

$$\begin{aligned} G_1 &= 370 \text{ MPa} \\ \rho_1 G &= 23 \text{ kN/m}^3 \\ \eta_1 &= 0 \text{ kPa*s} \end{aligned}$$

Material 2 (Arcilla)

$$\begin{aligned} G_2 &= 3 \text{ MPa} \\ \rho_2 G &= 12 \text{ kN/m}^3 \\ \eta_2 &= 100 \text{ kPa*s} \end{aligned}$$

reemplazando los valores anteriores en las Ecuaciones 2.58 a 2.60 se obtiene

$$|\alpha^*| = 0.066 \quad A_T = 1.88 A_i \quad A_R = 0.88 A_i$$

La Figura 2.14 ilustra la variación de la relación A_T/A_i y A_R/A_i en función de la norma de la relación de impedancia compleja.

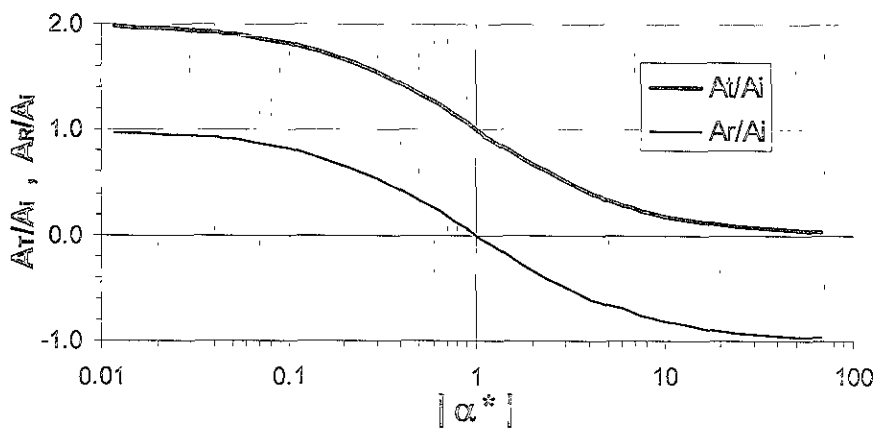


Figura 2.14 A_T/A_i y A_R/A_i vs $|\alpha^*|$.

2.6 ONDAS SÍSMICAS

Si se desplaza un diapason de su posición de equilibrio y se suelta repentinamente, se percibirá un sonido característico. Lo mismo sucede en la Tierra; se

ha visto que el fallamiento de la roca consiste precisamente en la liberación repentina de los esfuerzos impuestos al terreno. De esta manera, la Tierra es puesta en vibración. Esta vibración es debida a la propagación de ondas como en el caso del diapasón.

En un sólido pueden transmitirse dos tipos de ondas. El primer tipo es conocido como onda de compresión, porque consiste en la transmisión de compresiones y extensiones como en el caso de la transmisión del sonido; en este caso las partículas del medio se mueven en el mismo sentido en que se propaga la onda. El segundo tipo es conocido como onda transversal o de cizallamiento; las partículas se mueven ahora en dirección perpendicular a la dirección de propagación de la onda. La Figura 2.15 muestra esquemáticamente la propagación de estas ondas en un bloque sólido.

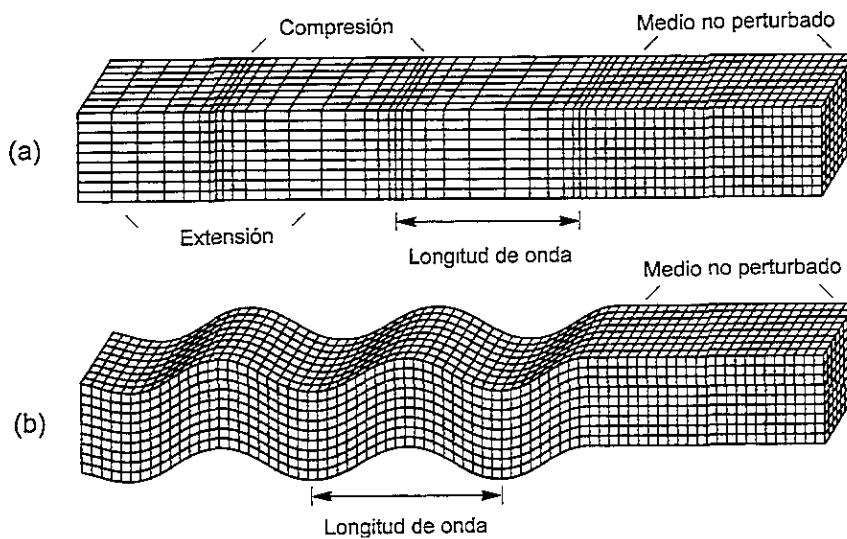


Figura 2.15 Deformaciones producidas por ondas de cuerpo: (a) onda de compresión; (b) onda transversal. (tomada de Bolt, 1993).

Las ondas de compresión y transversal han sido llamadas P y S, respectivamente. Son también conocidas como ondas internas (ondas de cuerpo) porque se propagan en el interior de un sólido elástico.

Además de estas dos clases de ondas existen otros dos tipos de gran importancia llamadas ondas superficiales. Cuando un sólido posee una superficie libre, como la superficie de la Tierra, pueden generarse ondas que viajan a lo largo de la superficie. Estas ondas tienen su máxima amplitud en la superficie libre, la cual decrece exponencialmente con la profundidad, y son conocidas como ondas de Rayleigh. La trayectoria que describen las partículas del medio al propagarse la onda es elíptica retrógrada y ocurre en el plano de propagación de la onda (Figura 2.16a). Una analogía de estas ondas lo constituyen las ondas que se producen en la superficie de un cuerpo de agua. Otro tipo de ondas superficiales son las ondas de Love. Estas se generan sólo cuando el medio elástico se encuentra estratificado, situación que se cumple en nuestro planeta, pues se encuentra formado por capas de diferentes características físicas y químicas. Las ondas de Love se propagan con un movimiento de las partículas, perpendicular a la dirección de propagación, como las ondas S, sólo que polarizadas en

el plano de la superficie de la Tierra, es decir sólo poseen la componente horizontal a la superficie. Las ondas de Love pueden considerarse como ondas S atrapadas en el medio superior (Figura 2.16b). La amplitud de las ondas de Love decrece también rápidamente con la profundidad. Las ondas de Love son observadas sistemáticamente sobre la superficie de la Tierra, pues nuestro planeta posee un estrato superficial de baja velocidad, la corteza, sobre un medio más profundo, el manto.

El término superficial se debe a que las ondas se generan por la presencia de superficies de discontinuidad, ya que en un medio elástico infinito no podrían generarse; en general su existencia se puede explicar considerando que la vibración del medio en lugares en los que existen menores tracciones, y eso sucede por la presencia del vacío o un medio de menor rigidez, tiende a compensar la energía generando este tipo de vibraciones.

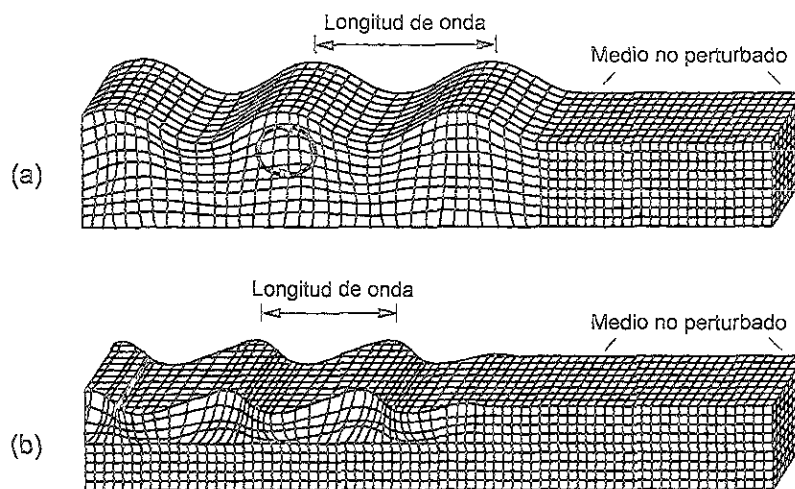


Figura 2.16 Deformaciones producidas por ondas de superficie: (a) onda Rayleigh; (b) onda Love. (tomada de Bolt, 1993).

2.7 ANÁLISIS DE RESPUESTA UNIDIMENSIONAL DEL TERRENO

Cuando ocurre un deslizamiento en una falla geológica, se generan ondas de cuerpo que viajan en todas las direcciones desde la zona de fallamiento. Estas ondas se reflejan y refractan en diferentes direcciones al pasar por los diferentes materiales geológicos y frecuentemente las ondas que alcanzan estratos horizontales cerca de la superficie se refractan casi verticalmente (Figura 2.17).

El análisis de respuesta unidimensional del terreno se basa en las siguientes hipótesis:

- Todos los estratos son horizontales.
- La superficie del depósito es una frontera libre y no existe alguna estructura o excavación cercana.

- La respuesta del depósito es predominantemente causada por la propagación vertical de ondas SH (ondas S polarizadas en un plano horizontal) desde la roca subyacente.
- El depósito de suelo y la superficie de la roca son infinitos en la dirección horizontal.

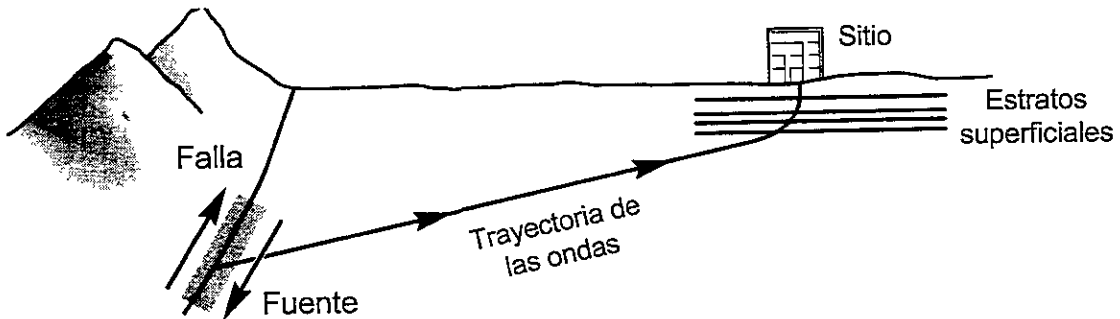


Figura 2.17 Fenómeno de refracción que produce la propagación de ondas casi verticales cerca de la superficie. (tomada de Kramer, 1996).

Predicciones de respuesta en sitio utilizando este análisis han mostrado que en muchos casos los valores teóricos concuerdan satisfactoriamente con los registrados en campo.

Una de las técnicas utilizadas para realizar el análisis de respuesta del terreno es el uso de funciones de transferencia, *FT*. Estas funciones se pueden usar para expresar varios parámetros de respuesta, tales como el desplazamiento, velocidad, aceleración, esfuerzo cortante y deformación cortante o angular, con base en un parámetro de excitación de movimiento, por ejemplo, la aceleración o el desplazamiento en roca. Debido a que este análisis se basa en el principio de superposición, esta técnica está limitada al análisis de sistemas lineales, aunque existen aproximaciones no lineales considerando el comportamiento del suelo seccionalmente continuo. A pesar de que la manipulación matemática de las funciones de transferencia involucra números complejos, el análisis por sí mismo es muy simple. El procedimiento general a seguir para realizar un análisis de respuesta unidimensional de un depósito de suelo es el indicado en la Figura 2.18.

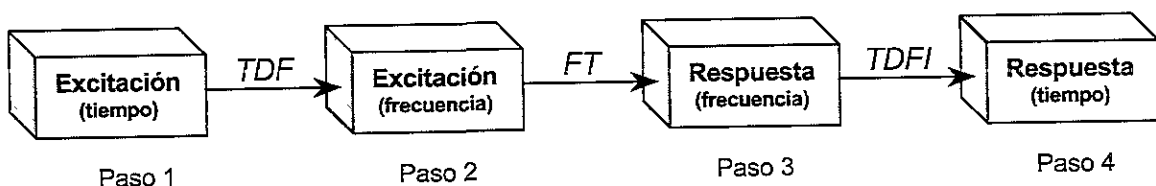


Figura 2.18 Procedimiento general para el análisis de respuesta unidimensional de un depósito de suelo.

- Paso 1. Obtener un registro sísmico (en el dominio del tiempo) en la roca subyacente al depósito de suelo.
- Paso 2. Representar el registro como una serie de Fourier (dominio de la frecuencia) utilizando la transformada discreta de Fourier - *TDF*.
- Paso 3. Multiplicar cada término de la serie de Fourier del registro en roca por la función de transferencia, *FT*, para así obtener la respuesta del depósito en series de Fourier a una profundidad y en una variable de movimiento dada.
- Paso 4. Obtener la respuesta en el dominio del tiempo, utilizando la transformada discreta de Fourier inversa - *TDFI*.

La función de transferencia determina cómo el depósito de suelo amplifica o atenúa cada una de las componentes espectrales del registro en roca (excitación) y representa las características de vibración del estrato de suelo comprendido entre la excitación y la respuesta medidas.

2.8 EVALUACIÓN DE FUNCIONES DE TRANSFERENCIA

La clave para el análisis de respuesta del terreno, en el dominio de la frecuencia, son las funciones de transferencia. Estas dependen principalmente de las condiciones geotécnicas y geológicas del depósito de suelo. Adelante, se analizarán dos casos: depósito de suelo elástico-homogéneo y viscoelástico-homogéneo.

Con base en las hipótesis mencionadas en la sección 2.7, se puede aplicar el modelo de propagación de ondas transversales en una barra (ver Figura 2.12) al depósito de suelo. En la Figura 2.19 se ilustra la interpretación gráfica de la Ecuación 2.46 en un depósito de suelo homogéneo. La profundidad a la cual se encuentra la superficie de la roca rígida es $z=H$ y la profundidad a la cual se desea estimar la respuesta es $z=h$; se asumirá que la excitación está aplicada a la profundidad $z=H$.

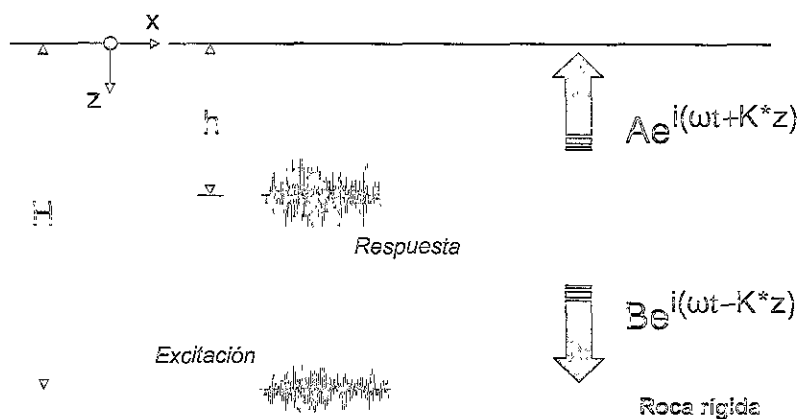


Figura 2.19 Interpretación gráfica de la Ecuación 2.46 en un depósito homogéneo.

Para calcular la función de transferencia que permita obtener la respuesta en una variable de movimiento (p.e. desplazamiento) a una profundidad $z=h$, en función de una excitación armónica (p.e. desplazamiento) aplicada a una profundidad $z=H$, se debe aplicar el concepto de esfuerzo cortante nulo en la frontera libre del depósito.

$$\tau_{(z=0,t)} = 0 \quad [2.61]$$

Operando las Ecuaciones 2.1, 2.8 y 2.46 se puede demostrar que

$$\tau_{(z,t)} = G * \frac{\partial x_{(z,t)}}{\partial z} \quad [2.62]$$

donde

$$\frac{\partial x_{(z,t)}}{\partial z} = A e^{i(\alpha x + K * z)} K * i - B e^{i(\alpha x - K * z)} K * i \quad [2.63]$$

aplicando la Ecuación 2.61 a la Ecuación 2.62 se obtiene

$$\tau_{(z=0,t)} = G * \frac{\partial x_{(z=0,t)}}{\partial z} = 0 \quad [2.64]$$

donde

$$\frac{\partial x_{(z=0,t)}}{\partial z} = A e^{i(\alpha x)} K * i - B e^{i(\alpha x)} K * i \quad [2.65]$$

reemplazando la Ecuación 2.65 en la Ecuación 2.64 se obtiene que

$$B = A \quad [2.66]$$

por tanto

$$x_{(z,t)} = A e^{i(\alpha x)} [e^{i(K * z)} + e^{-i(K * z)}] \quad [2.67]$$

aplicando el teorema de Euler se obtiene

$$x_{(z,t)} = 2A \cos(K * z) e^{i\alpha x} \quad [2.68]$$

que corresponde físicamente a una onda armónica estacionaria de amplitud $2A \cos(K * z)$.

La función de transferencia, FT, para obtener el desplazamiento a una profundidad $z=h$ con base en un desplazamiento a $z=H$ está definida como:

$$FT_{H \rightarrow h} = \frac{x_{(z=h,t)}}{x_{(z=H,t)}} \quad [2.69]$$

reemplazando la Ecuación 2.68 en la Ecuación 2.69 se obtiene

$$FT_{H \rightarrow h} = \frac{\cos(K^* h)}{\cos(K^* H)} \quad [2.70]$$

y utilizando álgebra compleja e identidades trigonométricas de funciones complejas se puede demostrar que

$$FT_{H \rightarrow h} = \left(\frac{AC + BD}{C^2 + D^2} \right) + \left(\frac{AD - BC}{C^2 + D^2} \right) i \quad [2.71]$$

donde

$$\begin{aligned} A &= \cos(a) \cosh(b) & a &= r_z^{1/2} \cos(\phi_z / 2) h \\ B &= \sin(a) \sinh(b) & b &= r_z^{1/2} \sin(\phi_z / 2) h \\ C &= \cos(c) \cosh(d) & c &= r_z^{1/2} \cos(\phi_z / 2) H \\ D &= \sin(c) \sinh(d) & d &= r_z^{1/2} \sin(\phi_z / 2) H \end{aligned}$$

La Ecuación 2.70 también es válida para obtener la respuesta del depósito de suelo en función de la aceleración si la excitación es un registro acelerográfico (ver Ecuación 2.79 y 2.69).

2.8.1 Suelo Elástico-Homogéneo ($\eta=0$)

Si se considera que el suelo es elástico-homogéneo, entonces la función de transferencia (ver Ecuaciones 2.71 y 2.38) queda definida como:

$$FT_{H \rightarrow h} = \frac{\cos(\omega \sqrt{\rho/G} h)}{\cos(\omega \sqrt{\rho/G} H)} \quad [2.72]$$

donde se pueden presentar 2 casos especiales:

$$\square \text{ si } \omega \sqrt{\rho/G} h = \pi/2 + n\pi \Rightarrow FT_{H \rightarrow h} \rightarrow 0 \quad [2.73]$$

$$\square \text{ si } \omega \sqrt{\rho/G} H = \pi/2 + n\pi \Rightarrow FT_{H \rightarrow h} \rightarrow \infty \quad [2.74]$$

A continuación se ilustran 2 ejemplos de la variación de $FT_{H \rightarrow h}$ en función de la frecuencia ($0.0 \leq \text{Frec}_{(Hz)} \leq 6.0$).

De acuerdo a las Ecuaciones 2.73, 2.74 y asignando al medio las siguientes características:

$$\begin{aligned}
 G &= 3 \text{ MPa} & h &= 0 \text{ y } 12 \text{ m} \\
 \eta &= 0.0 \text{ kPa}\cdot\text{s} & H &= 30 \text{ m} \\
 \rho g &= 12 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

los valores que puede tomar la frecuencia de excitación para que se presenten los casos especiales son:

- si $\omega = \frac{\sqrt{G/\rho}}{h}(\pi/2 + n\pi) \approx 4.13(\pi/2 + n\pi) \Rightarrow FT_{H \rightarrow h} \rightarrow 0$ [2.75]

- si $\omega = \frac{\sqrt{G/\rho}}{H}(\pi/2 + n\pi) \approx 1.65(\pi/2 + n\pi) \Rightarrow FT_{H \rightarrow h} \rightarrow \infty$ [2.76]

En las Tablas 2.2 y 2.3 se presentan los valores que pueden tomar ω y $FT_{H \rightarrow h}$ para algunos valores de n según las Ecuaciones 2.75, 2.76 y 2.72. En las Figuras 2.20 y 2.21 se ilustra la topología de la función de transferencia (Ecuación 2.72 ó 2.71) para los 2 casos ejemplo. La Ecuación 2.75 está definida solamente para $h \neq 0$, en este caso $h=12$ m.

Tabla 2.2 $FT_{H \rightarrow h}$ según la Ecuación 2.75

n	ω (Rad/s)	F (Hz)	$FT_{H \rightarrow h}$
0	6.48	1.03	≈ 0
1	19.45	3.01	≈ 0
2	32.41	5.16	≈ 0
3	45.38	7.22	≈ 0
4	58.34	9.29	≈ 0

Tabla 2.3 $FT_{H \rightarrow h}$ según la Ecuación 2.76

n	ω (Rad/s)	F (Hz)	$FT_{H \rightarrow h}$
0	2.59	0.41	$\rightarrow \infty$
1	7.78	1.23	$\rightarrow \infty$
2	12.97	2.06	$\rightarrow \infty$
3	18.15	2.89	$\rightarrow \infty$
4	23.34	3.71	$\rightarrow \infty$

- $FT_{H \rightarrow h} \approx 0$. Significa que si una onda armónica excita al medio con una frecuencia tal que cause este valor de $FT_{H \rightarrow h}$, esta ω no hará entrar en vibración al medio en la profundidad estimada (h).
- $FT_{H \rightarrow h} \rightarrow \infty$. Significa que si una onda armónica excita al medio con una frecuencia tal que cause este valor de $FT_{H \rightarrow h}$, esta ω hará entrar en resonancia al medio en cualquier profundidad.

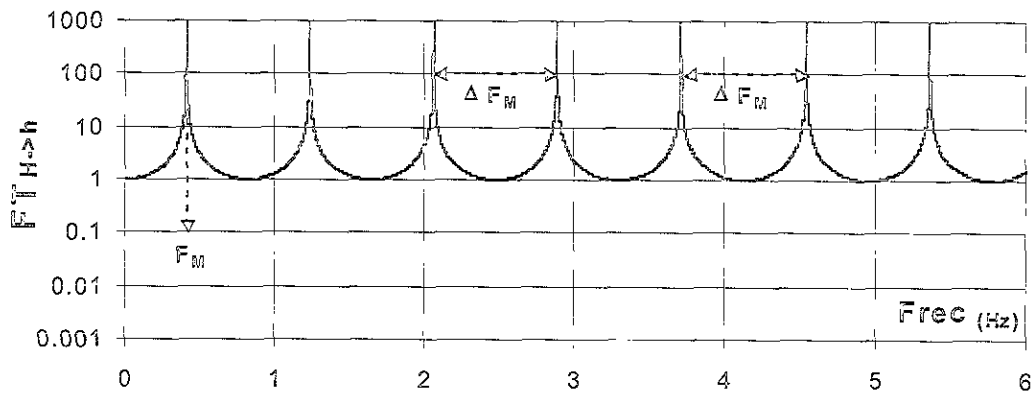


Figura 2.20 Topología de la función de transferencia entre $H=30$ m y $h=0$ m.

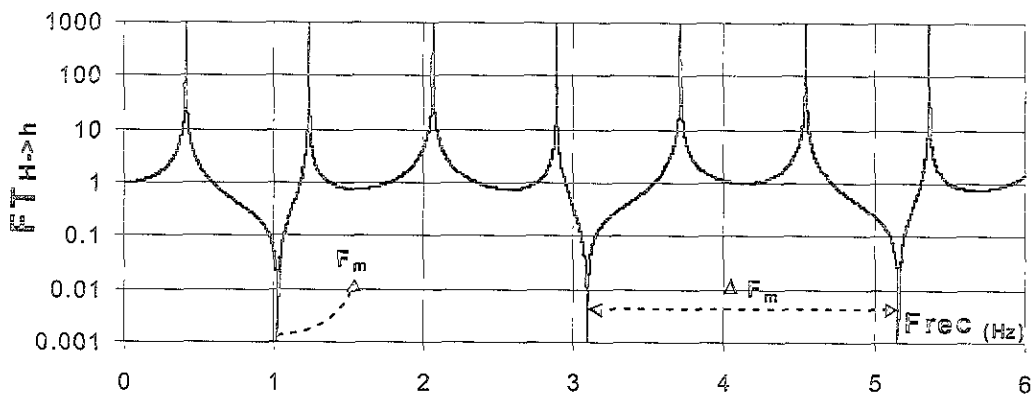


Figura 2.21 Topología de la función de transferencia entre $H=30$ m y $h=12$ m.

De las Ecuaciones 2.75 y 2.76 se demuestra que la frecuencia donde se presenta el primer máximo (F_M) y mínimo (F_m) de la $FT_{H \rightarrow h}$, ($n=0$), es:

$$F_M = \frac{\sqrt{G/\rho}}{4H} \quad \text{y} \quad F_m = \frac{\sqrt{G/\rho}}{4h} \quad [2.77]$$

y la separación entre máximos (ΔF_M) y mínimos (ΔF_m) es:

$$\Delta F_M = \frac{\sqrt{G/\rho}}{2H} \quad \text{y} \quad \Delta F_m = \frac{\sqrt{G/\rho}}{2h} \quad [2.78]$$

que para el caso de la Figura 2.20 y 2.21 son: $F_M \approx 0.41$ Hz, $\Delta F_M \approx 0.83$ Hz, $F_m \approx 1.03$ Hz, y $\Delta F_m \approx 2.06$ Hz.

En las Ecuaciones 2.77 y 2.78 se observa que F_M , ΔF_M , F_m , y ΔF_m son proporcionales a G e inversamente proporcionales a ρ , H y h (ver Figura 2.22). Por tanto, si el depósito de suelo fuera infinitamente rígido ($G \rightarrow \infty$), el valor de $FT_{H \rightarrow h} \rightarrow 1$ y $F_M, \Delta F_M, F_m, \Delta F_m \rightarrow \infty$.

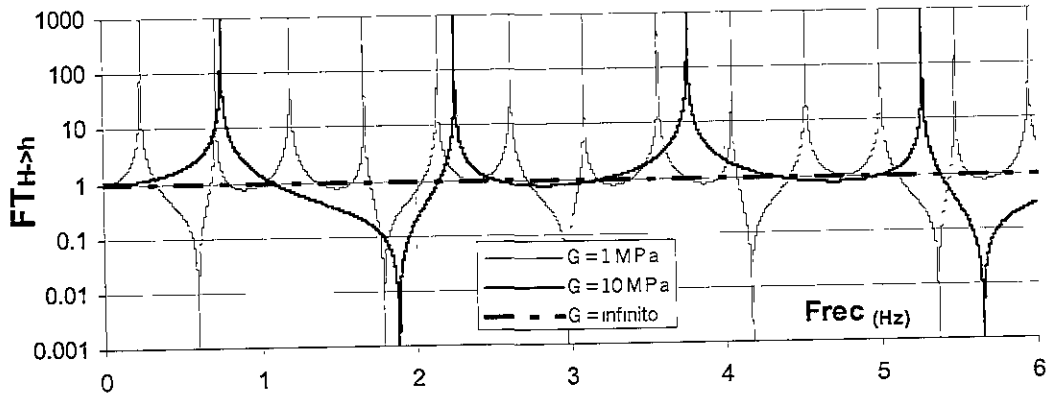


Figura 2.22 Topología de $FT_{H \rightarrow h}$ entre $H=30$ m y $h=12$ m para diferentes G .

Un valor de $FT_{H \rightarrow h} = 1$ significa que el depósito de suelo responderá en la profundidad h con una amplitud igual a la de la excitación (movimiento de cuerpo rígido), este valor también se presenta cuando $\omega = 0$ Hz (respuesta estática).

2.8.2 Suelo Viscoelástico-Homogéneo ($\eta \neq 0$)

Si se asume que el suelo es viscoelástico-homogéneo, entonces la función de transferencia queda definida como en la Ecuación 2.70 ó 2.71.

A continuación se ilustran 4 ejemplos (Figuras 2.23 y 2.24) de la variación de $FT_{H \rightarrow h}$ en función de la frecuencia ($0.0 \leq \text{Frec (Hz)} \leq 6.0$) para un medio con las siguientes características:

$G = 3$ MPa
 $\eta = 10$ y 100 kPa*s
 $\rho g = 12$ kN/m³

$h = 0$ y 12 m
 $H = 30$ m

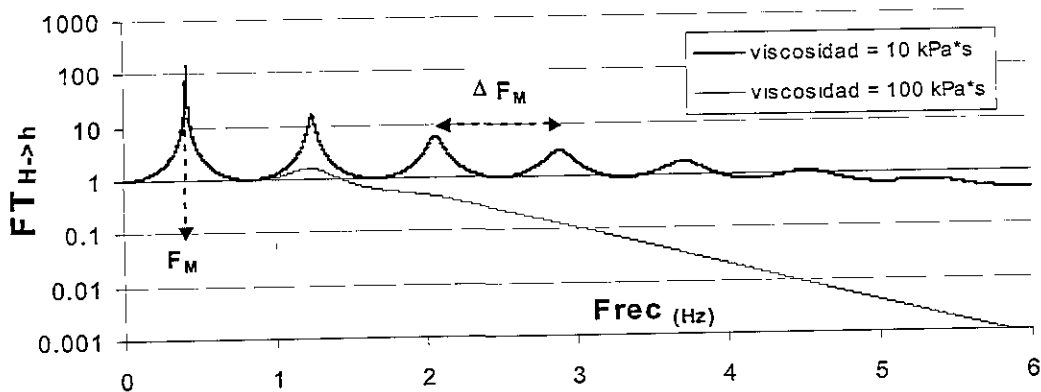


Figura 2.23 Topología de $FT_{H \rightarrow h}$ entre $H=30$ m y $h=0$ m para diferentes η .

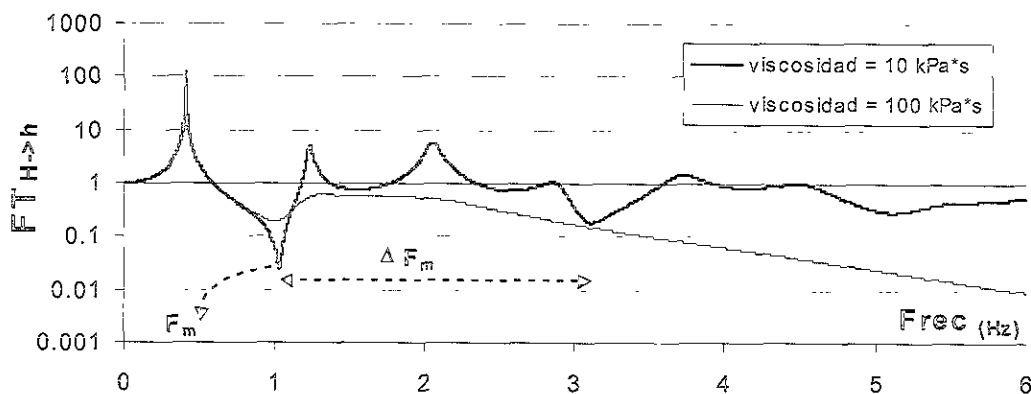


Figura 2.24 Topología de $FT_{H \rightarrow h}$ entre $H=30$ m y $h=12$ m para diferentes η .

En las Figuras 2.23 y 2.24 se representó la norma de $FT_{H \rightarrow h}$, ya que en el caso viscoelástico es un número complejo, y se observa que el efecto de la componente viscosa reduce el valor de los picos de amplificación y aumenta el valor de los valles de atenuación de la $FT_{H \rightarrow h}$ del caso elástico (ver Figuras 2.20 y 2.21). El grado de reducción y de aumento de la $FT_{H \rightarrow h}$ depende de la magnitud de la componente viscosa, la cual está dada por el producto $\omega\eta$ y como se observa, tiene mayor efecto a medida que aumenta la frecuencia. Este efecto de reducción y de aumento se debe a que parte de la energía elástica es disipada por el efecto de la componente viscosa y generalmente se manifiesta en forma de calor.

2.8.3 Otras Funciones de Transferencia

La función de transferencia entre la aceleración y el desplazamiento relativos es:

$$FT_{Acel \rightarrow Desp} = -\frac{1}{\omega^2} \tag{2.79}$$

Para obtener la función de transferencia entre el desplazamiento y la deformación angular, se reemplaza la Ecuación 2.68 en la Ecuación 2.6.

$$\gamma_{(z,t)} = \frac{dx_{(z,t)}}{dz} = -2A \sin(K * z) K * e^{i\omega t} \tag{2.80}$$

$$FT_{Despl \rightarrow Defang} = \frac{\gamma_{(z,t)}}{x_{(z,t)}} = \frac{-2A \sin(K * z) K * e^{i\omega t}}{2A \cos(K * z) e^{i\omega t}} \tag{2.81}$$

$$FT_{Despl \rightarrow Defang} = -\tan(K * z) K * \tag{2.82}$$

2.9 RESPUESTA ARMÓNICA DEL TERRENO

Con base en la evaluación de las funciones de transferencia, se puede visualizar cómo responde un depósito de suelo si la excitación es únicamente una onda armónica (p.e. de desplazamiento, velocidad ó aceleración). La Ecuación 2.83 indica la forma de obtener la respuesta a cualquier profundidad y en cualquier tiempo, si las variables de respuesta y excitación son las mismas (p.e. desplazamiento, x).

$$x_{(z=h,t)} = [FT_{H \rightarrow h}] Ae^{i(\omega t + \phi)} \quad [2.83]$$

- $x_{(z=h,t)}$ Respuesta del depósito (p.e. desplazamiento) a la profundidad $z=h$ expresada en forma de número complejo.
- $FT_{H \rightarrow h}$ Función de transferencia (número complejo) entre $z=H$ y $z=h$.
- $Ae^{i(\omega t + \phi)}$ Excitación armónica del depósito (p.e. desplazamiento) a la profundidad $z=H$ expresada en forma de número complejo.

La representación en números reales de la Ecuación 2.83 (Ecuación 2.84) se realiza obteniendo la amplitud (B) y el desfase (α), para $t=0$. (ver Figura 2.11).

$$x_{(z=h,t)} = B \cos(\omega t + \alpha) \quad [2.84]$$

B y α son función de las propiedades mecánicas, geometría del depósito y de las características de la excitación.

La Ecuación 2.83 es válida para obtener la respuesta del depósito en función de cualquier variable de movimiento (p.e. desplazamiento, velocidad o aceleración). Para tal caso, A representaría la amplitud de la variable de movimiento y por tanto, la respuesta estará expresada en la misma variable de la excitación.

Las frecuencias naturales de un depósito de suelo homogéneo están definidas por la Ecuación 2.76, donde $n=0$ corresponde a la frecuencia fundamental o frecuencia natural del primer modo de vibración del depósito. Esta frecuencia fundamental depende únicamente de las propiedades mecánicas del medio y el espesor del depósito. Además, es una característica muy importante, ya que indica cuál es la frecuencia a la cual se debe excitar el depósito para obtener la mayor amplificación en la respuesta. La Ecuación 2.76 es matemáticamente exacta cuando el medio es elástico; en el caso de que el medio se considere viscoelástico, la ecuación dará una idea aproximada de las frecuencias naturales, las cuales se encontrarán más alejadas del caso elástico cuanto más viscoso sea el medio.

En la Figura 2.25 se ilustran a manera de ejemplo los tres primeros modos de vibración de un depósito de suelo, para $t=0$, en función de los desplazamientos.

El depósito fue excitado con una onda armónica de desplazamiento cosenoidal a $H=30$ m, de amplitud unitaria y desfase inicial igual a cero. Las frecuencias de excitación se obtuvieron de acuerdo a la Ecuación 2.76 (ver Tabla 2.3) y las propiedades del depósito son las que se incluyen en la Figura 2.25.

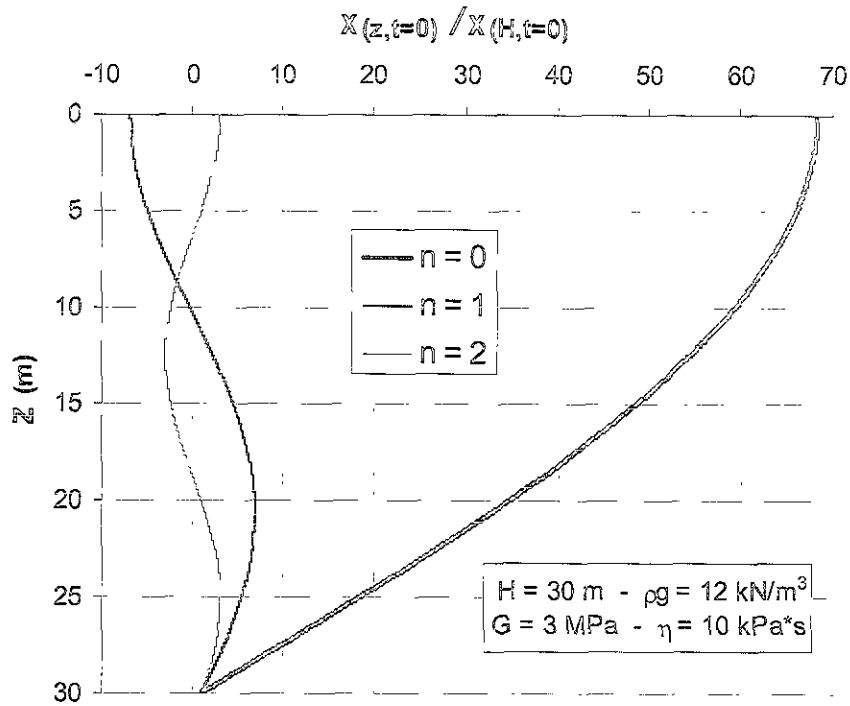


Figura 2.25 Respuesta de un depósito de suelo para los 3 primeros modos de vibración.

Para visualizar la forma de obtener numéricamente la respuesta de un punto de la Figura 2.25, se aplicarán las Ecuaciones 2.83 y 2.84 a $h=10$ m y $n=0$ ($F=0.41$ Hz ó $\omega=2.59$ rad/s).

- Paso 1. Expresar en forma compleja la excitación cosenoidal.

$$x_{(z=H,t)} = A \cos(\omega t + \phi) = A e^{i(\omega t + \phi)} \quad [2.85]$$

$$A e^{i(\omega t + \phi)} = A [\cos(\omega t + \phi) + \sin(\omega t + \phi) i] \quad [2.86]$$

$$x_{(z=30,t)} = 1 e^{i(2.59t)} \quad [2.87]$$

- Paso 2. Obtener $FT_{H \rightarrow h}$ (Ecuación 2.71).

$$FT_{30 \rightarrow 10} \approx 59.3 - 38.54 i \quad [2.88]$$

- Paso 3. Multiplicar el paso 1 por el paso 2 (Ecuación 2.83).

$$x_{(z=10,t)} = [59.3 - 38.54 i] [\cos(2.59t) + \sin(2.59t) i] \quad [2.89]$$

$$x_{(z=10,t)} = [59.3\cos(2.59t) + 38.54\sin(2.59t)] + [59.3\sin(2.59t) - 38.54\cos(2.59t)]i \quad [2.90]$$

- Paso 4. Expresar la Ecuación 2.90 en números reales (Ecuación 2.84).

$$x_{(z=10,t=0)} = 59.3 - 38.54 i \quad [2.91]$$

$$x_{(z=10,t)} = 70.72\cos(2.59t - 0.5776) \quad [2.92]$$

$$x_{(z=10,t=0)} = 59.30 \quad [2.93]$$

En la Figura 2.25 se observa cómo la mayor amplificación en la respuesta se presenta cuando el medio es excitado con la frecuencia del primer modo de vibración ($n=0$) y como dicha respuesta se va reduciendo a medida que aumenta la frecuencia de excitación ($n=1$ y $n=2$).

Este fenómeno se debe a que la componente viscosa aumenta con la frecuencia y por tanto disipa mayor energía elástica, manifestándose en una reducción de la amplitud de la respuesta y un desfaseamiento inicial en el tiempo respecto a la excitación.

También es importante notar que en el primer modo de vibración todos los puntos por encima de 30 m se desplazan inicialmente hacia la derecha, sin embargo, en los otros modos de vibración se presentaron desplazamientos hacia la derecha y hacia la izquierda respecto a la excitación, incluso, hay puntos donde el suelo no se desplaza (para $n = 1$ hay 1, $z \approx 10$ m, y para $n = 2$ hay 2, $z \approx 6$ m y $z \approx 19$ m).

Este comportamiento es muy importante, ya que si un sismo excitara al depósito de suelo con una frecuencia principal del segundo modo de vibración ($n=1$), los acelerógrafos instalados a $z=0$ y $z=30$ m iniciarían las lecturas con signos contrarios uno respecto al otro, lo cual, no implicaría que las polaridades de los acelerógrafos estén invertidas o que las lecturas se iniciaron en tiempos distintos. Por ejemplo, para $n=1$ y $t=0$, el acelerógrafo a $H=30$ m registra 1 y el acelerógrafo a $h=0$ m registra -6.9 (desplazamientos o aceleraciones relativas).

Para visualizar la respuesta del depósito de la Figura 2.25 en función del tiempo, se aplicaron las Ecuaciones 2.83 y 2.84 a 3 profundidades distintas y para los dos primeros modos de vibración ($n=0$ y $n=1$). En la Figura 2.26 se ilustra la excitación a 30 m y las respuestas a 20, 10 y 0 m, respectivamente. Nótese que el valor de inicio ($t=0$) del desplazamiento en cada respuesta es el mismo de la Figura 2.25 y que la frecuencia de las respuestas es igual al de la excitación.

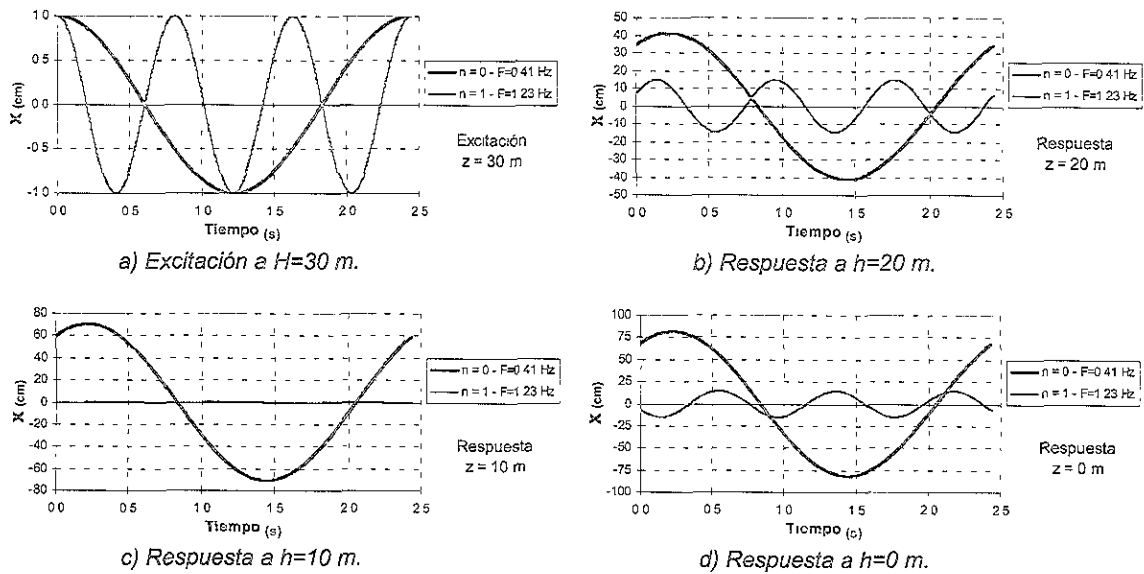


Figura 2.26 Respuesta de un depósito de suelo en función del tiempo para los 2 primeros modos de vibración.

Como se mencionó anteriormente, en la Figura 2.26 se observa cómo la respuesta a 10 m de $F=1.23$ Hz es prácticamente nula (Figura 2.26c) y cómo todas las respuestas están desfasadas respecto a la excitación ($\phi_{RESPUESTA} - \phi_{EXCITACION} \neq 0$), incluso la respuesta a 0 m de $F=1.23$ Hz inicia con sentido opuesto al de la excitación (Figura 2.26d).

Para obtener la respuesta del medio en función de la variable desplazamiento, teniendo como excitación a la variable aceleración, se debe multiplicar la excitación por las Ecuaciones 2.70 y 2.79.

$$x_{(z=h,t)} = [FT_{H \rightarrow h} FT_{Acel \rightarrow Desp}] Be^{i(\omega t + \phi)} \quad [2.94]$$

$Be^{i(\omega t + \phi)}$ es la aceleración a la profundidad $z=H$.

Para obtener la respuesta del medio en función de la variable deformación angular (expresada en %), teniendo como excitación a la variable aceleración, se debe multiplicar la Ecuación 2.94 por la Ecuación 2.82, como se indica a continuación.

$$\gamma_{(z=h,t)} = 100 [FT_{H \rightarrow h} FT_{Acel \rightarrow Desp} FT_{Desp \rightarrow Defang}] Be^{i(\omega t + \phi)} \quad [2.95]$$

Para obtener la respuesta del medio en función de la variable esfuerzo cortante, teniendo como excitación a la variable aceleración, se debe multiplicar la Ecuación 2.95,

expresada en decimal, por el módulo de rigidez complejo (Ecuación 2.26), el cual se puede interpretar como la FT entre la def. angular y el esfuerzo cortante, $FT_{Defang \rightarrow Escort}$.

$$\tau_{(z=h,t)} = G^* \gamma_{(z=h,t)} \quad [2.96]$$

Por tanto, el procedimiento explicado anteriormente para obtener la respuesta en función de la variable esfuerzo cortante, a partir de una excitación en función de la variable aceleración, se puede ilustrar como lo indica la Figura 2.27. Este procedimiento se realiza en el dominio de la frecuencia (números complejos) y la representación en el dominio del tiempo (números reales) se lleva a cabo aplicando la misma metodología utilizada en las Ecuaciones 2.91 a 2.93.

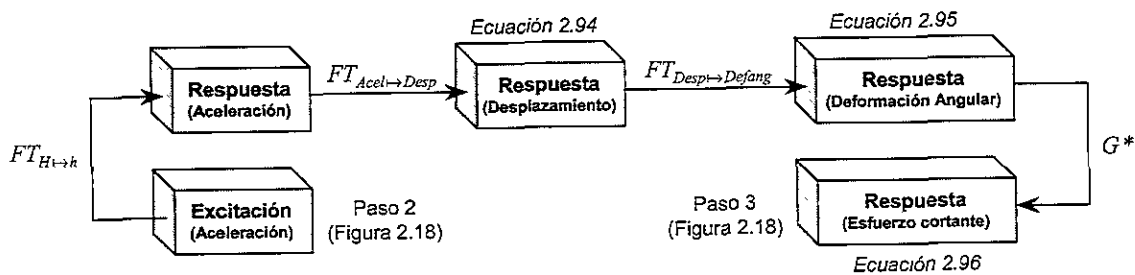


Figura 2.27 Procedimiento para obtener la respuesta en función del esfuerzo cortante con base en una excitación en función de la aceleración.

Para visualizar el procedimiento de la Figura 2.27, se presenta en la Figuras 2.28-I y 2.28-II la respuesta del depósito de suelo de la Figura 2.25 a $h=5$ m y $F=1.23$ Hz, pero la excitación ahora es una onda de aceleración.

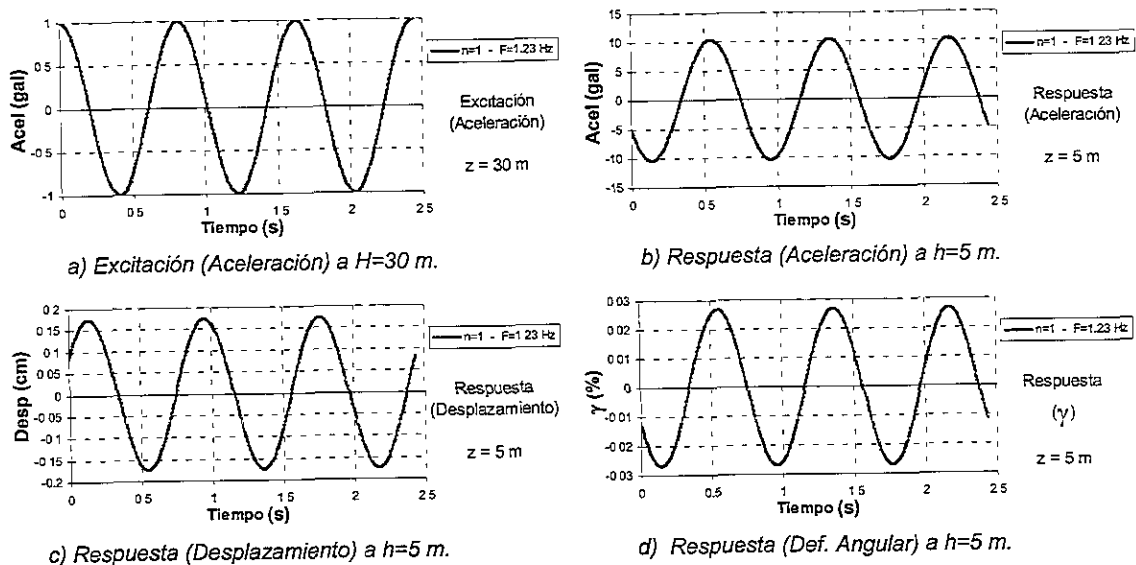


Figura 2.28-I Respuesta de un depósito de suelo en el tiempo para diferentes variables de movimiento.

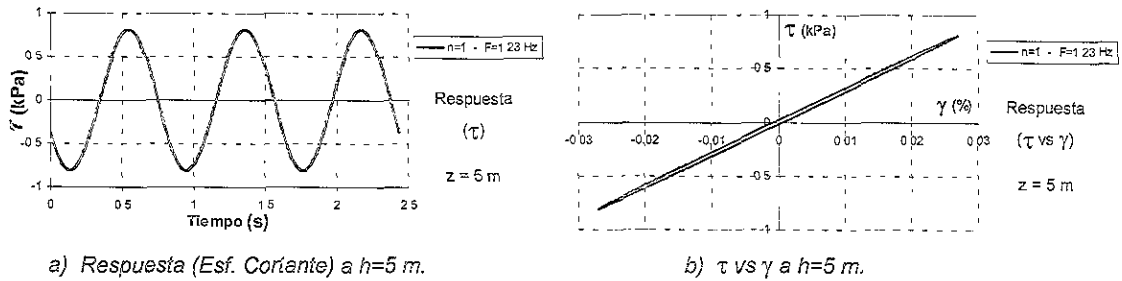


Figura 2.28-II Respuesta de un depósito de suelo en el tiempo para diferentes variables de movimiento.

En la Figura 2.28-I se observa que las respuestas en términos de la aceleración (Figura 2.28-Ib) y el desplazamiento (Figura 2.28-Ic) tienen signos contrarios para cualquier instante de tiempo. Este comportamiento se debe a que en un movimiento armónico el desplazamiento y la aceleración están desfasados π radianes; además, la amplitud de la aceleración es igual a la amplitud del desplazamiento multiplicada por ω^2 , como se ilustra en la Figura 2.29a. También se observa que el desplazamiento y la deformación angular (Figura 2.28-I d) tienen signos contrarios para cualquier instante de tiempo. Esto se debe a que la deformación angular se considera positiva (+) cuando el ángulo (γ) gira en sentido contrario al de las manecillas del reloj, y se considera negativa (-) cuando el ángulo gira en el sentido de las manecillas del reloj, lo cual, según la Figura 2.29b, es inverso al sentido del desplazamiento en el depósito.

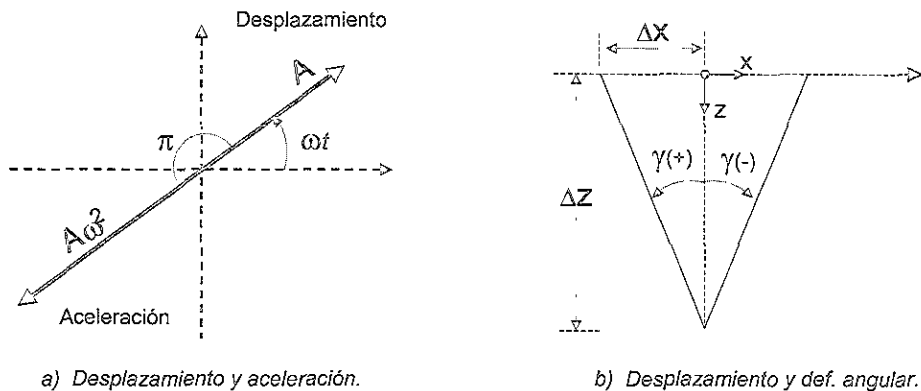


Figura 2.29 Desplazamiento, aceleración y deformación angular.

En la Figura 2.28-IIb se observa la curva τ vs γ , en donde la pendiente de dicha curva es el módulo de rigidez $G = 3$ MPa, $\xi \approx 1.30$ %, $\tau_{MAX} \approx 0.81$ kPa y $\gamma_{MAX} \approx 0.027$ %.

Con el fin de visualizar el efecto del coeficiente de viscosidad, η , en la respuesta del depósito, se supondrá que la viscosidad ahora es 100 y 1000 kPa*s (Figura 2.30); todas las demás condiciones permanecen iguales a las utilizadas en la Figura 2.28-i y 2.28-II y solo se presentarán las curvas esfuerzo cortante vs deformación angular.

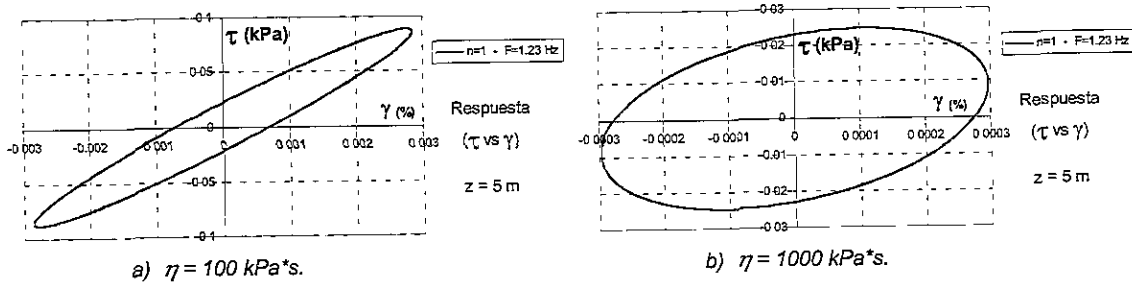


Figura 2.30 Curvas esfuerzo cortante vs deformación angular para $\eta=100$ y $1000 \text{ kPa}\cdot\text{s}$.

Las características generales de las curvas τ vs γ de las Figuras 2.28-IIb, 2.30a y 2.30b están resumidas en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Respuesta de un depósito de suelo para diferentes valores de η .

η (kPa*s)	G (MPa)	ξ (%)	γ_{MAX} (%)	τ_{MAX} (kPa)
10	3	1.30	0.027	0.81
100	3	13	0.0028	0.087
1000	3	130	0.00029	0.024

Las Figuras 2.28-IIb, 2.30 y la Tabla 2.4 indican que el efecto de la componente viscosa influye notablemente en la respuesta de un depósito de suelo. Este efecto se manifiesta en una reducción de la deformación angular máxima (γ_{MAX}), y por tanto una reducción del esfuerzo cortante máximo (τ_{MAX}), al aumentar la componente viscosa del depósito ($\omega\eta$). Esta reducción en la deformación angular se debe a la disipación de la energía elástica (ξ), la cual aumenta proporcionalmente con la componente viscosa.

De ensayos de laboratorio se ha observado que G es función de γ . La Figura 2.31 representa una curva cualitativa de la influencia que tiene γ sobre G, donde se observa como se degrada (disminuye) G a medida que aumenta γ a partir de una γ crítica. La γ crítica representa la deformación angular a partir de la cual el material se empieza a comportar plásticamente.

El ejercicio teórico de la Tabla 2.4 se realizó considerando constante G; sin embargo, los resultados apuntan hacia la dirección de una reducción en γ_{MAX} cuando la componente viscosa aumenta, y por tanto, según la Figura 2.31, esta componente viscosa podría afectar también a G. De verificarse esto, los análisis en el dominio de la frecuencia tendrían que adaptarse para incluir la variación de la rigidez al corte con la magnitud de la componente viscosa.

Según los datos de la Tabla 2.4, si se considera constante ω y aumenta η , γ_{MAX} disminuye, y por tanto, debería aumentar G, o bien, si se considerara constante η y

aumentara ω , el comportamiento sería similar. Sin embargo, este comportamiento se ha observado en laboratorio sólo para frecuencias muy altas ($F > 300$ Hz), las cuales están fuera del rango de las frecuencias presentes en los registros de suelos blandos ($F \leq 5$ Hz).

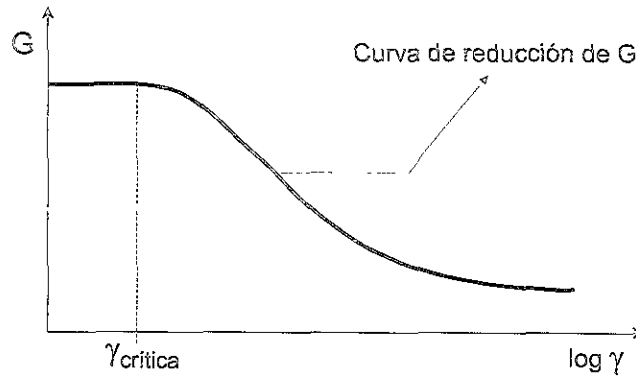


Figura 2.31 Variación de G con γ .

2.10 RESPUESTA ALEATORIA DEL TERRENO

Las funciones armónicas que se han tratado hasta ahora se pueden clasificar como deterministas, ya que pueden escribirse como expresiones matemáticas que determinan valores instantáneos en cualquier instante de tiempo t . Sin embargo, hay un número de fenómenos físicos que resultan en datos no determinísticos en donde valores instantáneos futuros no pueden predecirse en un sentido determinístico. Como ejemplo, se pueden mencionar las alturas de las olas en un mar picado, el movimiento del terreno durante un temblor (Figura 2.32), etc. Para este tipo de fenómenos es imposible predecir su valor instantáneo en cualquier tiempo. Datos no determinísticos de este tipo, se conocen como funciones aleatorias del tiempo.

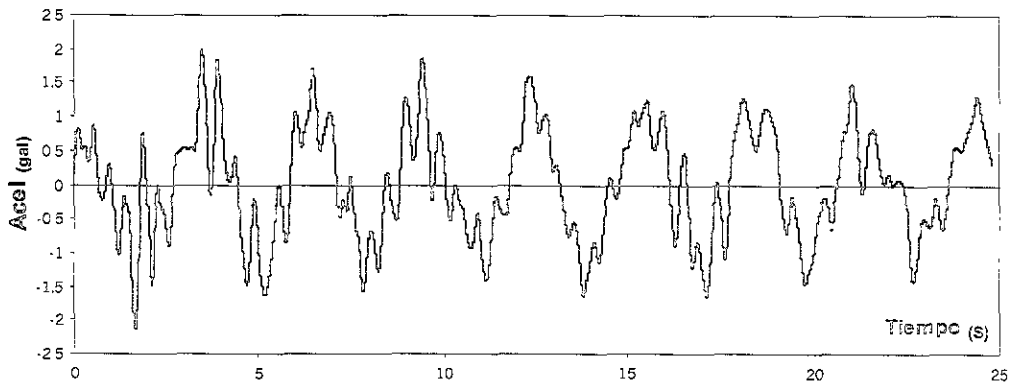


Figura 2.32 Registro acelerográfico de una función aleatoria en el tiempo.

Para resolver el problema de la respuesta de un depósito de suelo excitado aleatoriamente, se aplica el concepto matemático de las series de Fourier. El matemático francés J.B.J. Fourier demostró que cualquier función periódica puede ser expresada como la suma de una serie de funciones armónicas de diferente amplitud, frecuencia y fase [Thomson, 1996].

Si $x(t)$ es una función periódica de período T , la representación en series de Fourier de $x(t)$ está dada como:

$$x(t) = a_o + \sum_{n=1}^{\infty} [a_n \cos(\omega_n t) + b_n \sin(\omega_n t)] \quad [2.97]$$

donde

$$\omega_n = n \frac{2\pi}{T} \quad [2.98]$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t) \cos(\omega_n t) dt \quad \text{para } n \geq 0 \quad [2.99]$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t) \sin(\omega_n t) dt \quad \text{para } n > 0 \quad [2.100]$$

y es válida cuando $x(t)$ es una función continua. Si la función $x(t)$ no es una función continua, entonces la serie da el valor medio de $x(t)$ en el punto de discontinuidad. La Ecuación 2.97 también puede ser expresada como:

$$x(t) = a_o + \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin(\omega_n t + \phi_n) \quad [2.101]$$

donde

$$A_n = \sqrt{a_n^2 + b_n^2} \quad [2.102]$$

$$\phi_n = \tan^{-1}(b_n / a_n) \quad [2.103]$$

Las series de Fourier también pueden representarse en términos de la función exponencial compleja.

$$x(t) = c_o + \sum_{n=-\infty}^{\infty} c_n e^{i\omega_n t} \quad [2.104]$$

donde

$$c_o = \frac{1}{2} a_o, \quad i = \sqrt{-1} \quad [2.105]$$

$$c_n = \frac{1}{2}(a_n - b_n i) \quad \text{o} \quad c_n = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t) e^{-i\omega_n t} dt \quad [2.106]$$

c_n (ó a_n y b_n) son conocidos como los coeficientes de la serie de Fourier y generalmente se grafican contra la frecuencia ω_n ó contra n ($\omega_n / 2\pi/T$) en la forma $|2c_n| = \sqrt{a_n^2 + b_n^2}$, denominándose a esta representación: espectro de amplitudes o espectro de Fourier (Figura 2.33c). Otra forma de graficar los coeficientes de Fourier contra ω_n ó n es en la forma $\phi_n = \tan^{-1}(b_n / a_n)$, la cual recibe el nombre de espectro de fases (Figura 2.33d).

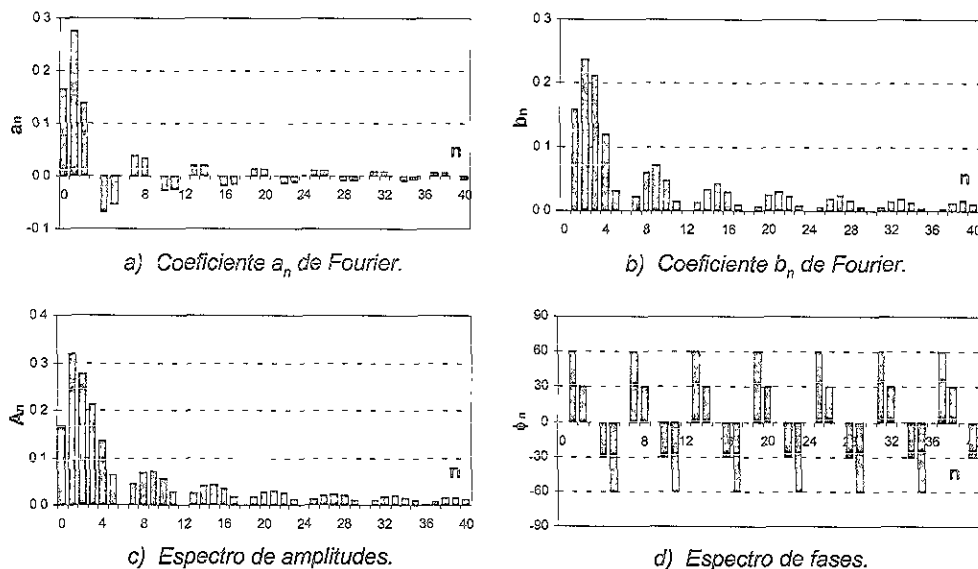


Figura 2.33 Representación de los coeficientes de la serie de Fourier de un pulso rectangular.

Sin embargo, la mayor parte de las medidas experimentales sobre procesos aleatorios no son funciones continuas y se llevan a cabo mediante técnicas digitales. Para ello se introduce una función típica $x(t)$ del proceso en un convertidor analógico-digital. El convertidor muestrea $x(t)$ en una serie de instantes regularmente espaciados (Figura 2.34).

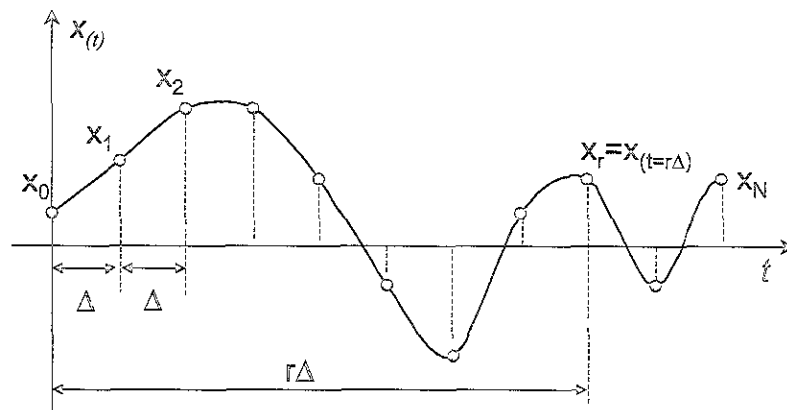


Figura 2.34 Muestreo de una función continua del tiempo a intervalos regulares.

Si el intervalo de muestreo es Δ (constante), el valor discreto de $x_{(t)}$ en el instante $t=r\Delta$ se representa por x_r ; la sucesión $\{x_r\}$, $r = \dots, 0, 1, 2, 3, \dots, N$ recibe el nombre de serie temporal discreta. Dado que la serie discreta ha sido obtenida de una función continua del tiempo, a esta última se le suele llamar serie temporal continua. Así, el término "serie temporal" se refiere, o bien a la sucesión de valores discretos x_r ordenados en el tiempo, o bien a la función continua del tiempo, $x_{(t)}$, de la que la serie discreta ha sido obtenida.

Con base en lo anterior, en las series de Fourier y en teoría de análisis de señales discretas, se pueden estimar las características espectrales de un proceso aleatorio $x_{(t)}$ mediante el análisis de la serie temporal discreta que se obtiene al muestrear un tramo de una función muestra. Dichas características se pueden representar por medio de la *transformada discreta de Fourier – TDF* [Newland, 1983].

$$X_k = \frac{1}{N} \sum_{r=0}^{N-1} x_r e^{-i(2\pi k r / N)} \quad k = 0, 1, 2, \dots, (N-1) \quad [2.107]$$

$$\omega_k = 2\pi k / N\Delta \quad k = 0, 1, 2, \dots, (N-1) \quad [2.108]$$

donde N es el número de datos muestreados, X_k son los coeficientes de la transformada discreta de Fourier y ω_k son las frecuencias presentes en la señal discreta. A partir de la Ecuación 2.107 se puede obtener una expresión para representar la serie temporal discreta, x_r , a partir de los coeficientes de la transformada discreta de Fourier, X_k . Esta expresión es conocida como la *transformada discreta de Fourier inversa – TDFI*.

$$x_r = \sum_{k=0}^{N-1} X_k e^{i(2\pi k r / N)} \quad r = 0, 1, 2, \dots, (N-1) \quad [2.109]$$

Sin embargo, se puede demostrar que la máxima frecuencia detectable en una serie de datos muestreados con espaciamiento Δ (segundos) es $1/2\Delta$ Hz, y recibe el nombre de frecuencia de Nyquist o frecuencia de plegado. Con base en lo anterior, las Ecuaciones 2.107 y 2.108 se pueden operar hasta $k \leq N/2$, a partir del cual X_k es el conjugado complejo de los coeficientes obtenidos anteriormente y ω_k es de signo contrario respecto a las frecuencias ya obtenidas. En la Figura 2.35 se ilustra este concepto

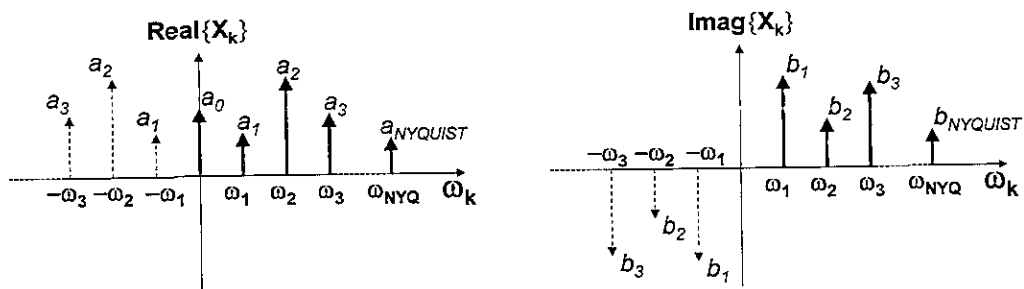


Figura 2.35 Partes real e imaginaria de la TDF.

Con base en todo lo anterior, la respuesta de un depósito de suelo excitado aleatoriamente en forma de una serie temporal discreta, se puede resolver descomponiendo la excitación en funciones armónicas (TDF) hasta la frecuencia de Nyquist y calculando la respuesta para cada señal armónica, como se explicó en el capítulo 2.9. Luego, se completa la TDF aplicando el conjugado complejo a los X_k ya obtenidos de la respuesta. Una vez estimadas todas las respuestas armónicas, la respuesta aleatoria en el dominio del tiempo será calculada como la suma de todas las respuestas armónicas (TDFI). En la Figura 2.36 se ilustra el procedimiento explicado anteriormente, el cual es similar al ilustrado en la Figura 2.18.

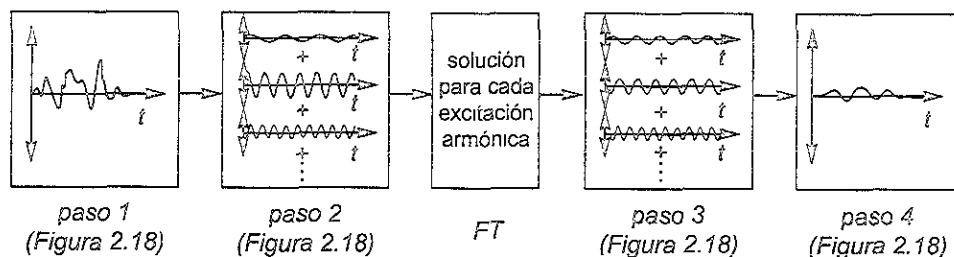


Figura 2.36 Procedimiento para el cálculo de la respuesta de un depósito de suelo excitado aleatoriamente.

En las Figuras 2.37-I y 2.37-II se ilustra la respuesta del depósito de la Figura 2.25, para diferentes variables de movimiento, a $h=12$ m, teniendo en cuenta que la excitación es un registro acelerográfico aleatorio a $H=30$ m. En las Figuras 2.38 y 2.39 se ilustran las curvas τ vs γ , teniendo en cuenta las mismas características del depósito utilizado para calcular la respuesta de las Figuras 2.37-I y 2.37-II, excepto que los coeficientes de viscosidad son ahora $\eta=100, 400, 700$ y 1000 kPa*s.

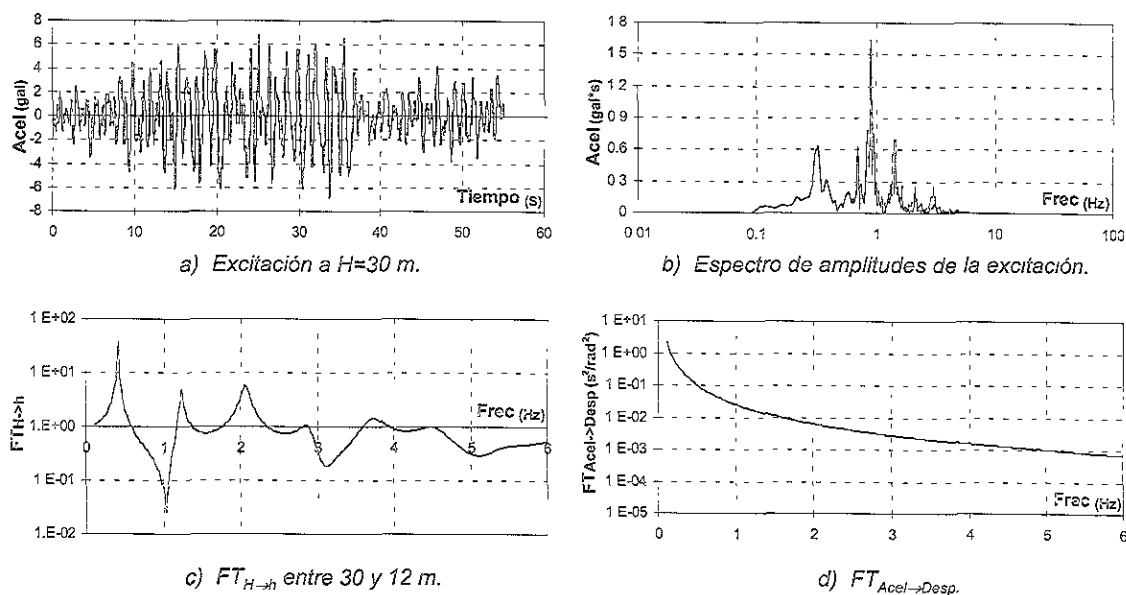
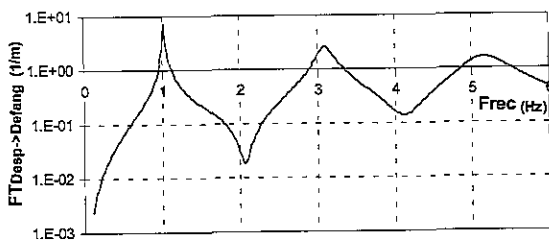
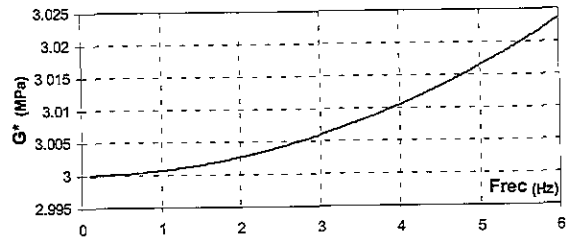


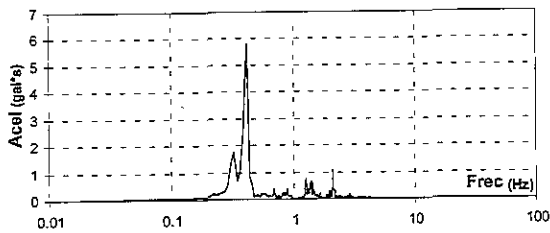
Figura 2.37-I Respuesta de un depósito de suelo para diferentes variables de movimiento.



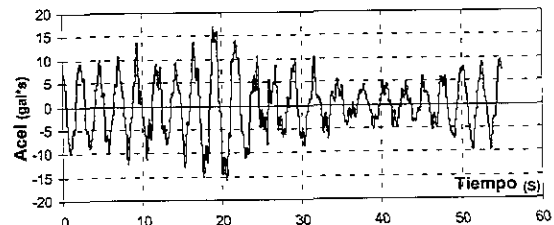
a) $FT_{Desp \rightarrow Defang}$.



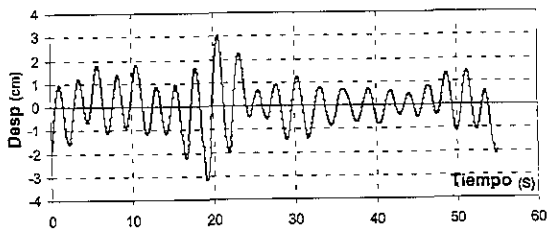
b) Módulo de rigidez complejo.



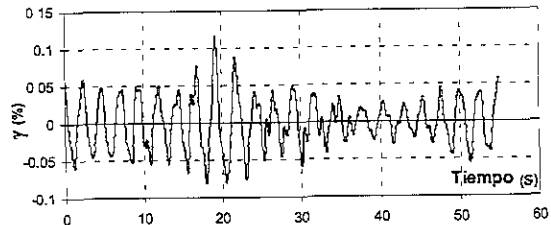
c) Espectro de amplitudes de la respuesta a $h=12$ m.



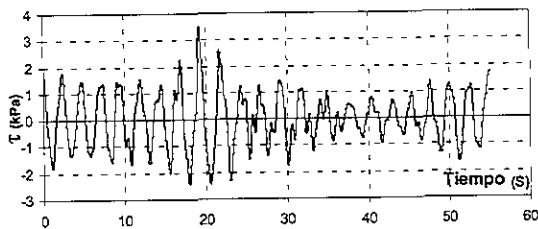
d) Respuesta a $h=12$ m.



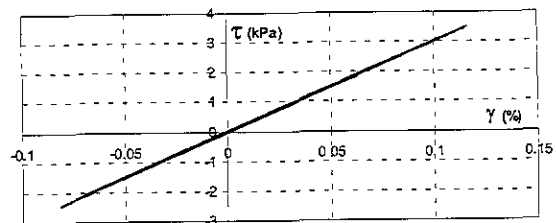
e) Desplazamiento a $h=12$ m.



f) Deformación angular a $h=12$ m.



g) Esfuerzo cortante a $h=12$ m.



h) Curva esfuerzo-deformación a $h=12$ m.

Figura 2.37-II Respuesta de un depósito de suelo para diferentes variables de movimiento.

En las Figuras 2.37-I y 2.37-II se presentan una serie de gráficas que ilustran los pasos necesarios para calcular la respuesta de un depósito de suelo de acuerdo a las Figuras 2.18 ó 2.36. Todas las gráficas que están en el dominio de la frecuencia se presentaron en valor absoluto o norma, ya que son variables complejas, y solo se graficaron entre 0.1 y 6 Hz, debido a que la excitación se filtró para el intervalo de frecuencias restantes. El filtro utilizado es de tipo caja, el cual se explicará en el Capítulo 3.3.

En la Figura 2.37-la se ilustra la excitación (aceleración) en el dominio del tiempo, la cual tiene como pico de aceleración máxima 7 gal. Esta figura corresponde al paso 1 de la Figura 2.18.

En la Figura 2.37-lb se presenta la composición espectral de la excitación, obtenida por medio de la TDF, la cual tiene como frecuencia principal 0.9 Hz y como frecuencias secundarias 0.33, 0.69 y 1.44 Hz. La máxima frecuencia presente (frecuencia de Nyquist) es de 50 Hz, debido a que el intervalo de muestreo es de 0.01 s. Esta figura corresponde al paso 2 de la Figura 2.18.

En las Figuras 2.37-lc a 2.37-llb se ilustran las funciones de transferencia para pasar de la aceleración a 30 m a la aceleración a 12 m y luego a las diferentes variables de movimiento. En la Figura 2.37-lc se observa que las frecuencias donde se presentarán la mayores amplificaciones son 0.41, 1.24, 2.1 Hz y las frecuencias donde se presentarán las mayores atenuaciones son 1.04, 3.16 y 5.16 Hz. Por tanto, en este caso no se presentó la situación de que la frecuencia principal de la excitación coincidiera con la frecuencia del primer modo de vibración de depósito (0.41 Hz), lo cual hubiera producido la máxima amplificación en la respuesta. En la Figura 2.37-llb se observa que debido a la poca viscosidad del depósito, el módulo de rigidez complejo no adquiere mayor importancia para las frecuencias altas. Estas gráficas corresponden al paso intermedio entre el paso 2 y paso 3, (FT), en la Figura 2.36.

En la Figura 2.37-llc se presenta la composición espectral de la respuesta (aceleración), donde se observa que la frecuencia principal es 0.41 Hz y que la frecuencia de 0.9 Hz prácticamente se redujo a 0 (cero), ya que en esta frecuencia la $FT_{H \rightarrow h}$ es $\approx 5 \cdot 10^{-2}$. En este caso coincidió que la frecuencia principal de la respuesta es la misma del primer modo de vibrar, debido a que una de las frecuencias secundarias de la excitación (0.33 Hz) se encontraba cerca de la frecuencia del primer modo de vibración. Esta figura corresponde al paso 3 de la Figura 2.18.

En las Figuras 2.37-lld a 2.37-llg se ilustran las respuestas en función de diferentes variables de movimiento en el dominio del tiempo, utilizando la TDFI en las respectivas composiciones espectrales de cada variable de movimiento. En la Figura 2.37-lld se observa que la respuesta en función de la aceleración tiene como pico máximo 17 gal, lo cual representa claramente el efecto de amplificación de la excitación.

En las Figuras 2.37-llf y 2.37-llg, se observan las respuestas en función del desplazamiento y la deformación angular, respectivamente. En estas dos gráficas se vuelve a observar que el desplazamiento y la deformación angular tienen sentidos opuestos en cualquier instante de tiempo (ver Figuras 2.28-lc y 2.28-lf). En la Figura 2.37-llg se presenta la respuesta en función de la variable esfuerzo cortante, la cual está prácticamente en fase con la deformación angular, debido a la baja viscosidad del depósito. Estas gráficas corresponden al paso 4 de la Figura 2.18.

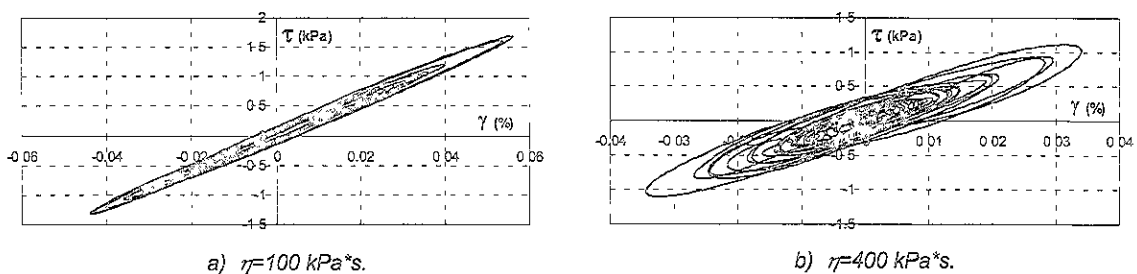


Figura 2.38 Curvas esfuerzo cortante vs deformación angular para $\eta=100$ y $400 \text{ kPa}\cdot\text{s}$.

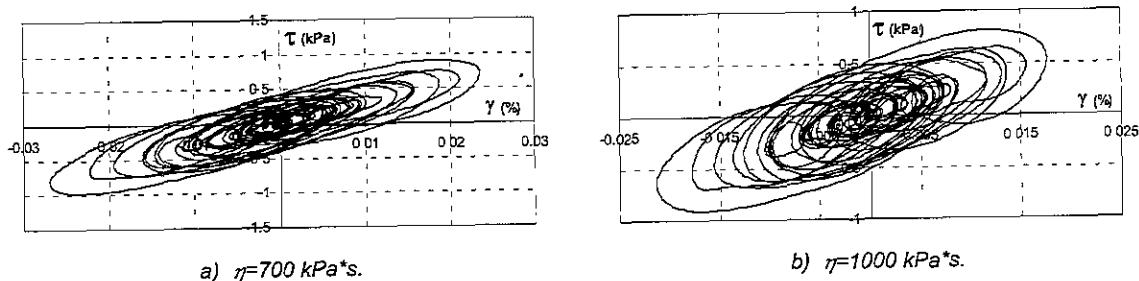


Figura 2.39 Curvas esfuerzo cortante vs deformación angular para $\eta=700$ y $1000 \text{ kPa}\cdot\text{s}$.

En las Figuras 2.37-IIIh a 2.39b se muestra la clara evidencia que tiene el coeficiente de viscosidad en la deformación angular y el esfuerzo cortante. En estas gráficas se observa que a medida que aumenta η se reduce γ y τ . Este comportamiento se debe a la disipación de la energía elástica, la cual se manifiesta en la gráficas por un aumento del área de la elipse envolvente a medida que aumenta η . También se puede observar que la pendiente de la línea recta que mejor se ajusta a las trayectorias esfuerzo-deformación tiene como pendiente 3 MPa y pasa por el origen, debido a que en este ejercicio teórico no se consideró la variación de G con γ . Sin embargo, este ejercicio apunta nuevamente hacia la dirección de que podría existir una influencia indirecta de la componente viscosa ($\omega\eta$) en el módulo de rigidez, el cual es función de la deformación angular (ver Figura 2.31). Esta influencia indirecta de la componente viscosa en el módulo de rigidez se lleva a cabo, matemáticamente, modificando los valores de las constantes del modelo de Kelvin-Voigt de acuerdo a la deformación angular calculada analíticamente. Este procedimiento se repite sistemáticamente hasta que los valores de las constantes y las deformaciones angulares analíticas correspondan aproximadamente a un punto sobre las gráficas obtenidas experimentalmente en laboratorio, como la ilustrada en la Figura 2.31. Este procedimiento se denomina aproximación lineal equivalente de respuestas no lineales [Kramer, 1996] y está implementado en el programa SHAKE [Schnabel et al, 1972].

En las Figuras 2.38 y 2.39 las curvas esfuerzo-deformación no son elipses perfectas como se observa en la Figura 2.30, debido a que en un registro aleatorio existen muchos niveles de deformación angular y de esfuerzos cortantes, los cuales se desfazan cada vez más de γ a medida que aumenta η .

CAPÍTULO 3

SISTEMA DE IDENTIFICACIÓN DE PARÁMETROS

La evaluación de las propiedades dinámicas equivalentes de un depósito de suelo con base en registros acelerográficos, a diferentes profundidades, requiere la solución del problema inverso (sistema de identificación de parámetros). En la Figura 3.1 se esquematiza el problema inverso.

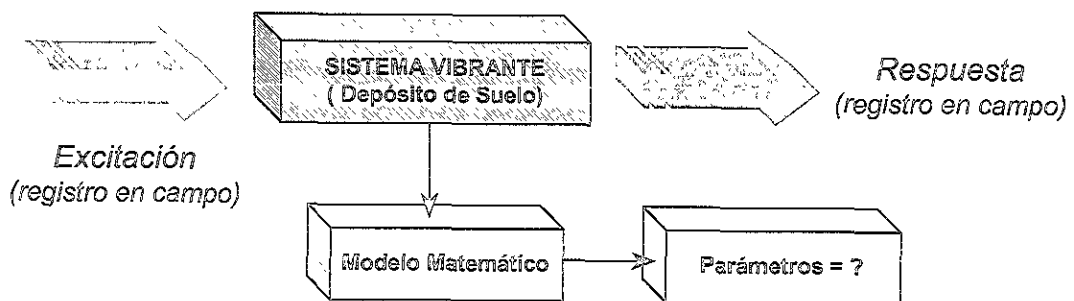


Figura 3.1 Esquematización del problema inverso en un depósito de suelo.

El objetivo de solucionar el problema inverso es encontrar los parámetros del modelo matemático asociado al sistema vibrante que produjeron la respuesta del sistema debido a la excitación.

En este capítulo se propone un procedimiento simple (Sistema de Identificación de Parámetros Dinámicos - SIPD) para solucionar el problema inverso en un depósito de suelo homogéneo-viscoelástico.

El procedimiento consiste básicamente en encontrar el par de parámetros dinámicos equivalentes que mejor reproducen analíticamente la respuesta experimental (registro en campo) en el dominio de la frecuencia.

3.1 SISTEMA DE IDENTIFICACIÓN DE PARÁMETROS DINÁMICOS

El Sistema de Identificación de Parámetros Dinámicos, SIPD, que se implementó para solucionar el problema inverso de un depósito de suelo homogéneo-viscoelástico, consiste en excitar al depósito de suelo, a una profundidad $z=H$, con un registro experimental (registro en campo) y calcular analíticamente la respuesta del depósito, a una profundidad $z=h$, para un par de parámetros dinámicos dados. Una vez estimada la respuesta analítica se compara con la respuesta experimental (registro en campo), en el dominio de la frecuencia, y se estima un error. El procedimiento explicado anteriormente se esquematiza en la Figura 3.2.

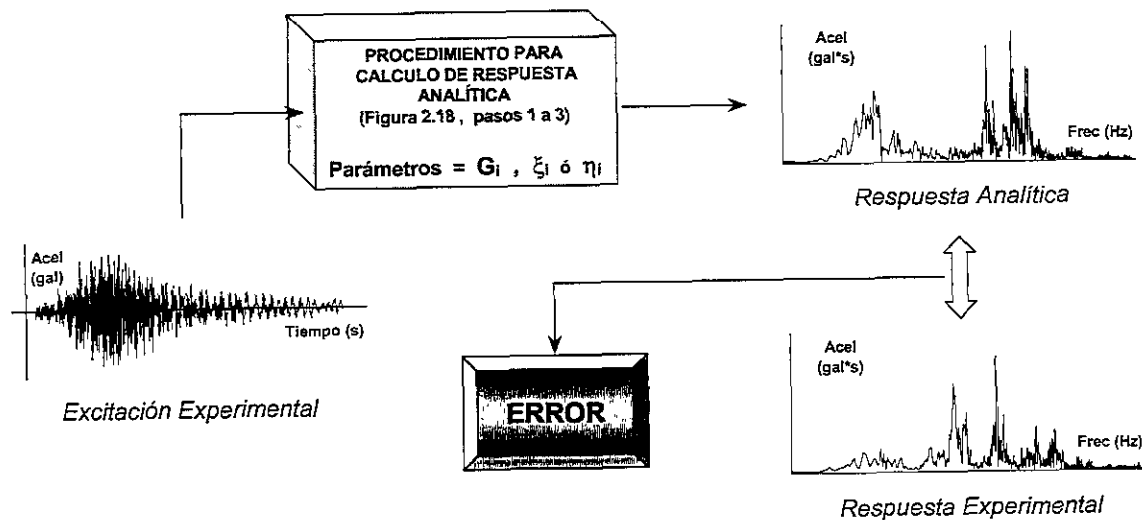


Figura 3.2. Procedimiento básico del SIPD.

Este procedimiento se aplica sistemáticamente para diferentes valores de parámetros dinámicos y se estiman los correspondientes errores. Los parámetros dinámicos que produzcan el menor error entre la respuesta analítica y la experimental son los parámetros óptimos del SIPD.

Sin embargo, escoger como parámetros dinámicos equivalentes del depósito a los parámetros dinámicos óptimos del SIPD puede llevar a eliminar otros parámetros que reprodujeran considerablemente bien, o igual, la respuesta experimental. Por tanto, el SIPD promedia todos los parámetros que indujeron un error absoluto menor o igual al 5% respecto al error absoluto inducido por los parámetros óptimos. Estos parámetros promedio son lo que se consideran los parámetros equivalentes del depósito.

Antes de explicar el criterio asumido para estimar el error, es importante tener en cuenta algunas consideraciones básicas del modelo de respuesta unidimensional en un medio homogéneo, tales como la profundidad de la excitación y la estacionaridad de la respuesta.

3.1.1 Profundidad de la excitación en un depósito homogéneo

Todo el planteamiento y la metodología explicada hasta ahora para el cálculo analítico de la respuesta de un depósito de suelo asume que la excitación está aplicada en la interfaz roca-suelo (ver Figura 2.19). Sin embargo, en un depósito de suelo homogéneo es equivalente obtener la respuesta analítica a una profundidad $z=h_1$ con base en una respuesta analítica a $z=h_2$ debido a una excitación en $z=H$, donde $H>h_2>h_1$.

En la Figura 3.3 se ilustra la respuesta analítica a diferentes profundidades de un depósito de suelo homogéneo con $G=3$ MPa, $\eta=300$ kPa*s, $\rho=12$ kN/m³.

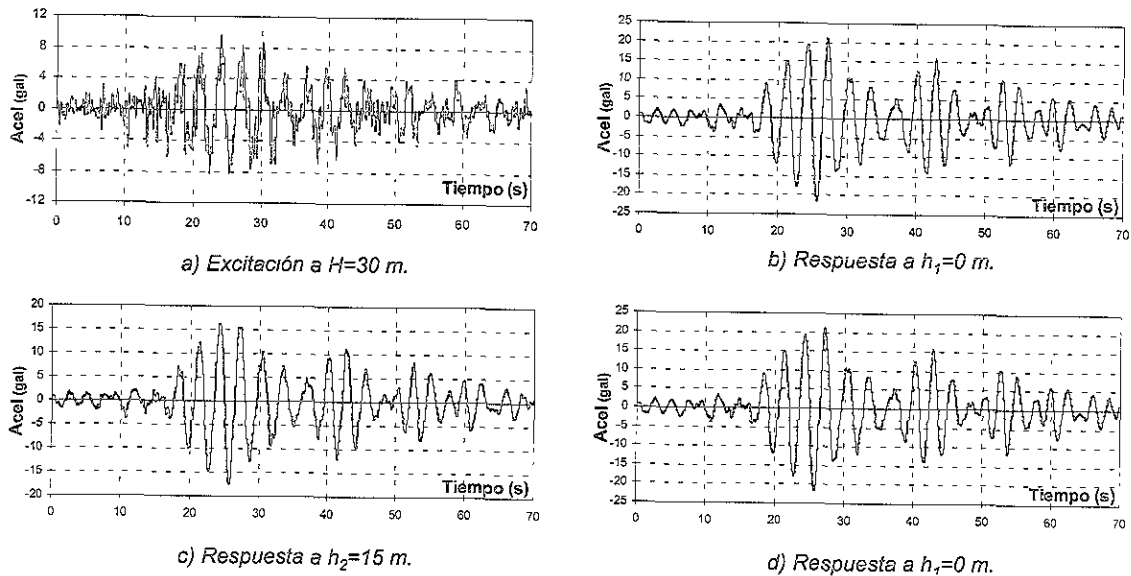


Figura 3.3 Respuesta de un depósito homogéneo debido a excitaciones a diferentes profundidades.

En Figura 3.3a se presenta la excitación a $H=30$ m y en las Figuras 3.3b y 3.3c las respuestas a $h_1=0$ m y $h_2=15$ m, respectivamente. En la Figura 3.3d se presenta la respuesta a $h_1=0$ m con base en la respuesta a $h_2=15$ m. En este caso, la respuesta analítica a h_2 se tomó como la excitación.

Como se observa en las Figuras 3.3b y 3.3d, la respuesta a $h_1=0$ m es la misma; por tanto, si se conocen en campo los registros experimentales a diferentes profundidades y se supone que el depósito de suelo es homogéneo, entonces no es necesario conocer el registro en la roca subyacente al depósito para poder estimar la respuesta a cualquier profundidad.

Lo explicado anteriormente es de gran ayuda, sobre todo cuando el estrato resistente (roca) no se puede definir con claridad en los perfiles estratigráficos, ya sea porque tiene muy poco espesor o porque no tiene las características de rigidez, como para considerarse un semi-espacio rígido.

3.1.2 Estacionaridad de la respuesta

La solución del modelo analítico de la propagación unidimensional de ondas transversales en un medio continuo asume que la respuesta del medio es una onda estacionaria (Ecuación 2.68). Esto implica que los registros de excitación y respuesta tienen la misma hora de inicio (p.e. GMT) y la misma duración.

Sin embargo, en campo no se puede establecer esta condición, ya que la estacionaridad no tiene en cuenta el retraso en tiempo absoluto en que el tren de ondas viaja desde un punto del medio hasta otro. Además, muchas veces los acelerógrafos trabajan independientemente y su umbral de disparo es diferente el uno del otro, por tanto, se puede presentar la situación de que en un punto del medio la respuesta sea suficiente para sobrepasar el umbral de disparo e iniciar el registro y en otro punto puede que no se presente esta situación o inicie en un tiempo posterior, además es muy común que los registros tengan diferentes duraciones.

Para evitar estos problemas, se han utilizado arreglos de acelerógrafos con tiempos de disparo comunes asociados a un acelerógrafo maestro. Este tipo de arreglo asegura que todos los acelerógrafos comenzarán a registrar en la misma hora absoluta y por tanto es más fácil identificar el retraso del tren de ondas en un punto respecto a otro.

Otra forma de identificar el tiempo de retraso del tren de ondas en registros con diferentes horas de inicio es polarizando los registros en determinadas direcciones e identificando el inicio del arribo de las ondas de interés.

Los dos métodos mencionados anteriormente requieren un suficiente tiempo de preevento para poder identificar el tren de ondas de interés, ya que en un registro acelerográfico vienen inmersos diferentes tipos de ondas sísmicas (Capítulo 2.6) las cuales poseen diferentes velocidades y por tanto, diferente tiempo de arribo.

Una vez visualizado el tiempo de retraso del tren de ondas de interés, se pueden recortar los registros acelerográficos para iniciarlos en tiempos iguales y también recortarlos al final para asegurar la estacionaridad de la respuesta.

Sin embargo, muchos registros acelerográficos no tienen un suficiente preevento (tiempo > 20 s). Por tanto, mecanismos tales como el de polarizar los registros no son muy confiables.

Una forma aproximada de asegurar la estacionaridad es recortar los registros al inicio y al final de modo que inicien y terminen con la misma hora absoluta (GMT). Este procedimiento puede no ser muy confiable si se utiliza para análisis de identificación de parámetros en el dominio del tiempo, ya que no se identifica el inicio real del tren de ondas de interés. Sin embargo, este procedimiento ha mostrado buenos resultados en el análisis de identificación de parámetros en el dominio de la frecuencia realizados en esta tesis, ya que un pequeño error de 0.5 o 1 segundo en el retraso real del tren de ondas en un registro de 70, 100 ó 200 segundos, pierde importancia en la sumatoria realizada en la TDF (Ecuación 2.107). Además, generalmente los valores al inicio y al final de un registro no corresponden a la fase intensa del evento sísmico.

Con base en lo explicado anteriormente, el problema inverso en un depósito de suelo homogéneo-viscoelástico, donde se tienen 2 registros en campo (registros experimentales) a diferentes profundidades y se conoce la densidad del medio, se puede visualizar en la Figura 3.4.

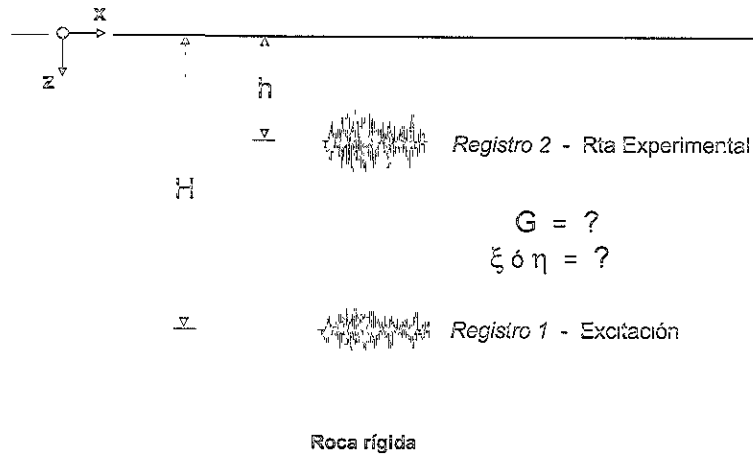


Figura 3.4 Visualización del problema inverso en un depósito de suelo homogéneo.

3.1.3 Criterio de Error

El criterio utilizado para estimar el error absoluto entre la respuesta analítica y la respuesta experimental en un rango de frecuencias es el área comprendida entre los espectros de amplitudes de la respuesta analítica y la respuesta experimental. El área se calcula como la sumatoria de las áreas comprendidas en cada intervalo de frecuencia identificado por la TDF, $\delta\omega = 2\pi/N\Delta$ (ver Ecuación 2.108).

Esta forma de estimar el error absoluto tiene la ventaja de relacionar también la coherencia entre el espectro de amplitudes de la respuesta analítica y la respuesta experimental. Para observar gráficamente el criterio de error explicado anteriormente, se ilustra esquemáticamente en la Figura 3.5 la respuesta experimental (línea continua) y la respuesta analítica (línea a trazos) en el dominio de la frecuencia.

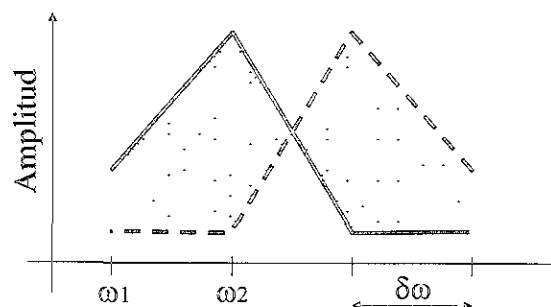


Figura 3.5 Respuesta analítica y experimental.

En la Figura 3.5 se observa que aunque el área bajo la curva de las dos respuestas es igual, existe un error apreciable entre ellas (área con puntos) debido a que tienen una composición espectral diferente (los picos de las amplitudes se localizan en frecuencias diferentes). El calcular el área entre las curvas (área con puntos en la Figura 3.5) en cada intervalo identificará las diferencias en la composición espectral. En la Figura 3.6 se presenta un ejemplo numérico.

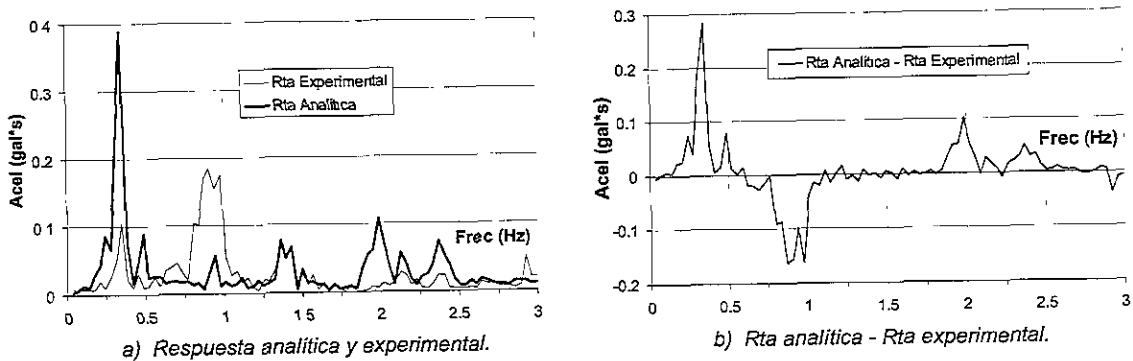


Figura 3.6 Error absoluto según el SIPD.

La Figura 3.6a ilustra el espectro de amplitudes de la respuesta experimental y la respuesta analítica en el rango de frecuencias en el cual se realizará la identificación y la Figura 3.6b ilustra la diferencia entre la respuesta analítica y la respuesta experimental para cada frecuencia identificada por la TDF.

El error absoluto para el caso de la Figura 3.6a es el área bajo la curva de la Figura 3.6b respecto al eje 0 (cero). En este caso $\delta\omega \approx 0.035$ Hz y el área bajo la curva de la Figura 3.6b es ≈ 0.087 gal (error absoluto).

El concepto de error absoluto utilizado en el SIPD no tiene en cuenta el desfase (grados o radianes) entre la respuesta analítica y la experimental. Este hecho tiene la ventaja de obviar la posible inversión de signo entre los 2 registros a analizar debido a orientaciones opuestas en los acelerógrafos; por ejemplo, la orientación del acelerógrafo del registro 1 (Figura 3.4) es N00E y la orientación del acelerógrafo del registro 2 es N00W.

El desfase en la respuesta experimental también puede darse por la estratificación del depósito. Si se considera a un depósito de suelo estratificado como homogéneo y se evalúa el error absoluto teniendo en cuenta los desfases, el SIPD no podrá evaluar correctamente los parámetros dinámicos equivalentes, ya que la influencia del desfase en el concepto de error puede influir significativamente.

La expresión de error absoluto que tiene en cuenta las amplitudes y los desfases de la respuesta analítica y la respuesta experimental, para una frecuencia dada, es:

$$A_{TC} = \sqrt{B^2 + C^2} \quad [3.1]$$

donde

$$B = A_T \sin(\phi_T) - A_C \sin(\phi_C) \quad [3.2]$$

y

$$C = A_T \cos(\phi_T) - A_C \cos(\phi_C) \quad [3.3]$$

A_T y ϕ_T son la amplitud y la fase de la respuesta analítica para una frecuencia dada y A_C y ϕ_C son la amplitud y la fase de la respuesta experimental para la misma frecuencia dada. En la Figura 3.7 se ilustra la interpretación matemática de A_{TC} .

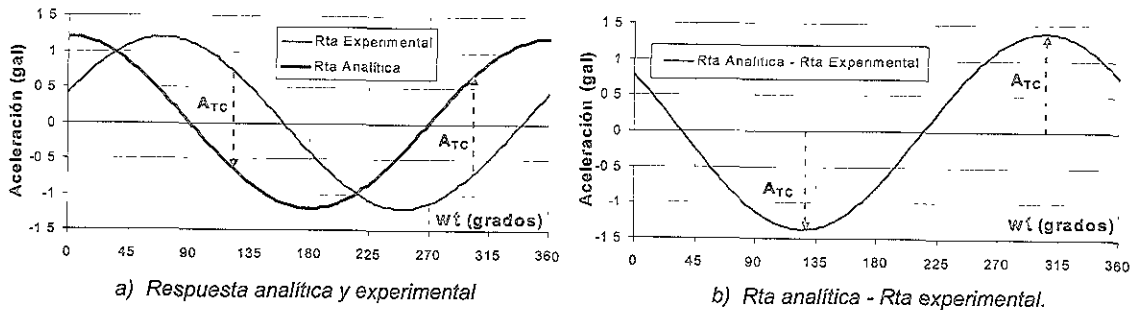


Figura 3.7 Interpretación matemática de la Ecuación 3.1.

En la Figura 3.7a se ilustra la respuesta armónica analítica y experimental en un ciclo y para una frecuencia dada. En este caso, la amplitud de las dos respuestas es la misma pero el desfase de la respuesta analítica respecto a la respuesta experimental es de 70 grados. En la Figura 3.7b se ilustra la diferencia entre la respuesta analítica y la experimental, para cada intervalo de tiempo, en un ciclo. En estas figuras se observa que aunque la amplitud de cada respuesta es la misma el desfase entre ellas genera un error apreciable. El término A_{TC} es el error absoluto para una frecuencia dada, el cual se interpreta como la amplitud de la onda armónica generada por la diferencia entre la respuesta analítica y la experimental, en un ciclo (Figura 3.7b).

Para estimar el error absoluto total entre la respuesta analítica y la experimental en un intervalo de frecuencias, simplemente se calcula el área bajo la curva de todos los valores de A_{TC} obtenidos para cada frecuencia contenida en el intervalo a analizar. La curva de los valores de A_{TC} es similar a la Figura 3.6b.

Para no tener en cuenta en el error absoluto de cada frecuencia el desfase entre las respuestas experimental y analítica, respectivamente, se reemplaza en las Ecuaciones 3.1 a 3.3 las fases de cada respuesta por 0 ($\phi_T = \phi_C = 0$). Por tanto, la Ecuación 3.4 representa el error absoluto entre la respuesta analítica y la respuesta experimental, para una frecuencia dada, considerando sólo las amplitudes.

$$A_{TC} = A_T - A_C \quad [3.4]$$

La Ecuación 3.4 fue la utilizada para obtener la curva de la Figura 3.6b y la que se utilizará en el SIPD para identificar los parámetros dinámicos en el sitio Central de Abasto Oficinas (CAO).

El SIPD realiza todo el proceso de identificación de parámetros considerando errores absolutos. Una vez que el SIPD a identificado los parámetros dinámicos equivalentes del depósito divide el error absoluto entre el área bajo la curva del espectro de amplitudes de la respuesta experimental y presenta un error relativo, como lo indica la Ecuación 3.5.

$$ERROR\ AMP\ relativo\ [\%] = 100 \frac{Area\ bajo\ la\ curva\ de\ A_{TC}}{Area\ bajo\ la\ curva\ de\ A_C} \quad [3.5]$$

La interpretación matemática de *ERROR AMP relativo* es la relación del área comprendida entre los espectros de amplitudes de las respuestas (analítica y experimental) y el área del espectro de amplitud de la respuesta experimental.

Otra forma de presentar el error es relacionando el área del espectro de amplitudes al cuadrado de la respuesta analítica y el área del espectro de amplitudes al cuadrado de la respuesta experimental, como lo indica la Ecuación 3.6.

$$ERROR\ POT\ relativo\ [\%] = 100 \left[\frac{\sum_{i=\omega_0}^{i=\omega_f} [Rta\ Analitica[i]]^2 \delta\omega}{\sum_{i=\omega_0}^{i=\omega_f} [Rta\ Experimental[i]]^2 \delta\omega} - 1 \right] \quad [3.6]$$

ERROR POT relativo expresa la diferencia en porcentaje entre la potencia de la respuesta analítica y la potencia de la respuesta experimental en el intervalo de frecuencias a analizar ($\omega_0 \rightarrow \omega_f$).

3.2 APLICACIÓN DEL SIPD CON REGISTROS SINTÉTICOS

Para observar el grado de identificación del SIPD se obtuvo por medio de un programa comercial [Degtra 2000, Ordaz et al] la respuesta analítica de un depósito de suelo homogéneo-viscoelástico de parámetros $G=15.0$ MPa , $\xi=3.5$ % , $\rho=1.5$ t/m³, a una profundidad $h=0$ m con base en una excitación a $H=5.72$ m muestreada a 0.02 s y se evaluaron las propiedades dinámicas equivalentes con base en los dos registros (excitación y respuesta analítica). Para el SIPD la respuesta analítica obtenida con el Degtra 2000 será interpretada como la respuesta experimental.

La evaluación de las propiedades dinámicas se llevó a cabo teniendo en cuenta el error con fases (Ecuación 3.1) y el error sin fases (Ecuación 3.4). La identificación de parámetros se realizó con el modelo en función de los parámetros convencionales (Ecuación A.2) y con el modelo en función de los parámetros fundamentales (Ecuación 2.38). La identificación también se realizó teniendo en cuenta sub-intervalos de

frecuencia de 2.5, 5.0 y 8.5 Hz, respectivamente. La identificación de parámetros dinámicos por sub-intervalos de frecuencia ayudará a visualizar el comportamiento de los parámetros dinámicos in situ con la frecuencia, los cuales, según observaciones en laboratorio permanecen constantes con la frecuencia. Para esto, se requerirán registros acelerográficos experimentales de campo (Capítulo 4).

Las Figuras 3.8a y 3.8b ilustran la excitación y la respuesta analítica a $H=5.72$ y $h=0$ m, respectivamente, en el dominio del tiempo. Las Figuras 3.8c y 3.8d ilustran los espectros de amplitudes de la excitación y la respuesta analítica, respectivamente. En las Figuras 3.8e y 3.8f se presentan los espectros de amplitudes y de fases de la función de transferencia, $FT_{H \rightarrow h}$, entre la respuesta analítica y la experimental.

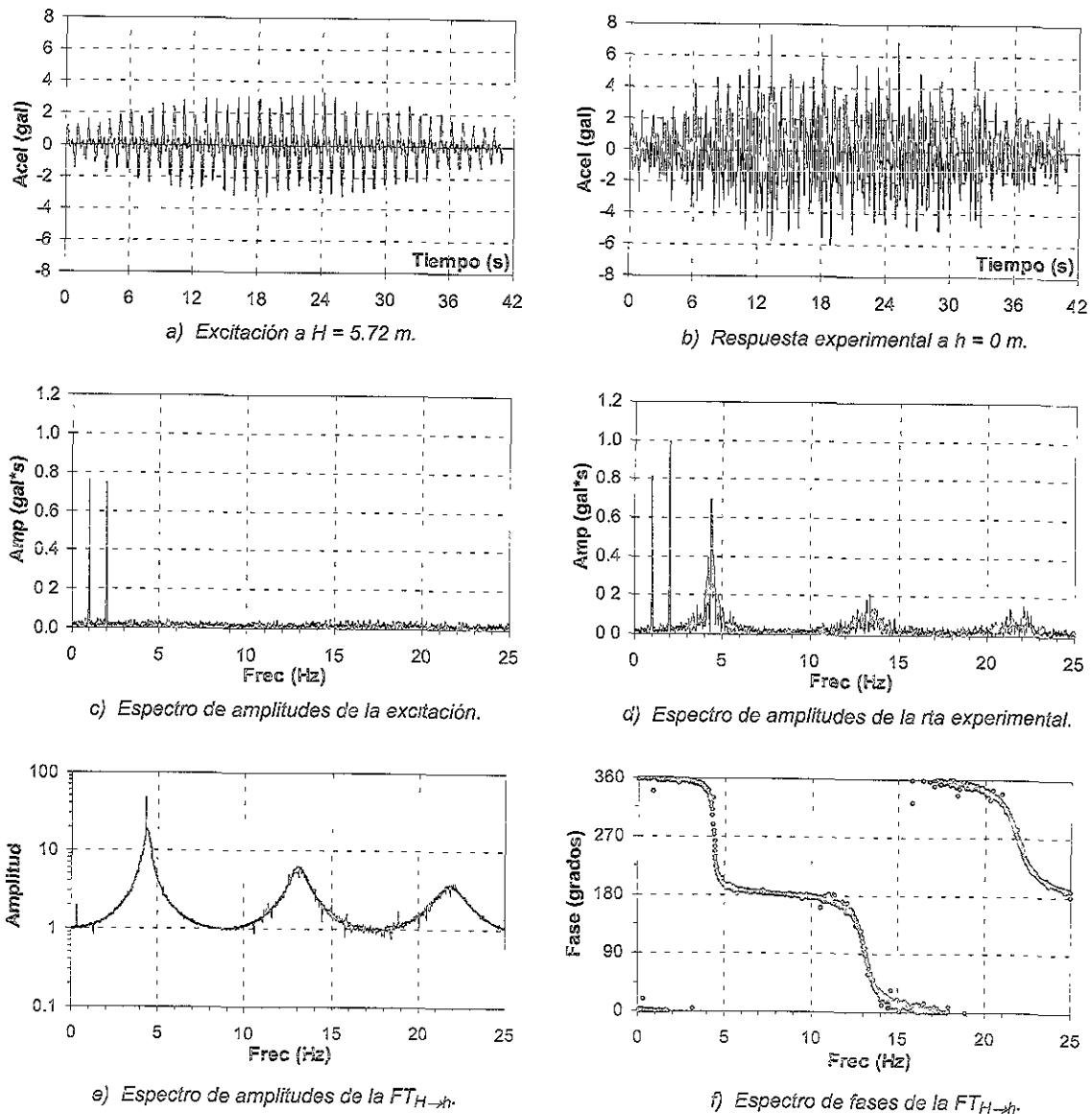


Figura 3.8 Registros de excitación y respuesta experimental para identificar propiedades dinámicas equivalentes del depósito con el SIPD.

En las Figuras 3.8e y 3.8f se observan el grado de amplificación y el desfase, respectivamente, de la excitación en cada frecuencia. La magnitud de la amplificación de la excitación en la respuesta experimental se observa en la Figura 3.8d, donde se aprecia que la topología de la amplificación de la excitación corresponde a la $FT_{H \rightarrow h}$ (Figura 3.8e) y cómo el depósito de suelo amplifica la composición espectral de la excitación para bajas y altas frecuencias (comparar Figuras 3.8d y 3.8c). Esta amplificación espectral de la excitación para bajas y altas frecuencias también se visualiza en el dominio del tiempo, como lo ilustran las Figuras 3.8a y 3.8b. Las Figuras 3.8e y 3.8f deberían ser curvas sin irregularidades ya que fueron obtenidas analíticamente; sin embargo, se presentan algunas irregularidades producto de las aproximaciones numéricas realizadas por el computador.

A continuación se ilustran en la Figura 3.9 los resultados obtenidos con el SIPD, considerando el error con fases, el modelo analítico convencional (G y ξ) y un intervalo de frecuencia de 25 Hz (parámetros constantes con la frecuencia).

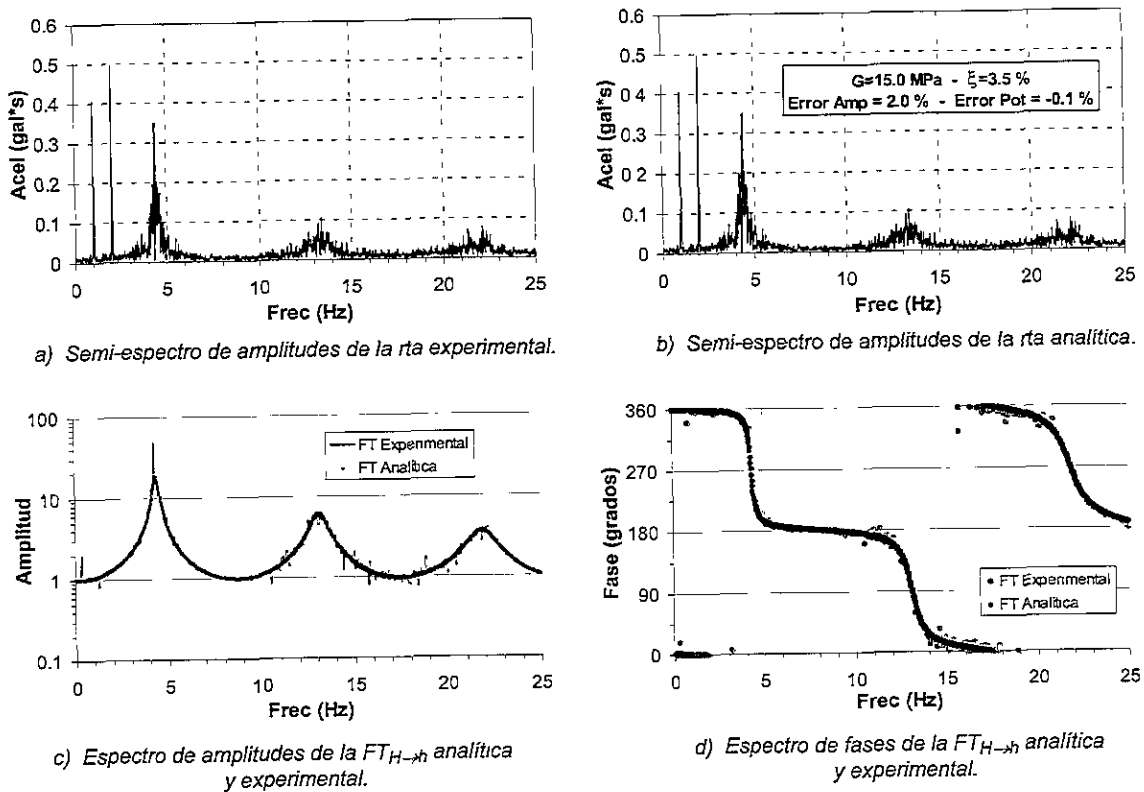


Figura 3.9 Parámetros dinámicos equivalentes (G y ξ) obtenidos con el SIPD considerando el error con fases.

En las Figuras 3.9a y 3.9b se observa que la respuesta experimental y la respuesta analítica son prácticamente iguales. Los errores (ERROR AMP y ERROR POT) en la identificación son muy bajos y los parámetros obtenidos con el SIPD coinciden con los parámetros asociados al depósito para calcular la respuesta analítica (respuesta experimental) con el Degtra 2000. En las Figuras 3.9a y 3.9b se representó

el semi-espectro de amplitudes de cada respuesta, debido a que la amplitud de los valores de la TDF es una función simétrica y por tanto el SIPD solo identifica la mitad del intervalo total de frecuencias ($0 \rightarrow 25$ Hz).

En las Figuras 3.9c y 3.9d también se puede apreciar que la identificación de parámetros fue muy buena, ya que las $FT_{H \rightarrow h}$ analíticas y experimentales son prácticamente iguales tanto en amplitud como en fases a lo largo del intervalo de frecuencias presentes en el registro.

En la Figura 3.10 se ilustra la identificación de parámetros considerando el error sin fases.

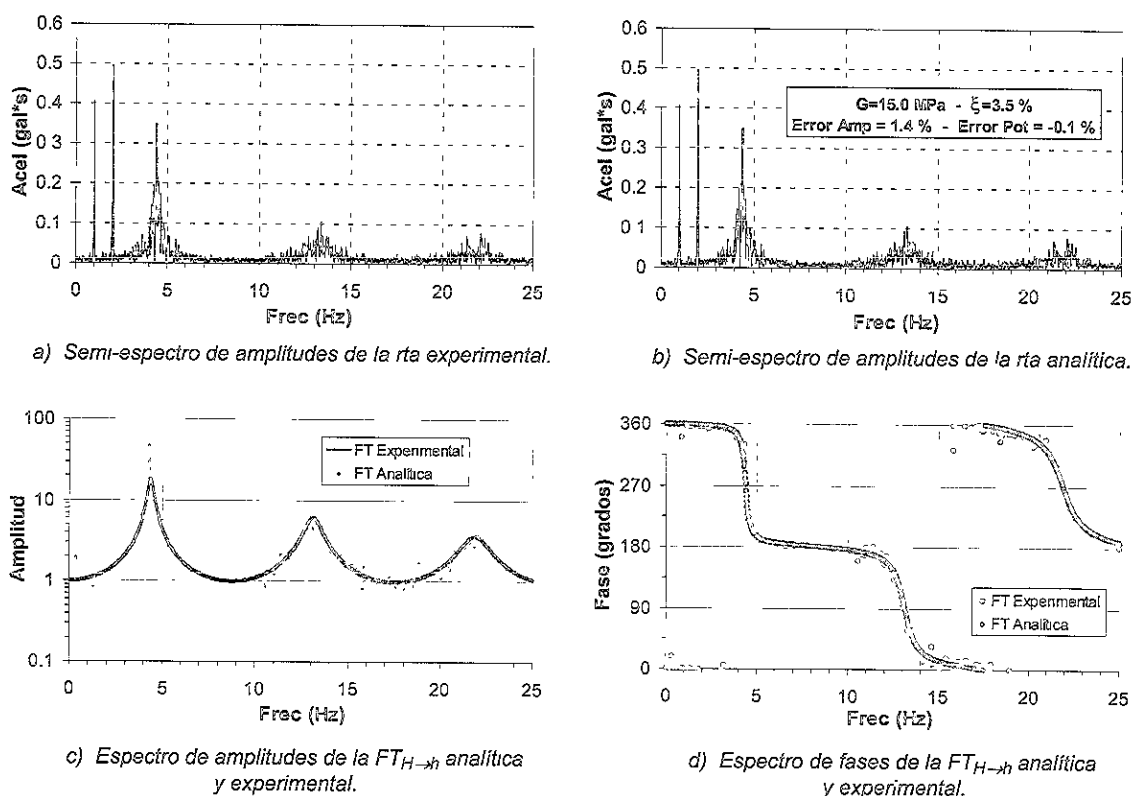


Figura 3.10 Parámetros dinámicos equivalentes (G y ξ) obtenidos con el SIPD considerando el error sin fases.

En las Figuras 3.10a y 3.10b se observa nuevamente que la respuesta experimental y la respuesta analítica son prácticamente iguales. Los errores (ERROR AMP y ERROR POT) en la identificación son también muy bajos y los parámetros obtenidos con el SIPD son iguales a los parámetros asociados al depósito para calcular la respuesta analítica (respuesta experimental) con el Degtra 2000. Las Figuras 3.10c y 3.10d son similares a las Figuras 3.9c y 3.9d.

Para visualizar el efecto de las fases en la identificación, se multiplicó por menos uno (-1) a los valores de aceleración de la respuesta experimental (inversión de

polaridad) y se analizaron los dos registros con el SIPD teniendo en cuenta el error con fases. En la Figura 3.11 se ilustran los resultados.

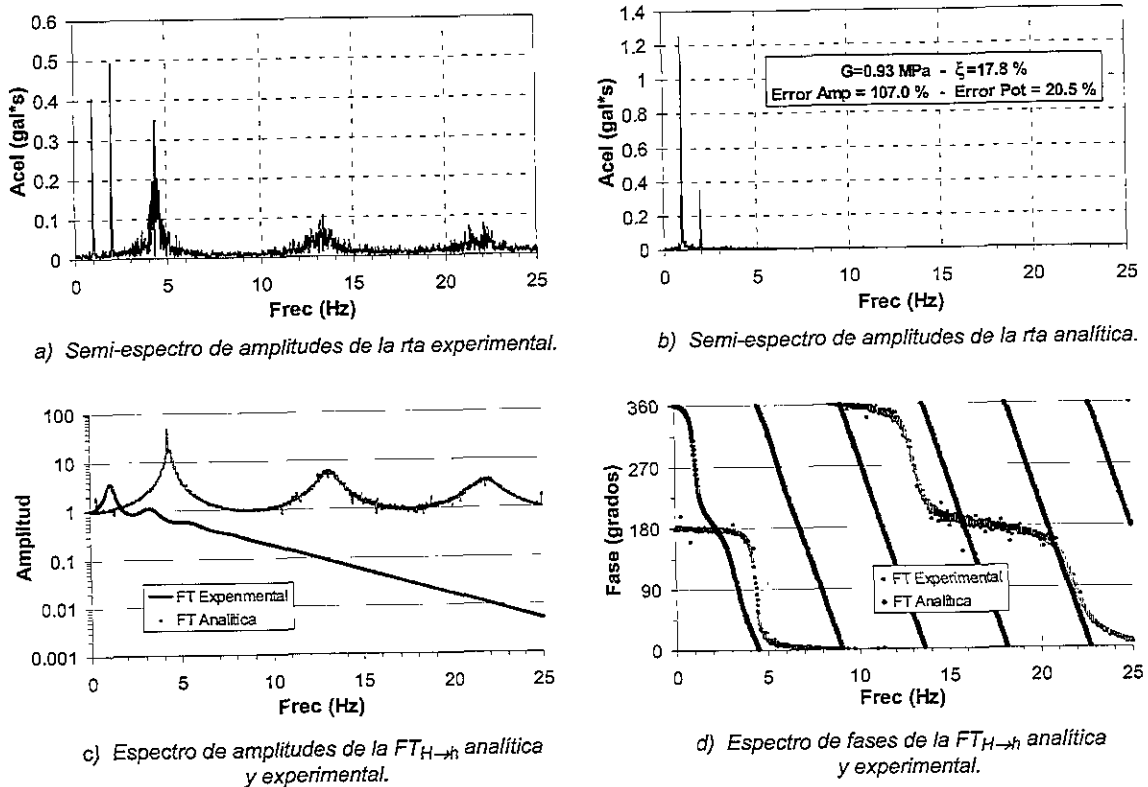


Figura 3.11 Parámetros dinámicos equivalentes (G y ξ) obtenidos con el SIPD considerando el error con fases y la inversión de polaridad en la respuesta experimental.

La Figura 3.11 visualiza la gran importancia que pueden tener las fases en el criterio de error con fases. El espectro de amplitudes de la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental (Figura 3.11c) no se ve afectado por el cambio de polaridad (ver Figura 3.8e) pero el espectro de fases de la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental (Figura 3.11d) se desfasa en 180 grados en todo el rango de frecuencias (ver Figura 3.8f). Como se esperaba, la identificación de parámetros teniendo en cuenta el criterio de error con fases fue deficiente. Los parámetros equivalentes identificados no corresponden a los asociados al depósito y los errores (ERROR AMP y ERROR POT) en la identificación son muy altos.

En la Figura 3.12 se presentan los resultados de la identificación de parámetros del mismo ejercicio de la Figura 3.11 pero considerando ahora el error sin fases. En esta figura se observa la gran flexibilidad en la identificación de parámetros del criterio de error sin fases, ya que desde el punto de vista ingenieril lo que más interesa es la magnitud de la aceleración y no tanto su sentido (+ ó -). En las Figuras 3.12a y 3.12b se aprecia que la respuesta analítica y la respuesta experimental son prácticamente iguales, lo cual se manifiesta también por los bajos valores de ERROR AMP y ERROR POT. El alto grado de identificación también se aprecia en la Figura 3.12c, ya que el espectro de amplitudes de la $FT_{H \rightarrow h}$ analítica es prácticamente igual al espectro de

amplitudes de la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental. Sin embargo, en la Figura 3.12d se observa que el espectro de fases de la $FT_{H \rightarrow h}$ analítica está desfasado 180 grados respecto a la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental en todo el rango de frecuencias. Esta figura ilustra que aunque el desfase es máximo entre las dos respuestas, el criterio de error sin fases no lo toma en cuenta en la identificación de parámetros.

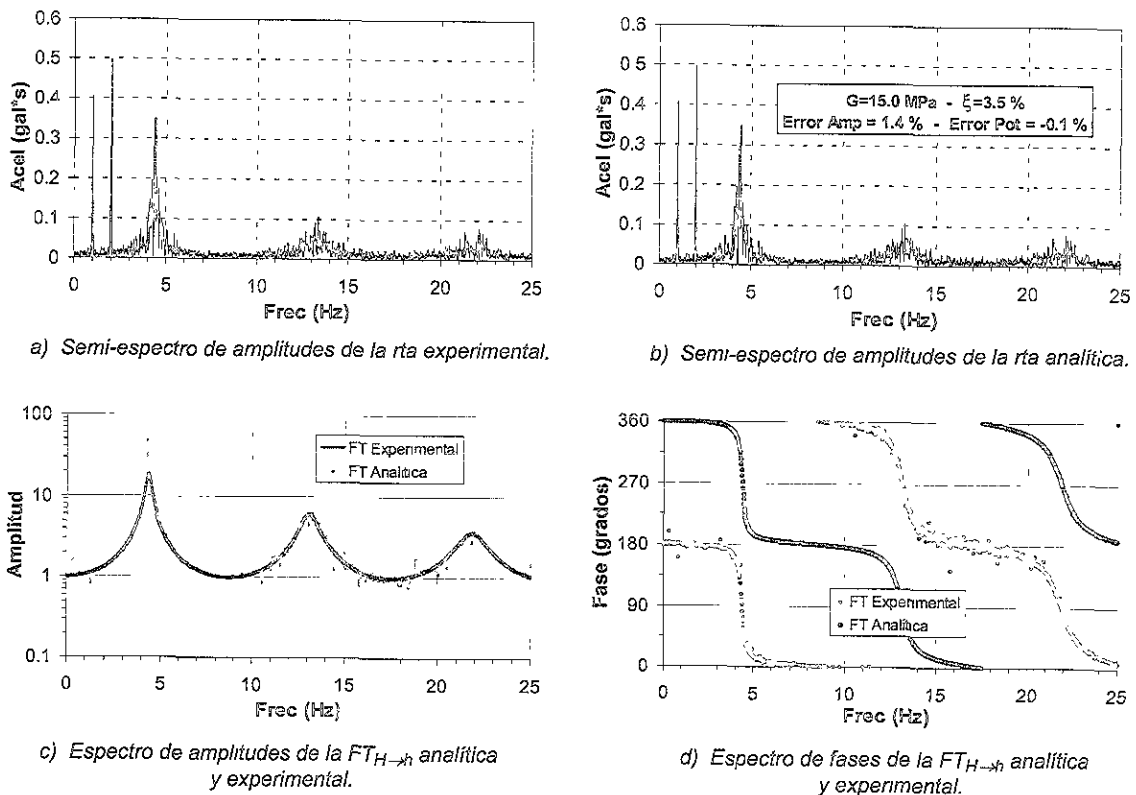


Figura 3.12 Parámetros dinámicos equivalentes (G y ξ) obtenidos con el SIPD considerando el error sin fases y la inversión de polaridad en la respuesta experimental.

En las Figuras 3.13 a 3.15 se presentan los resultados de la identificación de parámetros considerando sub-intervalos de frecuencia de 2.5, 5 y 8.5 Hz. La identificación se realizó teniendo en cuenta el error sin fases y sin cambiar la polaridad original de la respuesta experimental.

En las Figuras 3.13a y 3.13b se aprecia la variación de los parámetros dinámicos cada 2.5 Hz, sub-intervalo durante el cual los parámetros dinámicos permanecen constantes. En estas figuras se observa que los parámetros identificados en cada sub-intervalo tienen valores muy cercanos a los parámetros asociados al depósito. Esta pequeña variación de los parámetros se debe a las irregularidades en la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental. La mayor variación se presenta en el sub-intervalo $0 \rightarrow 2.5$ Hz, debido a que todas las $FT_{H \rightarrow h}$, asociadas con cualquier par de parámetros dinámicos, empiezan en 1 para $\omega=0$ (ver Figura 2.22) y la longitud del sub-intervalo inicial es pequeña, por tanto, existe una mayor cantidad de parámetros que originan un 5% de error respecto a los parámetros óptimos ($G_{opt}=15.0$ MPa y $\xi_{opt}=3.5$ %) identificados por el SIPD.

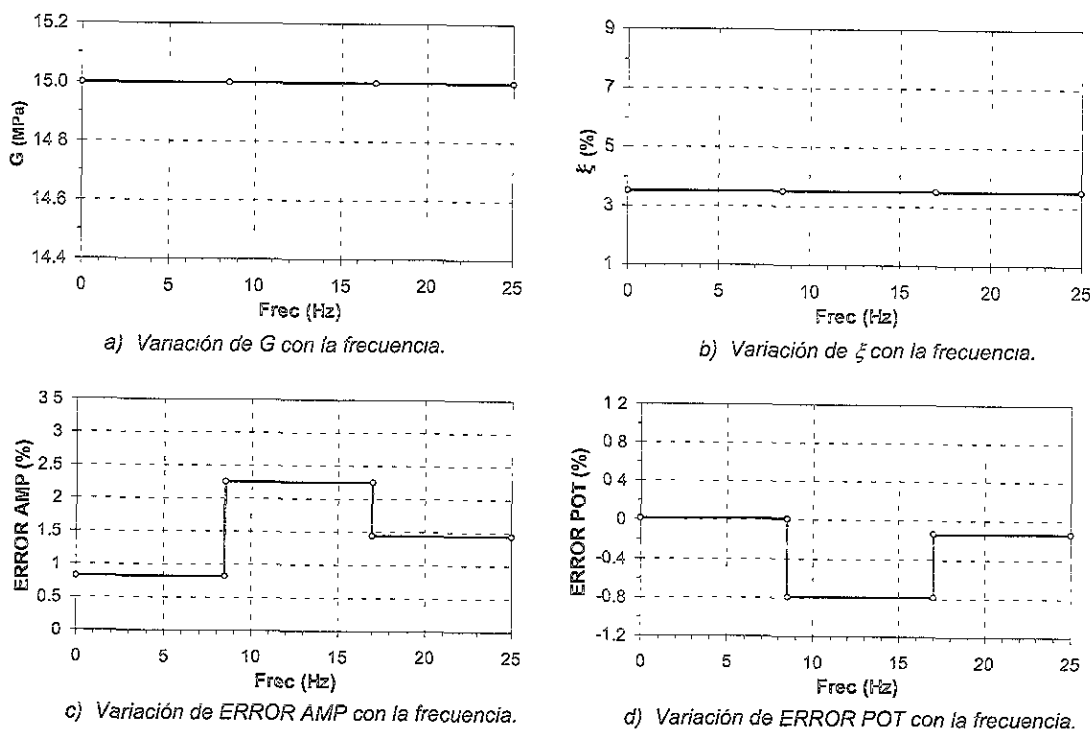


Figura 3.15 Identificación de parámetros dinámicos equivalentes (G y ξ) considerando el error sin fases y sub-intervalos de frecuencia de 8.5 y 8.0 Hz.

En las Figuras 3.13c y 3.13d se aprecia la variación de los errores (ERROR AMP y ERROR POT) en cada sub-intervalo de frecuencia. Las Figuras 3.13c y 3.13d indican que los mayores errores se presentan entre 10 y 20 Hz, debido a que en este intervalo de frecuencias se presentan las mayores irregularidades en la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental (ver Figura 3.8e).

En las Figuras 3.14a y 3.14b se aprecia la variación de los parámetros dinámicos cada 5.0 Hz. En la Figura 3.14a se observa que el G identificado en cada sub-intervalo es igual al G asociado al depósito y por tanto no existe ninguna variación de los valores de G con la frecuencia. En la Figura 3.14b se aprecia que el ξ identificado es prácticamente igual al ξ asociado al depósito, aunque de todos modos se presentan algunas pequeñas variaciones. Las Figuras 3.14c y 3.14d siguen indicando que el mayor error se presenta en el intervalo entre 10 y 20 Hz.

En las Figuras 3.15a y 3.15b se aprecia la variación de los parámetros dinámicos cada 8.5 (los dos primeros sub-intervalos) y 8 (el último sub-intervalo) Hz. En la Figura 3.15a se observa que el G identificado en cada sub-intervalo es igual al G asociado al depósito y por tanto tampoco existe alguna variación de los valores de G con la frecuencia. En la Figura 3.15b se observa que el ξ identificado es igual al ξ asociado al depósito y ya no se presenta ninguna variación. Las Figuras 3.15c y 3.15d vuelven a indicar que el mayor error se presenta en el intervalo entre 10 y 20 Hz.

Las Figuras 3.13 a 3.15 dejan claro la importancia de la longitud del sub-intervalo de frecuencia en la identificación. De los tres tipos de sub-intervalos analizados el que mejor identificó los parámetros fue el de la Figura 3.15, ya que cada sub-intervalo

abarcaba cada una de las frecuencias naturales del depósito y los valles cercanos (ver Figura 3.8e). El primer sub-intervalo $0 \rightarrow 8.5$ Hz contenía la primera frecuencia natural y los dos valles más cercanos, el segundo sub-intervalo $8.5 \rightarrow 17$ Hz contenía la segunda frecuencia natural y los dos valles más cercanos y el tercer sub-intervalo $17 \rightarrow 25$ Hz contenía la tercera frecuencia natural y los dos valles más cercanos. Por tanto, se deberá tener en cuenta la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental para escoger las longitudes de cada sub-intervalo, tratando de que estos contengan frecuencias de amplificación y/o frecuencias de atenuación, como señala el rectángulo en la Figura 3.16c.

En la Figura 3.16 se presentan los resultados de la identificación de parámetros considerando el error sin fases y el modelo fundamental (G y η).

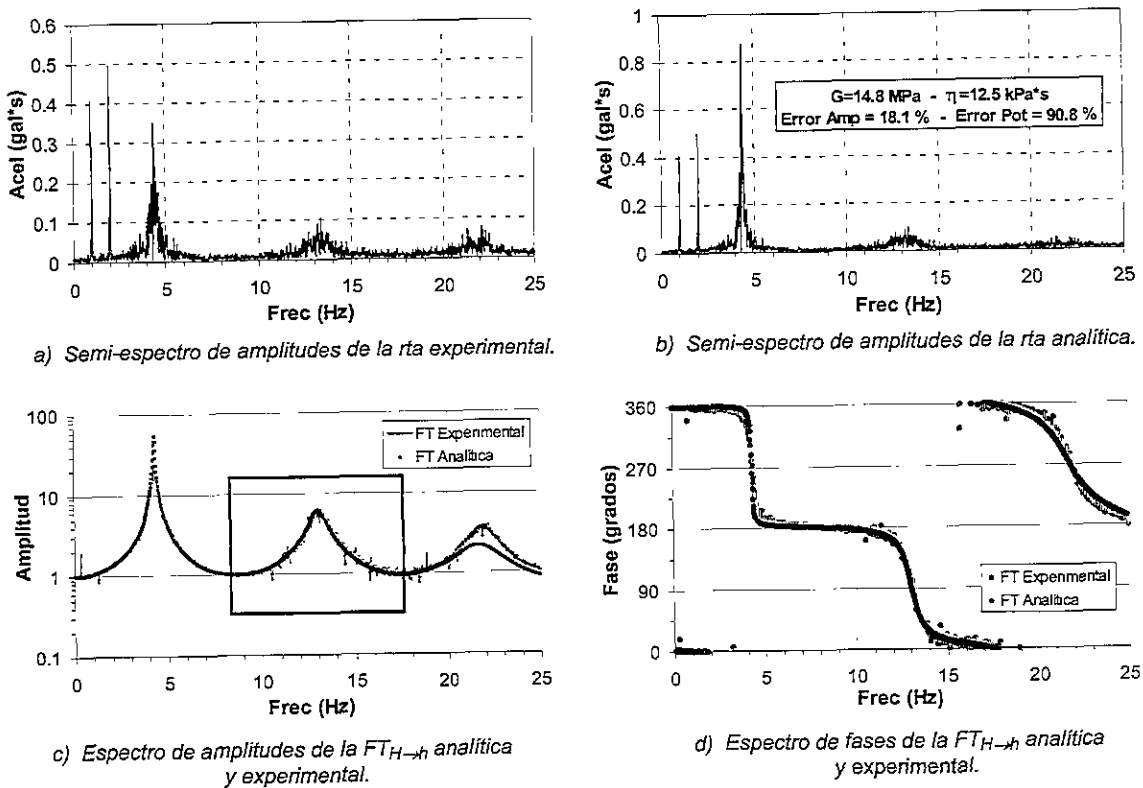


Figura 3.16 Parámetros dinámicos equivalentes (G y η) obtenidos con el SIPD considerando el error sin fases.

Las Figuras 3.16a y 3.16b ilustran la deficiencia en la identificación al igual que los altos valores de ERROR AMP y ERROR POT. La deficiencia en la identificación se debe a que la respuesta experimental fue calculada con el modelo convencional y la identificación se realizó con el modelo fundamental. Las Figuras 3.16c y 3.16d ilustran las diferencias entre la $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y la experimental, las cuales se hacen más notorias para frecuencias altas. Aunque en la Figura 3.16c la $FT_{H \rightarrow h}$ analítica reprodujo aparentemente mejor el pico del primer modo de vibrar de la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental ($Frec \approx 4.3$ Hz), se debe tener en cuenta que este pico experimental se produjo por las aproximaciones numéricas del procesamiento de datos, por tanto, si se compara el valor del pico de la $FT_{H \rightarrow h}$ obtenido con el modelo convencional (ver Figura 3.10c) con el valor

del pico de la $FT_{H \rightarrow h}$ obtenido con el modelo fundamental, se apreciará que difieren en 40 unidades, aproximadamente. Esta diferencia se manifiesta claramente en las Figuras 3.16a y 3.16b. La identificación con el modelo fundamental reproduce cualitativamente bien los modos de vibrar, ya que el G es parecido al asociado al depósito, pero difiere fuertemente en magnitud, la cual está asociada principalmente por la componente viscosa, diferencia básica en el planteamiento analítico de los dos modelos.

En las Figuras 3.17 y 3.18 se presentan los resultados de la identificación de parámetros considerando el error sin fases, el modelo convencional y la contaminación de la respuesta experimental con cierto grado de ruido. En este ejercicio se observará el grado de evaluación del SIPD en señales que presentan irregularidades en la $FT_{H \rightarrow h}$.

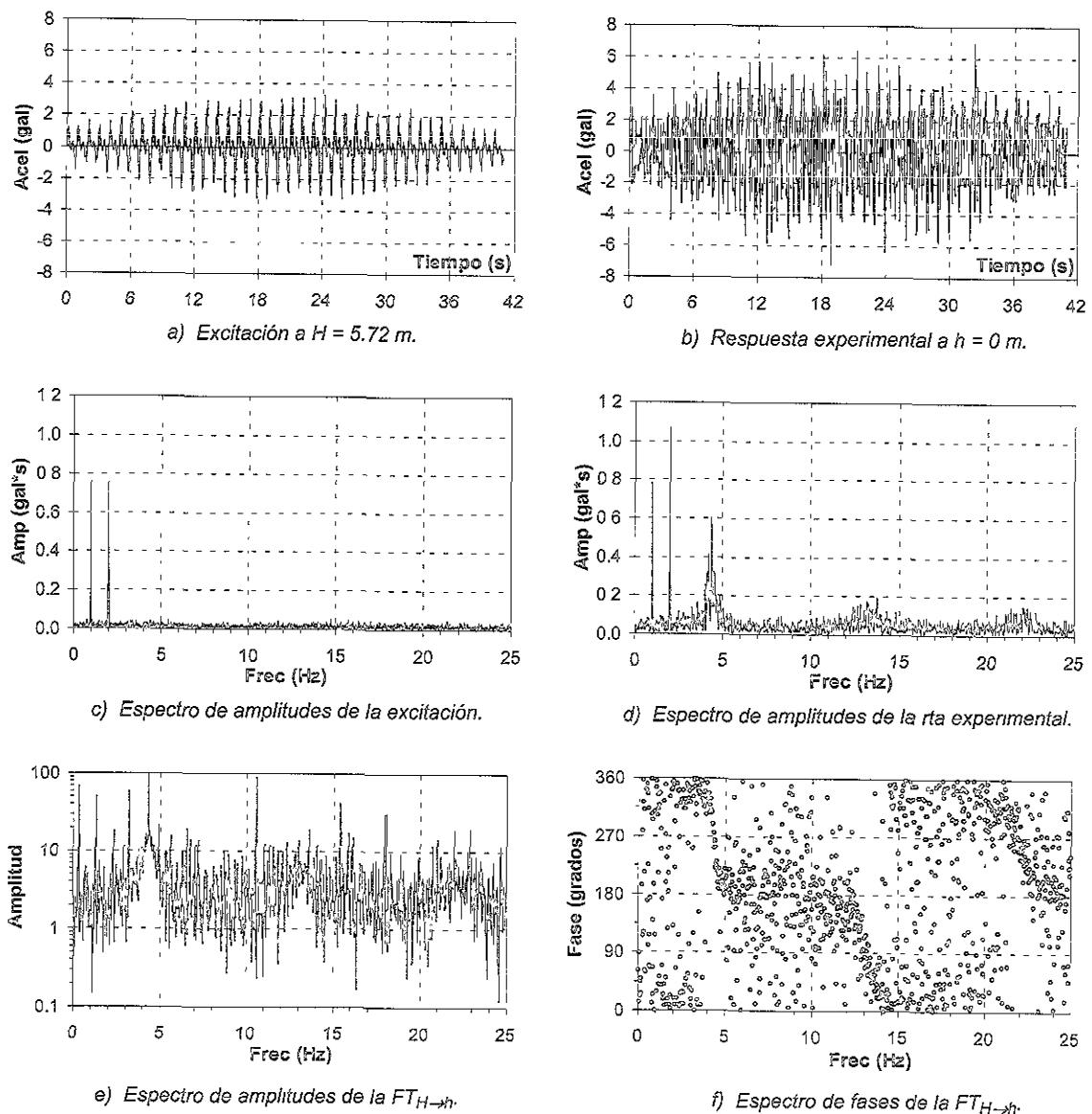
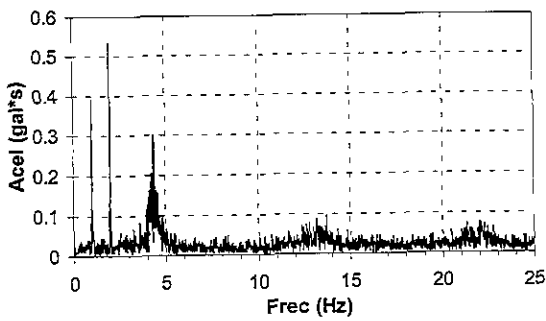
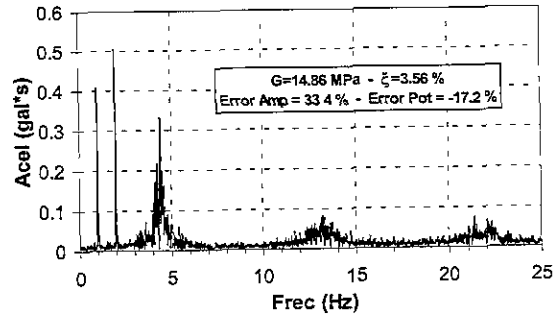


Figura 3.17 Registros de excitación y respuesta experimental contaminada con ruido para identificar propiedades dinámicas equivalentes del depósito con el SIPD.



a) Semi-espectro de amplitudes de la rta experimental.



b) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica.

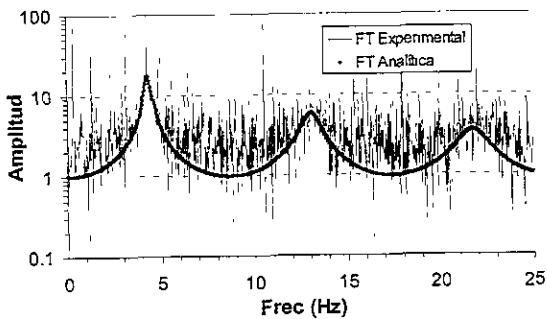
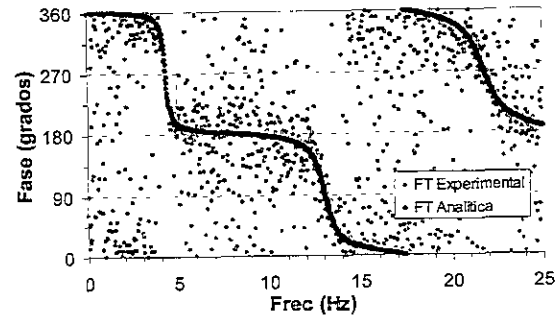
c) Espectro de amplitudes de la $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental.d) Espectro de fases de la $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental.

Figura 3.18 Parámetros dinámicos equivalentes (G y ζ) obtenidos con el SIPD considerando el error sin fases.

Las Figuras 3.17a y 3.17b ilustran la excitación y la respuesta experimental contaminada con ruido. La respuesta experimental se obtuvo contaminando la respuesta ilustrada en la Figura 3.8b con un cierto grado de ruido. Las Figuras 3.17e y 3.17f ilustran el ruido en la respuesta experimental (comparar con las Figuras 3.8e y 3.8f). En las Figuras 3.17c y 3.17d se presentan los espectros de amplitudes de la excitación y la respuesta contaminada.

En las Figuras 3.18a y 3.18b se presenta la respuesta experimental y analítica, respectivamente. En estas dos figuras se puede observar que los parámetros identificados difieren ligeramente de los parámetros asociados al depósito. También se puede apreciar los conservadores que son los errores para expresar las más mínimas diferencias, ya que visualmente las dos respuestas son similares y los picos de aceleración son muy parecidos, sin embargo, ERROR AMP y ERROR POT expresan aparentemente grandes diferencias entre las dos respuestas. En las Figuras 3.18c y 3.18d se presentan los espectros de amplitudes y de fases de la $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental. Las dos figuras ilustran como $FT_{H \rightarrow h}$ analítica sigue la tendencia general de la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental. La Figura 3.18c da la impresión de que la $FT_{H \rightarrow h}$ analítica podría haber seguido mejor la tendencia de la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental si se hubieran identificado los parámetros que permitieran subir los valores en los valles. Sin embargo, se debe recordar que la $FT_{H \rightarrow h}$ analítica entre H y $h=0$ tomará valores muy cercanos a 1 en los valles si la componente viscosa es pequeña (ver Figura 2.20 y 2.23 para el caso de $\eta=10$ kPa*s).

3.3 FILTRO TIPO CAJA

La identificación de los parámetros dinámicos equivalentes del depósito de suelo permite que se puedan estimar las respuestas analíticas a cualquier profundidad y en función de cualquier variable de movimiento (ver Figuras 2.37-I y 2.37-II) con base en la excitación experimental y las funciones de transferencia (ver Figuras 2.18 y 2.27).

Los parámetros equivalentes evaluados con el SIPD son válidos para el intervalo de frecuencias sobre el cual se realizó la identificación. Esto implica que no existen parámetros para evaluar las FT y multiplicarlas por la excitación en las frecuencias localizadas fuera del intervalo de identificación.

Una forma aproximada de estimar las respuestas en función de cualquier variable es aplicando el procedimiento de respuesta (Figura 2.27) en el intervalo de frecuencias donde se realizó la identificación y asignando valores de cero (0) a las componentes espectrales que queden fuera del intervalo de frecuencias donde se conocen los parámetros. Este procedimiento se conoce como filtro tipo caja. En la Figura 3.19 se esquematiza este procedimiento.

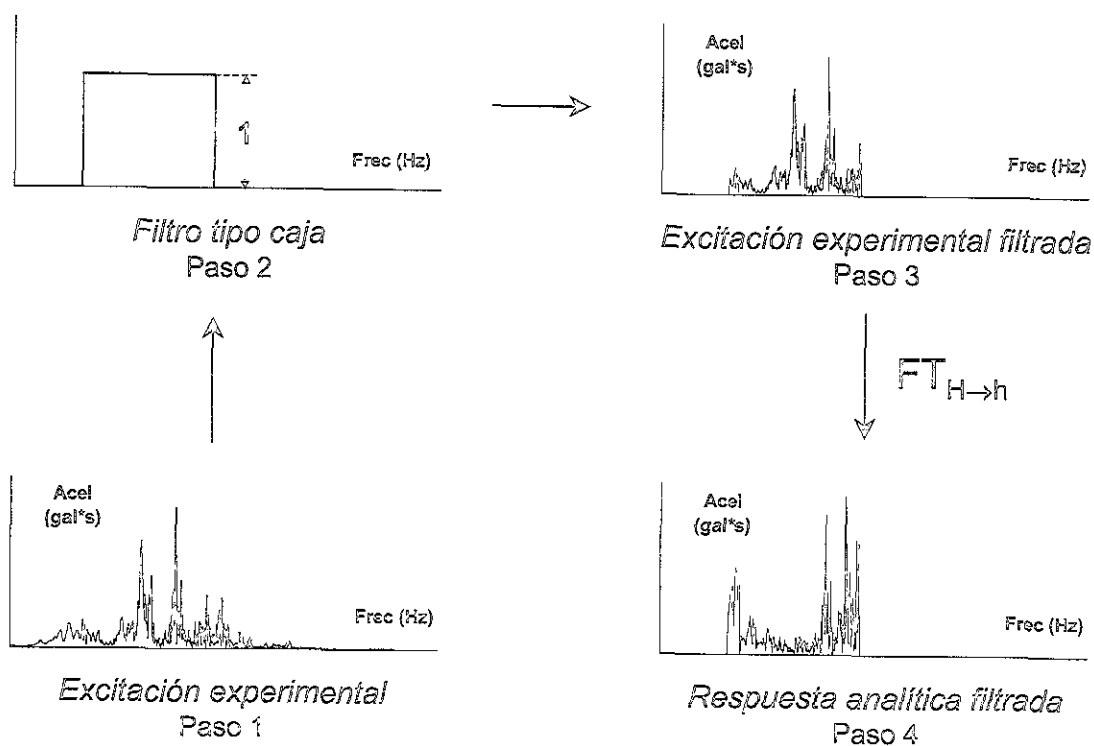


Figura 3.19 Cálculo de la respuesta analítica con el filtro tipo caja.

En la Figura 3.19 se esquematiza el procedimiento para calcular la respuesta analítica en función de la variable aceleración, utilizando un filtro tipo caja. Los pasos a seguir son:

- Paso 1. Obtener la excitación experimental en el dominio de la frecuencia por medio de la TDF.
- Paso 2. Diseñar el filtro tipo caja, asignando un valor de cero (0) a las ordenadas de las frecuencias que queden fuera del intervalo a identificar y un valor de uno (1) a las ordenadas de las frecuencias que queden dentro del intervalo de frecuencias a identificar. Este filtro solo tiene componente real.
- Paso 3. Obtener la excitación experimental filtrada, multiplicando la excitación experimental por el filtro tipo caja.
- Paso 4. Obtener la respuesta analítica, multiplicando la excitación experimental filtrada por la $FT_{H \rightarrow h}$ asociada a los parámetros identificados. Esto implica que la respuesta analítica tendrá valores de cero (0) en las frecuencias que no se identificaron.

A partir de la respuesta en función de la aceleración se pueden obtener las respuestas en función de todas las demás variables de movimiento por medio de las funciones de transferencia respectivas (ver Figura 2.27).

En la Figura 3.20 se ilustra un registro acelerográfico en el dominio del tiempo y la composición espectral del mismo. Este registro se filtrará entre $0 \rightarrow 0.2$ y $2.3 \rightarrow 50$ Hz por medio del filtro tipo caja y por medio de los filtros contenidos en el programa DADiSP (DSP Development Corporation, 1996), para comparar el grado de filtrado del filtro tipo caja.

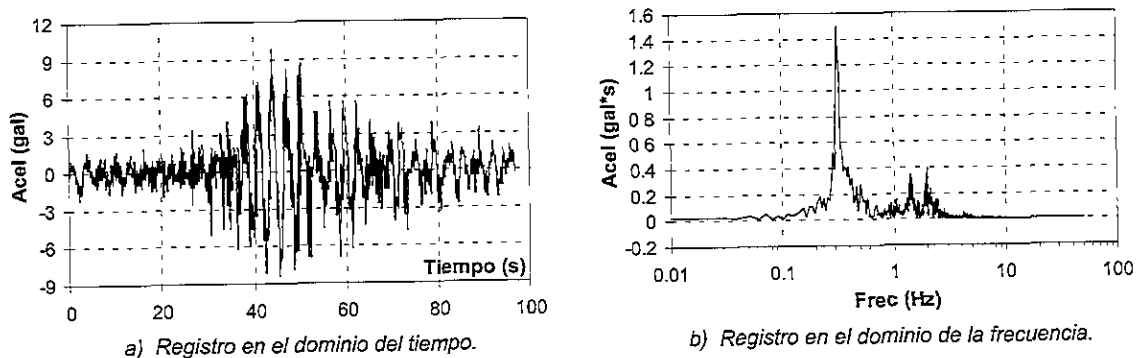
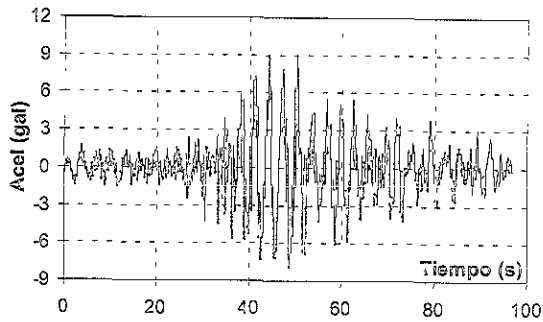
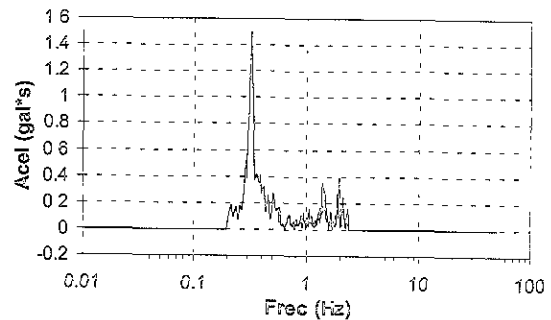


Figura 3.20 Registro acelerográfico a filtrar.

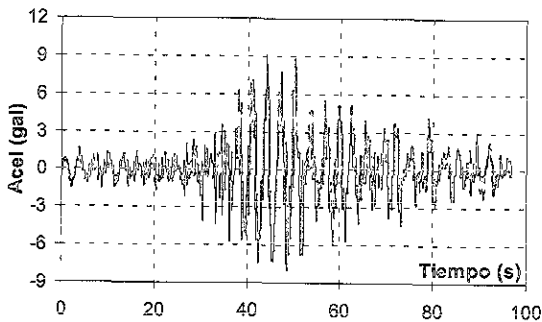
En la Figura 3.21 se ilustran las señales filtradas con el filtro tipo caja y con los filtros tipo Remez Exchange Lowpass FIR Filter Parameters y Remez Exchange Highpass FIR Filter Parameters contenidos en el programa DADiSP.



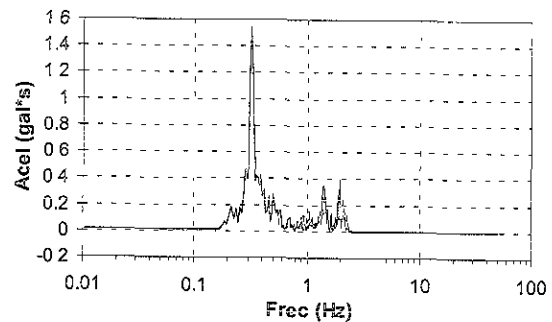
a) Registro filtrado con el filtro tipo caja.



b) Composición espectral del registro filtrado con el filtro tipo caja.



c) Registro filtrado con el programa DADiSP.



d) Composición espectral del registro filtrado con el programa DADiSP.

Figura 3.21 Registros filtrados con el filtro tipo caja y con el programa DADiSP.

Las Figuras 3.21a y 3.21c ilustran las señales filtradas, en el dominio del tiempo, con los dos tipos de procedimientos. En estas Figuras se puede observar que las dos señales son casi iguales, lo cual demuestra la aplicabilidad del filtro tipo caja. En las Figuras 3.21b y 3.21d se ilustran los espectros de amplitudes de las señales filtradas con el filtro tipo caja y con el programa DADiSP, respectivamente. En estas Figuras se observa que los espectros son prácticamente iguales excepto en los límites del filtrado (0.2 y 2.3 Hz). Esta pequeña diferencia se debe a que los filtros del programa DADiSP utilizan un franja de frecuencias donde realizan la transición desde 1 hasta 0, ajustando el filtro a un polinomio que aumenta de grado entre menor sea la zona de transición. El filtro tipo caja no necesita zona de transición y corta el límite prácticamente a 90 grados.

Una potente aplicabilidad del filtro tipo caja se ve materializada cuando se desea encontrar el desplazamiento con base en un registro de aceleración, utilizando la función de transferencia $FT_{Acel \rightarrow Desp}$ (Ecuación 2.79).

Generalmente el desplazamiento se evalúa con base en un registro de aceleración en el dominio del tiempo y siguiendo una serie de pasos.

- = Paso 1. Obtener el registro acelerográfico en el dominio del tiempo.
- = Paso 2. Diseñar los filtros (p.e. Remez Exchange Lowpass FIR Filter Parameters y Remez Exchange Highpass FIR Filter Parameters)

de acuerdo al grado de precisión deseado.

- Paso 3. Filtrar el registro acelerográfico.
- Paso 4. Integrar en el dominio del tiempo para obtener el registro de velocidades.
- Paso 5. Filtrar el registro de velocidades (corrección de línea base).
- Paso 6. Integrar en el dominio del tiempo para obtener el registro de desplazamientos.
- Paso 7. Filtrar el registro de desplazamientos (corrección de línea base).

El uso del filtro tipo caja y la función de transferencia $FT_{Acel \rightarrow Desp}$ permite que la evaluación de los desplazamientos, con base en un registro acelerográfico, se realice de una manera más simplificada en el dominio de la frecuencia, siguiendo una serie de pasos. A continuación se explican los pasos a seguir en el procedimiento propuesto.

- Paso 1. Obtener el registro acelerográfico en el dominio del tiempo.
- Paso 2. Obtener el registro acelerográfico en el dominio de la frecuencia por medio de la TDF.
- Paso 3. Obtener el registro de desplazamientos en el dominio de la frecuencia, multiplicando el registro acelerográfico en el dominio de la frecuencia por el filtro tipo caja y por la $FT_{Acel \rightarrow Desp}$.
- Paso 4. Obtener el registro de desplazamientos en el dominio del tiempo por medio de la TDFI.

Para visualizar el grado de confianza del procedimiento propuesto, se presenta en la Figura 3.22 los registros de desplazamientos obtenidos por medio del procedimiento convencional (integración en el dominio del tiempo utilizando el programa DADiSP) y por medio del procedimiento propuesto (integración en el dominio de la frecuencia) con base en el registro acelerográfico de la Figura 3.20a.

En las Figuras 3.22a y 3.22c se ilustran los registros de desplazamientos obtenidos con el procedimiento propuesto y con el procedimiento convencional, respectivamente.

En estas Figuras se puede observar que las dos señales son prácticamente iguales, lo cual demuestra nuevamente la aplicabilidad del filtro tipo caja en el procedimiento propuesto ($FT_{Acel \rightarrow Desp}$). En las Figuras 3.22b y 3.22d se ilustran los espectros de amplitudes del registro de desplazamientos obtenido con el procedimiento propuesto y con el procedimiento convencional, respectivamente. En estas figuras se observa nuevamente que los dos espectros son prácticamente iguales, excepto en los límites del filtrado, lo cual se explicó anteriormente en la Figura 3.21.

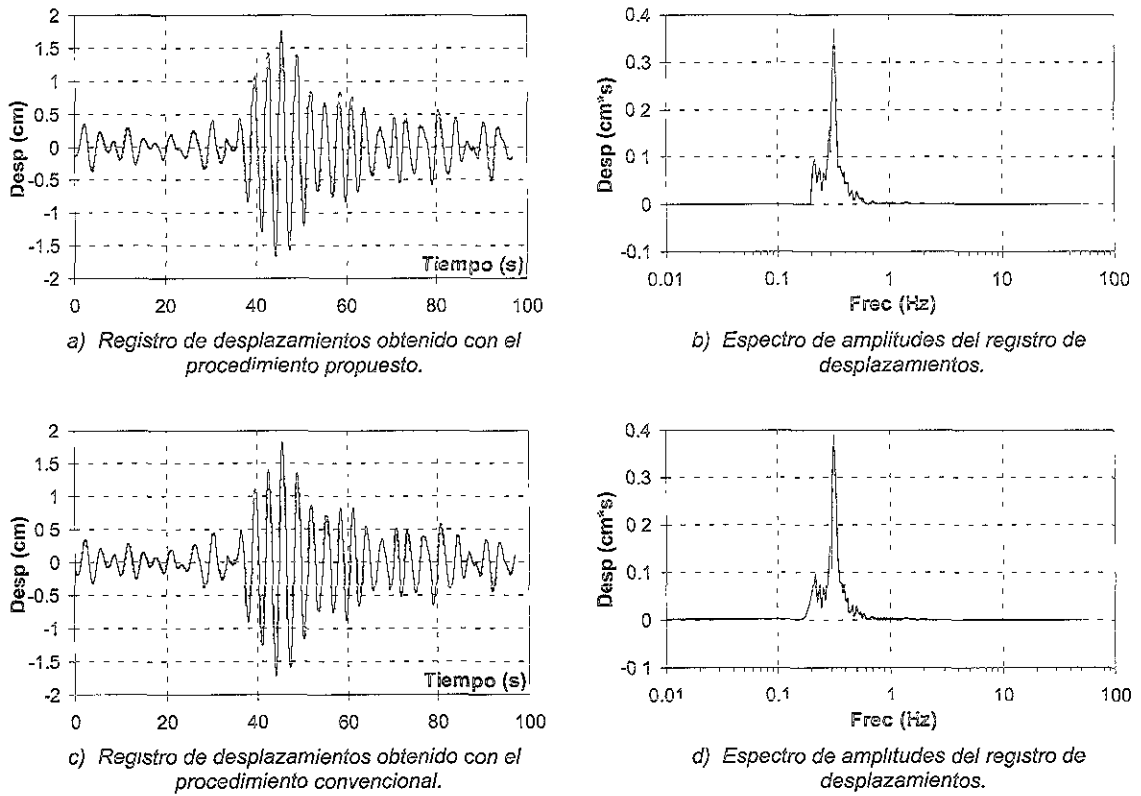


Figura 3.22 Registros de desplazamientos obtenidos por medio del procedimiento propuesto y del procedimiento convencional.

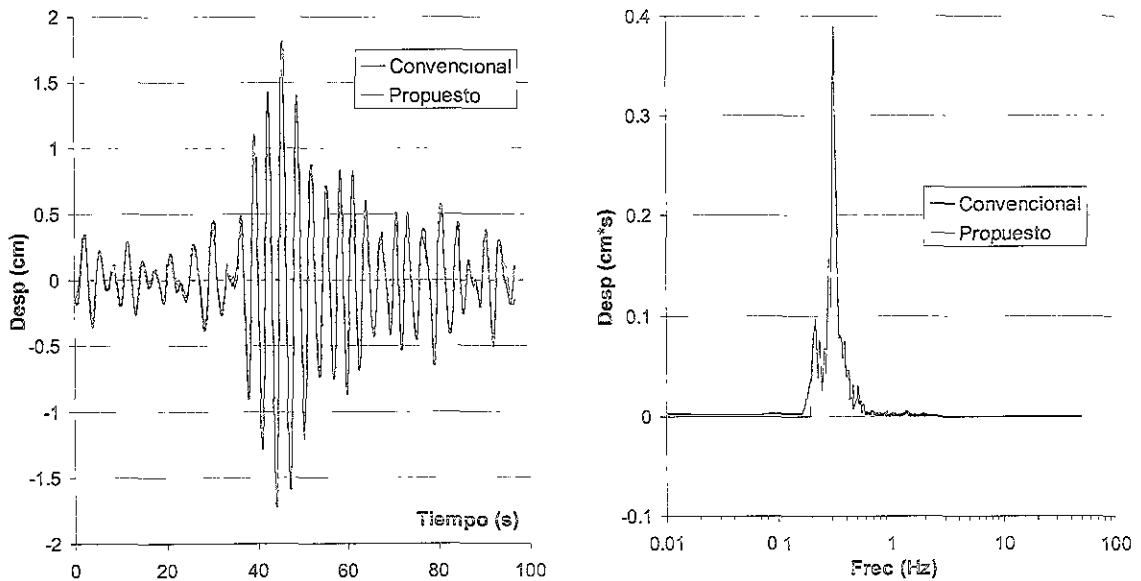
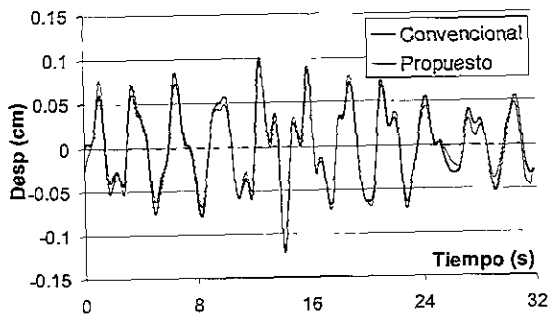


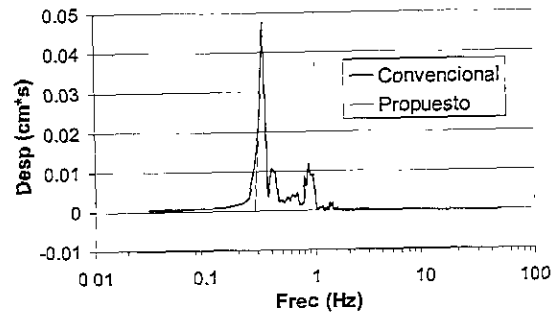
Figura 3.23 Superposición de los dos registros de la Figura 3.22.

En la Figura 3.23 se puede visualizar por comparación directa el grado de precisión del procedimiento propuesto respecto al procedimiento convencional.

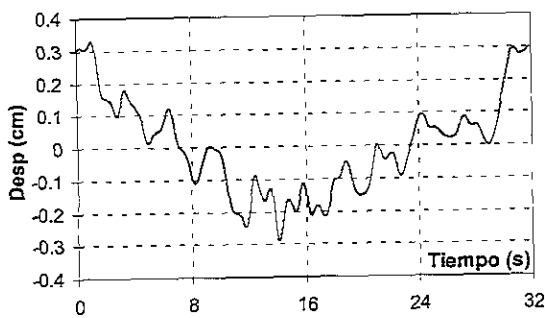
Para utilizar el procedimiento propuesto se deben tener algunas consideraciones, tales como la longitud del registro y el límite de la frecuencia de filtrado para las bajas frecuencias. En la Figura 3.24 se ilustran dos ejemplos a considerar.



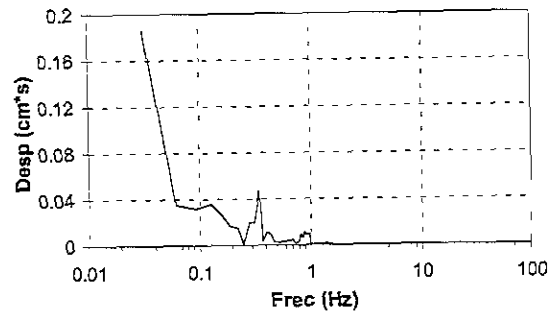
a) Registros obtenidos con el procedimiento propuesto y con el procedimiento convencional.



b) Espectros de amplitudes de los registros.



c) Registro obtenido con el procedimiento propuesto sin filtrar el registro de aceleraciones.



d) Espectro de amplitudes del registro.

Figura 3.24 Consideraciones especiales para utilizar el procedimiento propuesto.

Una de las limitantes del filtro tipo caja utilizado en el procedimiento propuesto es la longitud del registro acelerográfico. El grado de aproximación del procedimiento propuesto, respecto al procedimiento convencional, es proporcional a la longitud del registro acelerográfico (Figuras 3.24a y 3.24b). Este fenómeno está ampliamente estudiado en la teoría de diseños de filtros y el efecto del filtro tipo caja en el dominio del tiempo se llama fenómeno de Gibb y se manifiesta principalmente en los extremos del registro de desplazamientos. Su efecto se puede reducir adicionando varios segundos al inicio y al final del registro acelerográfico con valores de cero. Otra consideración importante en el procedimiento propuesto, al igual que en el procedimiento convencional, es que se deben filtrar las frecuencias que no alcancen a desarrollar por completo una onda armónica en la longitud total del registro (periodo), ya que el registro de desplazamientos real quedaría montado sobre ondas armónicas incompletas, como se observa en la Figura 3.24c. Este efecto se debe a que la $FT_{Acel \rightarrow Desp} \rightarrow \infty$ cuando $\omega \rightarrow 0$ (ver Figura 2.37-Id) y por tanto incrementa fuertemente el efecto de las frecuencias bajas, como se observa en la Figura 3.24d.

3.4 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El considerar que los parámetros dinámicos equivalentes del depósito son el promedio aritmético de todos los parámetros que indujeron un error absoluto menor o igual al 5 % respecto al error absoluto inducido por los parámetros óptimos, implica que todos los parámetros a promediar deben tener valores cercanos al los parámetros óptimos, de lo contrario, se deberán eliminar los parámetros que no cumplan esta condición. Esta consideración radica en que si se promedian parámetros muy alejados entre sí, este promedio no representaría físicamente a ninguno de los parámetros promediados.

La evaluación de parámetros por medio del SIPD, utilizando registros sintéticos, demostró que el criterio de error sin fases es el indicado para identificar las propiedades dinámicas equivalentes de depósitos de suelo, ya que en campo las fases de la respuesta experimental se pueden influenciar fuertemente por la estratificación del depósito e impedir que el SIPD evalúe correctamente las propiedades equivalentes considerando al depósito como homogéneo.

El error sin fases compara el espectro de amplitudes de la respuesta experimental y la respuesta analítica. Sin embargo, el cálculo de la respuesta analítica tiene en cuenta las amplitudes y fases de la excitación y la función de transferencia, $FT_{H \rightarrow h}$, respectivamente. Por tanto, la respuesta analítica se obtiene también en función de amplitudes y fases, de las cuales, sólo se toman las amplitudes. Es importante tener en cuenta que en el espectro de amplitudes está inmerso el efecto del módulo de rigidez G y la relación de amortiguamiento ξ ó el coeficiente de viscosidad η del depósito de suelo.

La evaluación de parámetros con base en registros sintéticos, obtenidos por medio del Degtra 2000, indicó que el modelo convencional representa mejor el comportamiento dinámico del depósito de suelo. Esta mejor representación se debe a que el Degtra 2000 calcula la respuesta analítica con el modelo convencional. Sin embargo, no se puede afirmar que experimentalmente el modelo convencional represente mejor el comportamiento dinámico de depósitos de suelo que el modelo fundamental, por lo cual, es necesario aplicar el SIPD a registros acelerográficos de campo y realizar la evaluación con los dos modelos (Capítulo 4).

El procedimiento propuesto para calcular desplazamientos a partir de aceleraciones con base en el filtro tipo caja y la función de transferencia $FT_{Acel \rightarrow Desp}$, demostró que representa una alternativa, desde el punto de vista ingenieril, para obtener variables de movimiento con base en otras variable de movimiento. Este procedimiento también es válido para obtener deformaciones angulares y esfuerzos cortantes a partir de desplazamientos, utilizando el filtro tipo caja, la función de transferencia $FT_{Desp \rightarrow Defang}$ y el módulo de rigidez complejo G^* ó $FT_{Defang \rightarrow Esfcort}$, cómo se observará en el Capítulo 4. Este procedimiento está sometido a la condición de que no existan desplazamientos permanentes en el depósito, ya que al filtrar las bajas frecuencias se eliminan los posibles desplazamientos permanentes, contenidos principalmente en la frecuencia cero ($\omega \approx 0$ rad/s).

CAPÍTULO 4

APLICACIÓN DEL SIPD AL SITIO CENTRAL DE ABASTO OFICINAS (CAO)

En el capítulo 3 se observó el grado de identificación de parámetros del SIPD con registros acelerográficos sintéticos. Sin embargo, el objetivo básico de la implementación del SIPD es poder evaluar las propiedades dinámicas de depósitos de suelo con base en registros acelerográficos en campo (registros experimentales) a diferentes profundidades.

Para poder observar el grado de identificación de parámetros del SIPD con registros en campo, se evaluaron las propiedades dinámicas del sitio Central de Abasto Oficinas (CAO) con base en diferentes eventos sísmicos registrados por el arreglo acelerográfico vertical de CAO y se compararon dichas propiedades contra las obtenidas por medio de la sonda suspendida. Esta comparación se pudo llevar a cabo debido a que los eventos sísmicos analizados fueron de baja magnitud y por tanto, indujeron al depósito de suelo deformaciones angulares pequeñas, semejantes a las que induce la sonda suspendida.

La identificación de las propiedades del sitio CAO se realizó por secciones, ya que el SIPD asume que el suelo es homogéneo. Por tanto, la condición de no homogeneidad del estrato se resolvió aproximadamente con la identificación de secciones localizadas entre dos registros acelerográficos y se asociaron las propiedades equivalentes identificadas a esa sección. El SIPD también permitió estudiar la posible influencia de la frecuencia en las propiedades dinámicas.

4.1 LOCALIZACIÓN

El sitio Central de Abasto Oficinas - CAO se encuentra ubicado según la zonificación geotécnica de la Ciudad de México en zona de lago, a 4 km al norte del

cerro de la Estrella (zona de lomas). En la Figura 4.1 se presenta un plano general de localización del sitio, en el cual se observan las zonas de lomas, transición y lago en la Ciudad de México.

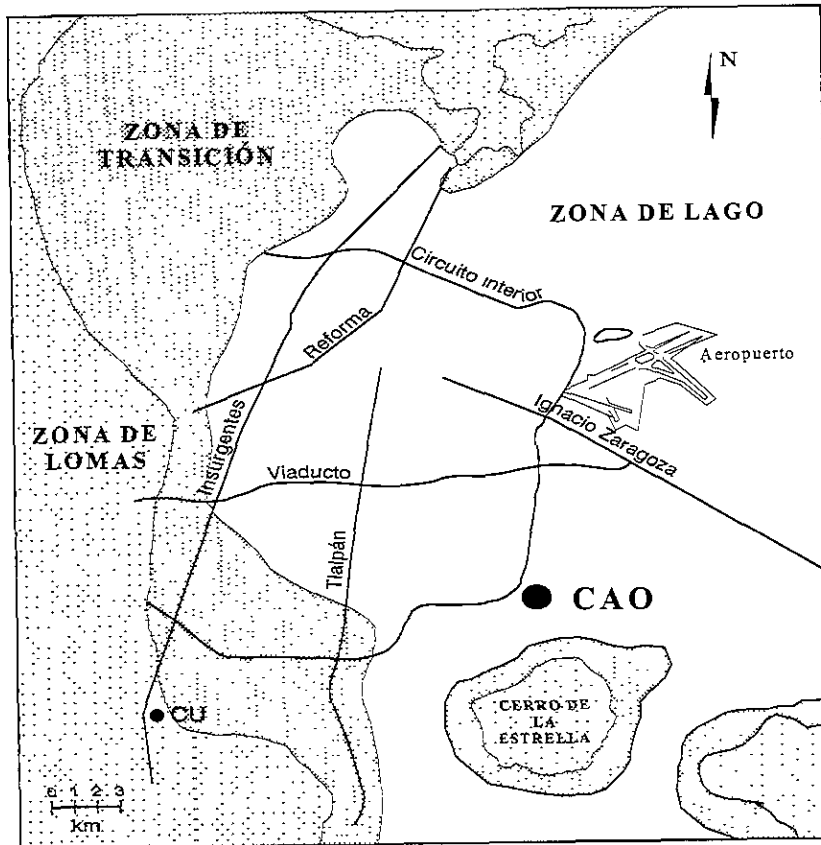


Figura 4.1 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (cortesía de Miguel Romo).

4.2 ASPECTOS GENERALES DEL SUBSUELO

Desde el punto de vista geotécnico, se reconoce que la zona de lago se subdivide en zona de lago centro y en zona de lago virgen.

La zona de lago centro se caracteriza por abarcar la parte de la ciudad en la que los depósitos arcillosos han sido afectados por la historia de carga aplicada en la superficie del terreno y por el bombeo intenso de los acuíferos profundos. En contraste, la zona de lago virgen comprende la parte del área urbana que no ha experimentado cambios sensibles debido a que las cargas actuantes en la superficie han sido moderadas o nulas y el bombeo ha sido mínimo. El sitio CAO se encuentra ubicado en la zona de lago virgen.

Para la zona del lago en general se acepta la siguiente secuencia estratigráfica [Rangel, 2000] :

- **Costra Superficial.** Intercalaciones de limos arenosos (SM), limos y arcillas orgánicas (CH, OH y OL) de color café oscuro y negro y de consistencia baja a media (oscilaciones lacustro-aluviales) y suelos limosos con caliche (etapas de secado solar). Superficialmente llegan a presentarse rellenos conformados por restos arqueológicos, terraplenes o materiales de construcciones demolidas. El espesor de la costra superficial varía entre 3 y 15 m. La velocidad de onda de corte varía entre 80 y 140 m/s.
- **Serie Arcillosa Superior.** Serie de arcillas lacustres (CH) de colores café olivo, café rojizo, gris olivo y gris oscuro, de consistencia baja a media y con valores del parámetro de cohesión variable entre 2 y 10 t/m². En este depósito se encuentran horizontes intercalados (lentes) asociados a erupciones o etapas de secado solar compuestos por cenizas o vidrio volcánico y por suelos arenolimosos. El espesor de esta serie varía entre 10 y 50 m. La velocidad de onda de corte varía entre 26 y 95 m/s y la velocidad de onda en los lentes varía entre 40 y 170 m/s.
- **Capa Dura.** Series de limos con grumos (ML) de color gris olivo, arena andesítica aluvial subredondeada y gravas, de consistencia alta y con parámetros de resistencia de $3 < C < 8$ t/m² y $30^\circ < \phi < 40^\circ$. Su espesor promedio es de 3 m desapareciendo hacia las zonas más profundas del lago. La velocidad de onda de corte varía entre 60 y 185 m/s.
- **Serie Arcillosa Inferior.** Conformada por dos tipos de sub-estratos. Limo plástico (MH) de color gris olivo claro y arcilla plástica (CH) de color gris olivo oscuro. También se presentan inclusiones puntuales de materia orgánica. La consistencia de esta serie es alta. El espesor promedio del estrato es de 15 m en la zona centro del lago y prácticamente desaparece en las orillas. Frecuentemente las arcillas y limos se encuentran preconsolidadas por efecto del bombeo de los estratos más profundos. La velocidad de onda de corte varía entre 50 y 180 m/s.
- **Serie de erupciones depositadas en lago.** Conformada por cuatro sub-estratos. Limos plásticos (MH) de colores gris olivo y café olivo claro, con arena fina andesítica y cuarzo en la parte superior. Estos limos son de consistencia muy alta. Existen lentes de gravas (GW) andesíticas con gris y arenas (SM) pumíticas limosas bien graduadas color café claro. Arenas de cementación variable (SP) finas y medias con algunas gravas e intercalaciones de tobas limosas (SM y ML). Intercalaciones de tobas limo-arenosas cementadas (MH y SM) compuestas de limo plástico café grisáceo y café claro con arena fina andesítica-cuarzosa angulosa, media y poco gruesa. Existe un depósito de arenas y arenas limosas (SP y SM). Series de limo plástico (MH), arenas y arenas limosas (SW y SM) con limos de color gris y café y de tonos olivo claro y grisáceo. El contenido de arena disminuye con la profundidad. Los depósitos arenosos son arenas andesíticas-cuarzosas angulosas bien graduadas, con gravas andesíticas subredondeadas, ligeramente limosa y de compacidad alta a muy alta.
- **Lago profundo.** Entre los 70 y 80 m de profundidad se encuentra una serie de arcilla y limo plástico (CH y MH) de colores gris y café de tonos olivo claro y oscuro, así como limo orgánico y turba de colores negro y café oscuro. También

se encuentran vetas de ceniza volcánica e inclusiones de madera. La consistencia de este estrato varía de media a alta. El espesor varía entre 5 y 10 m.

- Primeros lagos. Series de arena y arena limosa (SP, SP-SM, SW-SM y SM) de compacidad media a alta.

En la Figura 4.2 se ilustra un corte estratigráfico representativo de los depósitos de suelo presentes en la Ciudad de México.

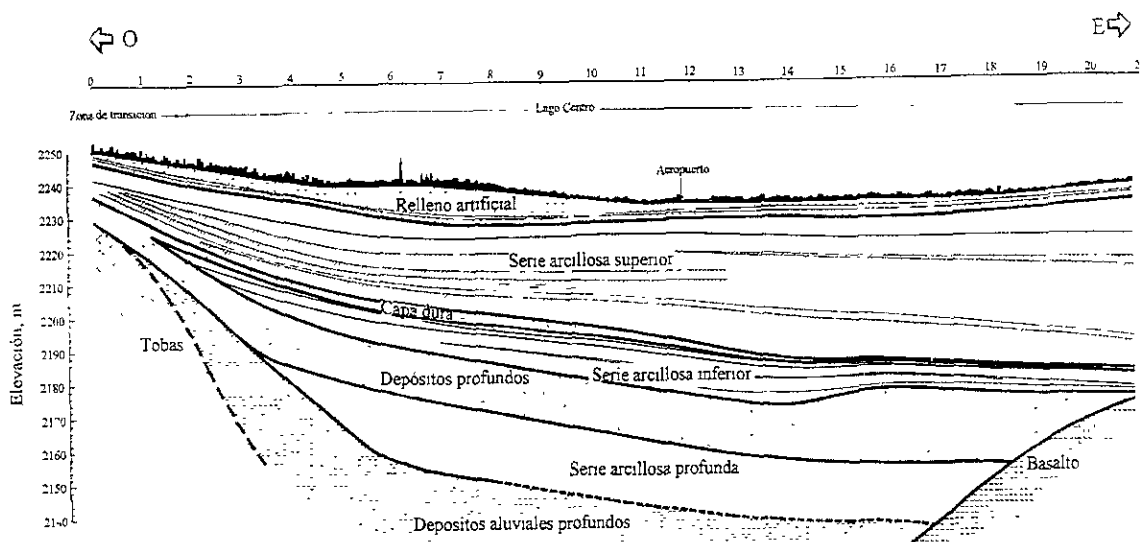


Figura 4.2 Características estratigráficas de los depósitos de suelo de la Ciudad de México (cortesía de Carlos E. Gutiérrez).

4.3 DESCRIPCIÓN DEL ARREGLO ACELEROGRÁFICO DE CAO

El arreglo acelerográfico vertical de CAO consta de una estación superficial y tres más localizadas en pozos a 12, 30 y 60 metros de profundidad.

La separación horizontal de la estación acelerográfica de superficie es de 3 metros, aproximadamente, respecto a las estaciones de pozo y la separación entre las estaciones acelerográficas profundas (12, 30 y 60 metros) es de 1 metro aproximadamente. Las claves de las estaciones acelerográficas según la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes - BMDSF [Alcántara, 1997] son:

- | | | |
|--------|---|-------|
| ▪ CDAO | → | 0 m. |
| ▪ C166 | → | 12 m. |
| ▪ C266 | → | 30 m. |
| ▪ C366 | → | 60 m. |

El perfil estratigráfico donde están localizados los acelerógrafos de CAO se ilustra en la Figura 4.3 [Jaime et al, 1987].

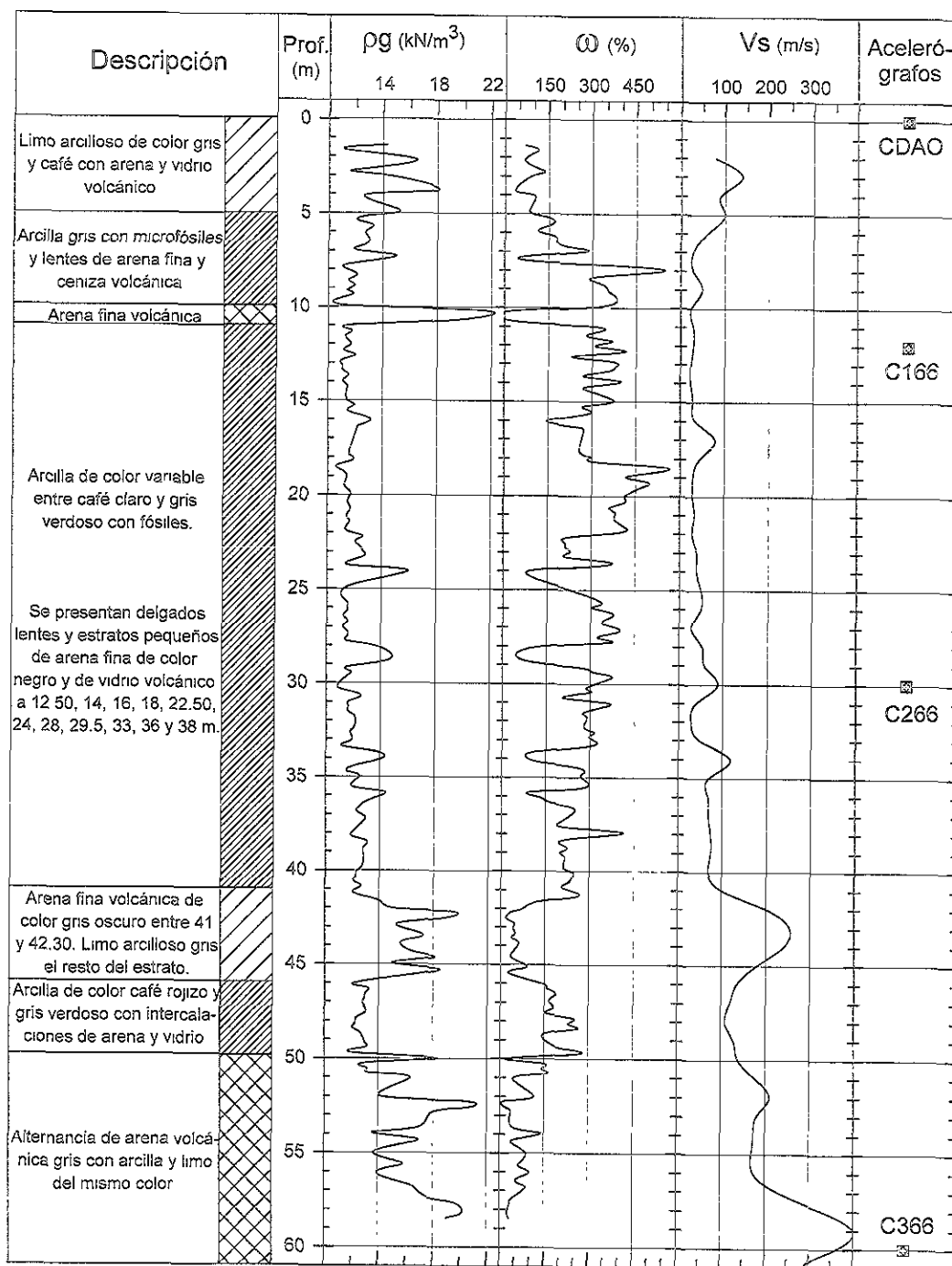


Figura 4.3 Perfil estratigráfico y ubicación de los acelerógrafos del sitio CAO.

La estación acelerográfica de superficie es administrada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM y las estaciones acelerográficas profundas son administradas

por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES).

El arreglo acelerográfico de CAO no tiene un acelerógrafo maestro de disparo colectivo. Por tanto, cada acelerógrafo inicia el registro en un tiempo absoluto (hora GMT) diferente, el cual depende del umbral de disparo de cada acelerógrafo.

Los acelerógrafos profundos (12, 30 y 60 m) están colocados dentro de un tubo de aluminio de 8 cm de diámetro y 3 mm de espesor, sin confinamiento vertical, cuyo objetivo es ademar la perforación y permitir el mantenimiento periódico a los acelerógrafos. Este sistema de instalación de acelerógrafos genera una interacción suelo-tubo que podría afectar los movimientos sísmicos registrados. Sin embargo, existe evidencia experimental y teórica que indica que pilotes de concreto de 50 cm de diámetro y longitudes mayores de 15 metros, siguen aproximadamente el movimiento del suelo durante un evento sísmico; por tanto, es de esperarse que la interacción suelo-tubo genere un efecto poco significativo.

En la Figura 4.4 se ilustra el sistema de instalación y la ubicación en planta de los acelerógrafos profundos.

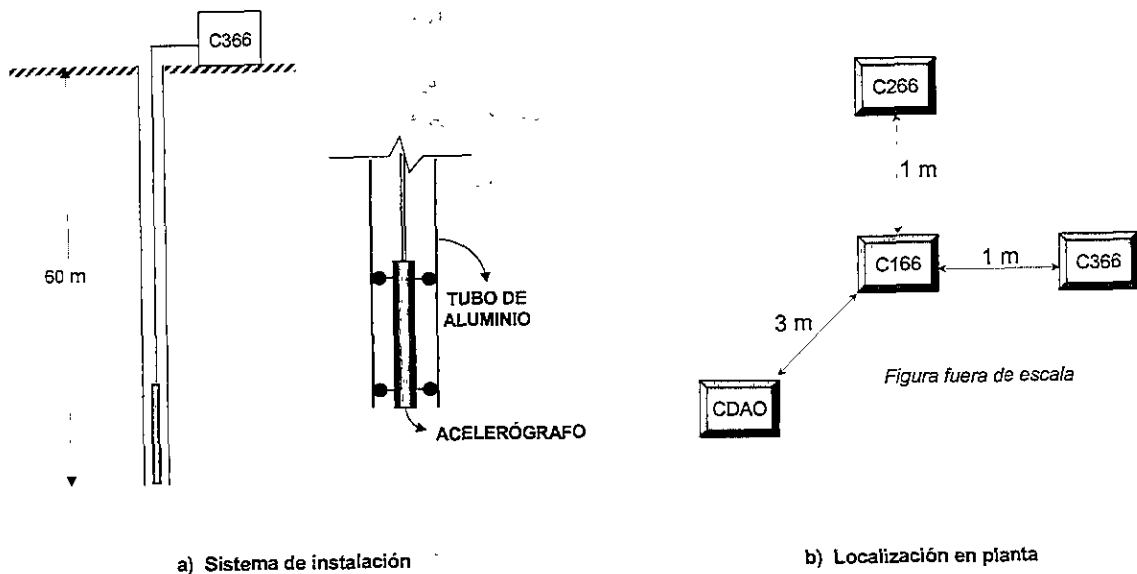


Figura 4.4 Sistema de instalación y ubicación en planta de los acelerógrafos profundos.

El acelerógrafo de superficie (CDAO) está ubicado muy cerca de una pequeña edificación de 1 nivel de planta rectangular. Esta edificación podría generar una interacción suelo-estructura que influiría principalmente en los movimientos registrados por este acelerógrafo, afectando en cierto grado la hipótesis de superficie libre en el modelo analítico del SIPD.

En la Tabla 4.1 se presentan las características generales de las estaciones acelerográficas en CAO y en la Tabla 4.2 se presentan las propiedades promedio del perfil estratigráfico entre estaciones.

Tabla 4.1 Características generales de las estaciones acelerográficas en CAO.

<i>Estación</i>	<i>Clave</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>Modelo de Instrumento</i>	<i>Intervalo de Muestreo</i>	<i>Memoria de Preevento</i>	<i>Memoria de Posevento</i>	<i>Escala (g)</i>
Central de Abasto Oficinas	CDAO	0	DCA-333	0.01 s	4 s	15 s	0.5
CDAO POZO 12	C166	12	DCA-300	0.01 s	4 s	15 s	0.5
CDAO POZO 30	C266	30	DCA-300	0.01 s	4 s	15 s	0.5
CDAO POZO 60	C366	60	DCA-300	0.01 s	4 s	15 s	0.5

Tabla 4.2 Propiedades promedio del suelo entre estaciones (Figura 4.3).

<i>Estaciones</i>	<i>Profundidad</i>	ρ_g (<i>kN/m³</i>)	ω (%)	V_s (<i>m/s</i>)	G (<i>MPa</i>)
CDAO – C166	0 – 12 m	13.5	191.56	61	5.1
C166 – C266	12 – 30 m	12.0	306.14	40	2.0
C266 – C366	30 – 60 m	14.3	153.66	152	33.7

 ρ_g : Peso volumétrico ω : Humedad V_s : Velocidad de onda

4.4 EVENTOS SÍSMICOS ANALIZADOS

Los registros acelerográficos de los eventos sísmicos analizados fueron tomados de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes [Aicántara, 1997]. La Tabla 4.3 resume las características generales de los sismos analizados y la Figura 4.5 ilustra la localización de los epicentros en la república Mexicana.

Tabla 4.3 Características generales de los sismos analizados en CAO.

Evento	Fecha	Hora (GMT)	LAT. N	LONG. W	Prof. (km)	Mc	Epicentro
1	31/MAR/93	10:18:15,5	17.18	101.02	8	5.3	Costa de Guerrero
2	10/SEP/93	19:12:54,9	14.14	92.82	14	6.3	Costa de México-Guatemala
3	24/OCT/93	07:52:18,2	16.54	98.98	19	6.5	Costa de Guerrero-Oaxaca
4	23/MAY/94	01:41:46,0	18.03	100.57	23	5.6	Guerrero (alto río balsas)
5	10/DIC/94	16:17:40,9	18.02	101.56	20	6.3	Guerrero (bajo río balsas)

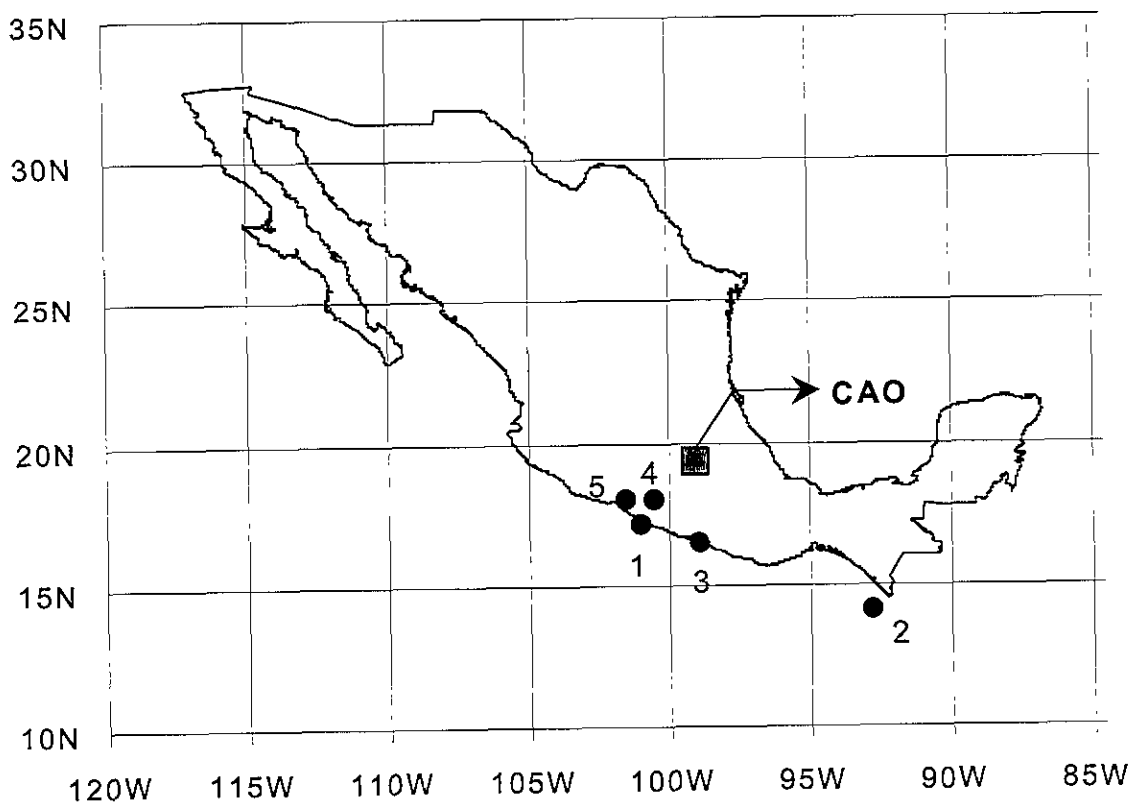


Figura 4.5 Epicentros de los eventos sísmicos analizados (Tabla 4.3).

En la Tabla 4.4 se resumen las características generales de los registros acelerográficos analizados en CAO y en las Figuras 4.6 a 4.21 se ilustran los registros acelerográficos en el dominio del tiempo y en el dominio de la frecuencia.

Tabla 4.4 Características generales de los registros acelerográficos analizados en CAO.

<i>Evento</i>	<i>Sismo (d/m/a)</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>Acel. Max. (gal)</i>		<i>Hora (GMT) de la primera muestra</i>	<i>Duración (segundos)</i>
			<i>N00E</i>	<i>N90W*</i>		
1	31/03/93	0	2.87	2.15	10:19:52.00	36.69
		12	2.33	2.03	10:19:49.27	34.01
		30	2.13	1.59	10:19:47.15	30.83
		60	---	---	---	---
2	10/09/93	0	---	---	---	---
		12	3.82	3.09	19:15:28.76	35.38
		30	1.61	1.49	19:15:28.00	35.31
		60	---	---	---	---
3	24/10/93	0	-13.4	-9.57	07:53:22.00	200.27
		12	9.83	9.42	07:53:13.97	211.07
		30	6.87	7.15	07:53:13.97	243.23
		60	2.06	2.17	07:53:14.94	185.63
4	23/05/94	0	8.14	-8.38	01:42:16.26	151.71
		12	8.28	8.69	01:42:27.89	141.55
		30	8.08	7.66	01:42:27.91	141.51
		60	2.64	2.77	01:42:27.91	141.34
5	10/12/94	0	13.17	-19.64	16:18:37.28	210.64
		12	11.51	13.31	16:18:40.72	210.63
		30	8.08	14.34	16:18:40.50	211.50
		60	---	---	---	---

--- Los acelerógrafos no registraron ninguna señal o el registro no se pudo definir con claridad debido a la precisión del acelerógrafo.

* La orientación de los acelerógrafos a 0 m es N90E.

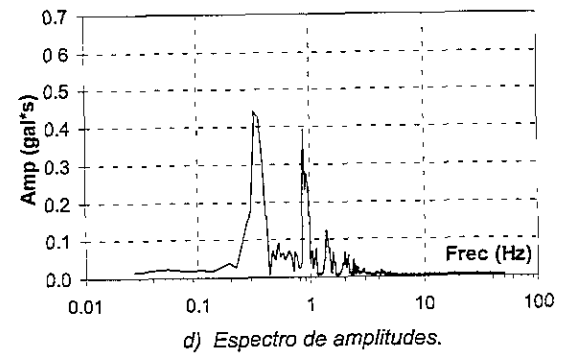
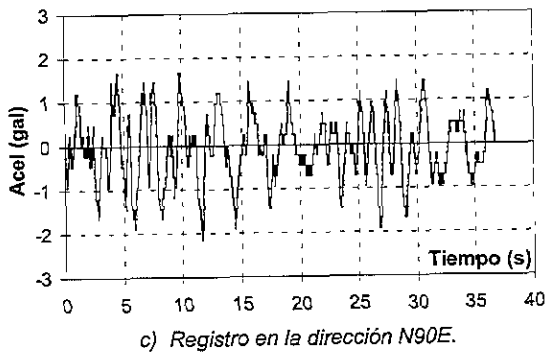
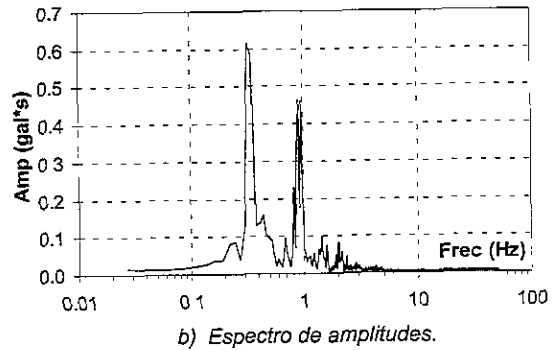
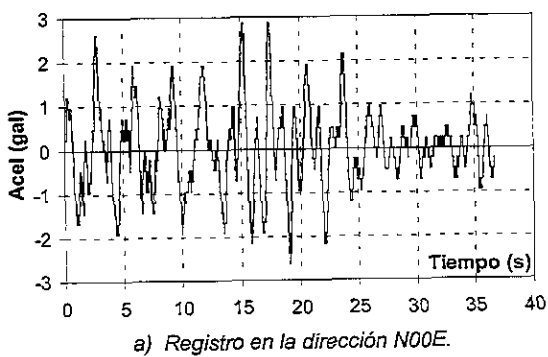


Figura 4.6 Registros a z=0 m del sismo del 31/03/93.

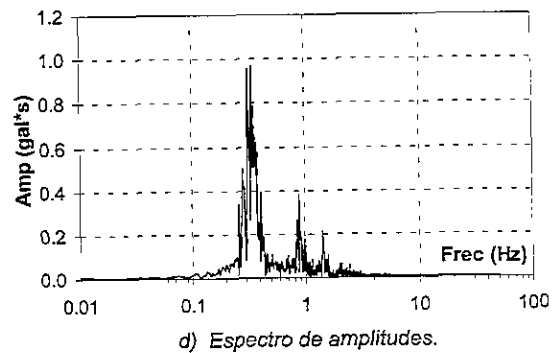
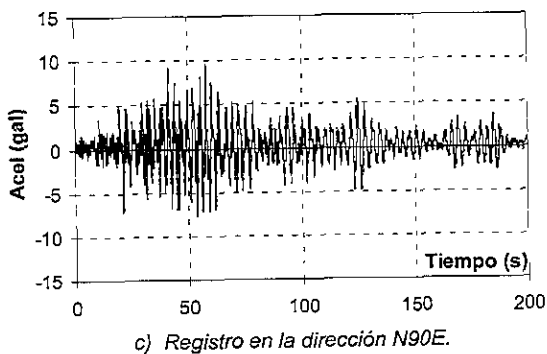
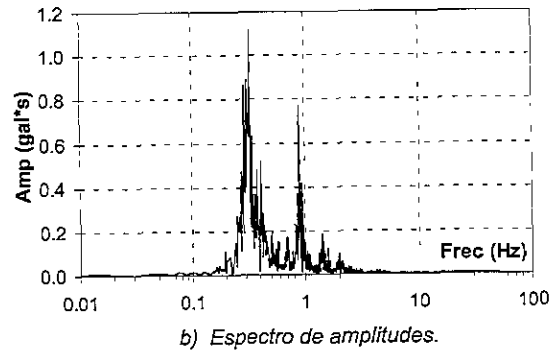
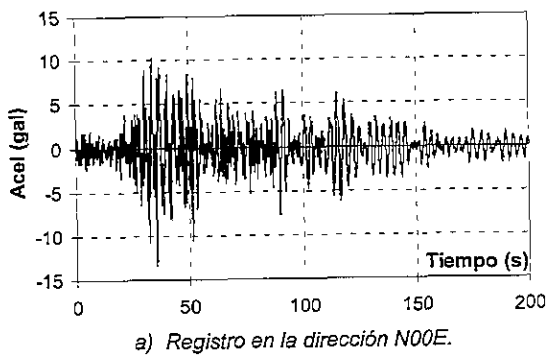
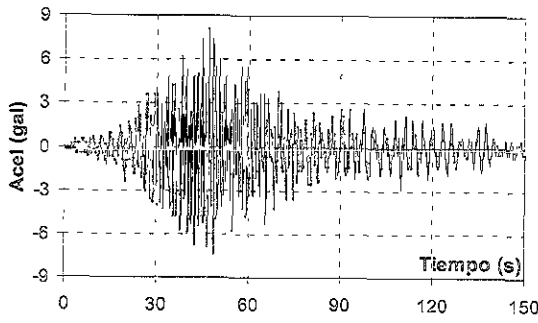
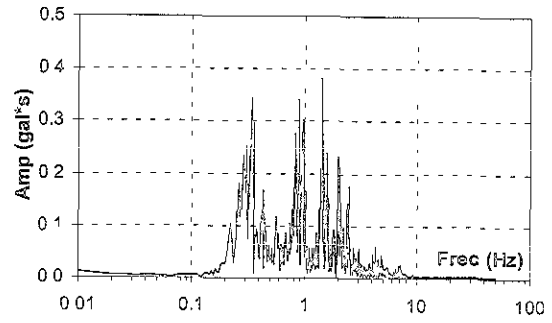


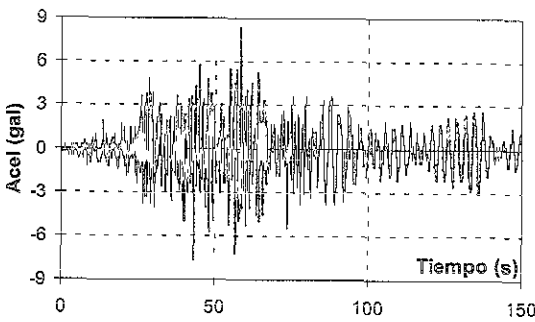
Figura 4.7 Registros a z=0 m del sismo del 24/10/93.



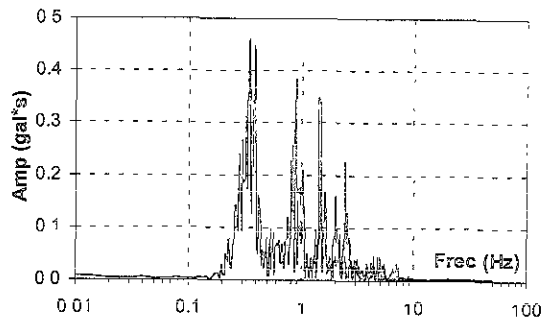
a) Registro en la dirección N00E.



b) Espectro de amplitudes.

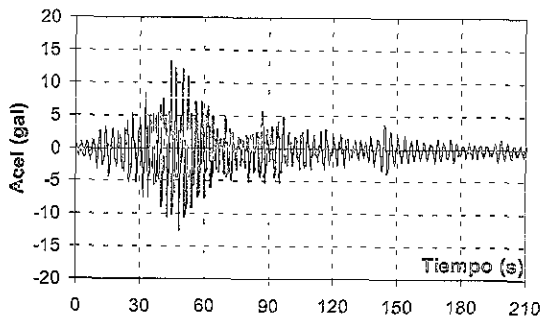


c) Registro en la dirección N90E.

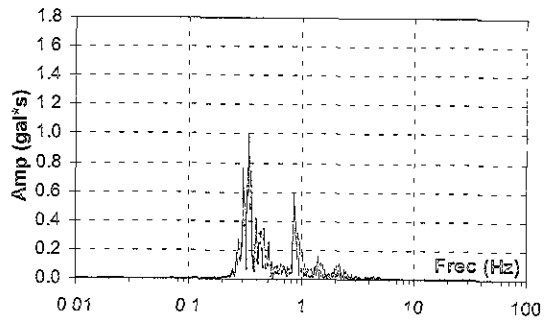


d) Espectro de amplitudes.

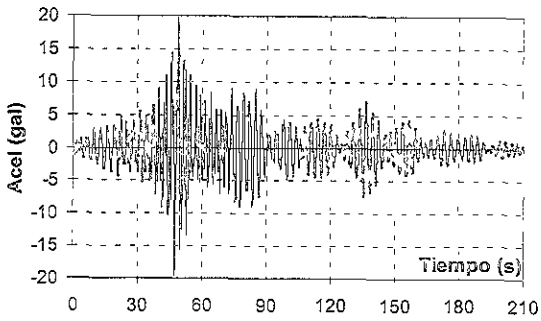
Figura 4.8 Registros a $z=0$ m del sismo del 23/05/94.



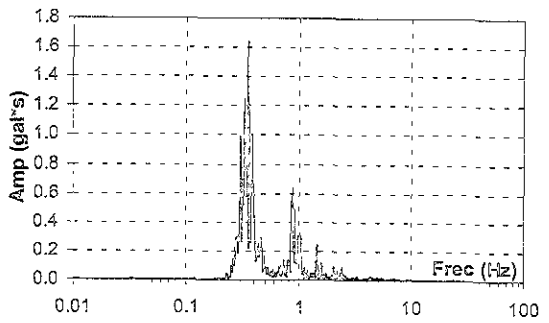
a) Registro en la dirección N00E.



b) Espectro de amplitudes.



c) Registro en la dirección N90E.



d) Espectro de amplitudes.

Figura 4.9 Registros a $z=0$ m del sismo del 10/12/94.

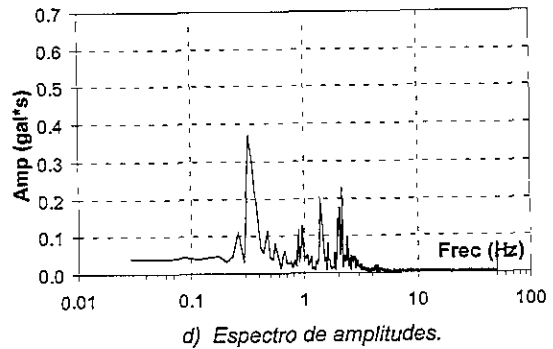
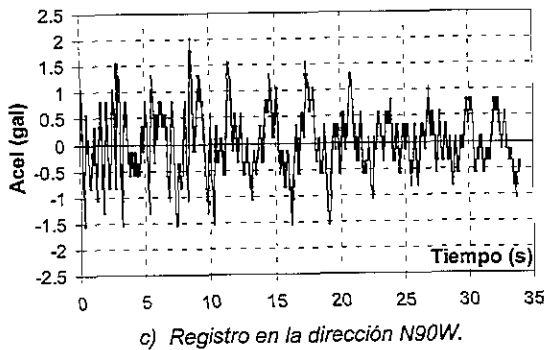
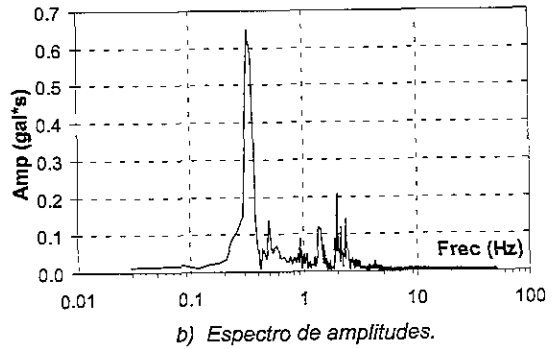
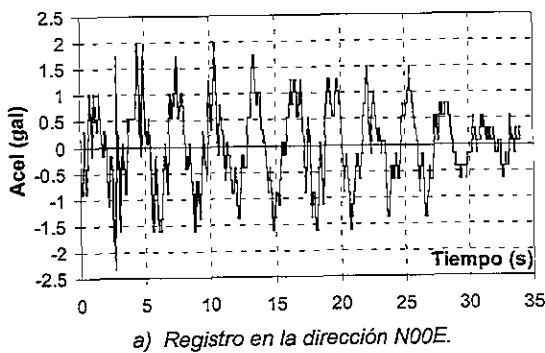


Figura 4.10 Registros a z=12 m del sismo del 31/03/93.

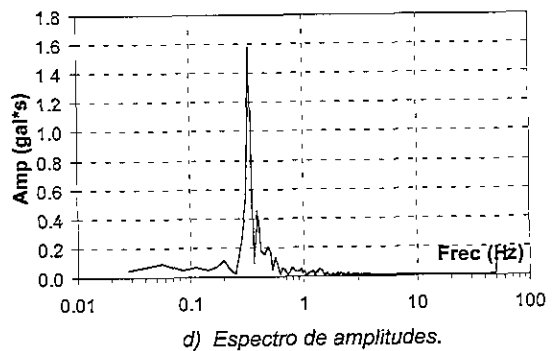
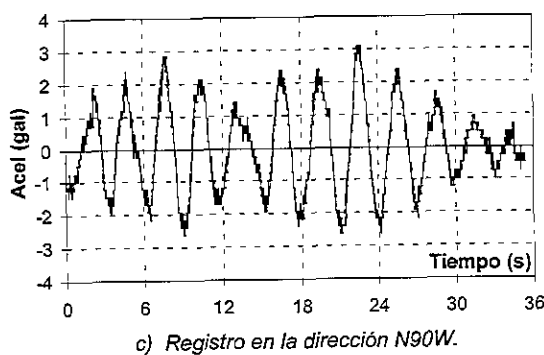
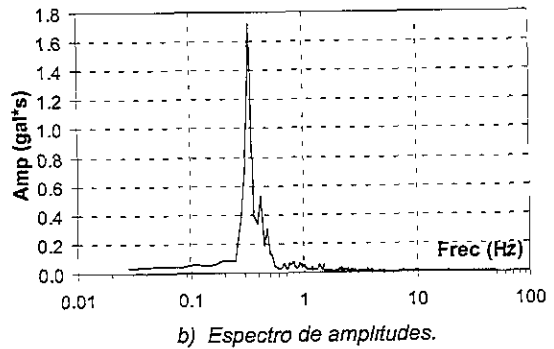
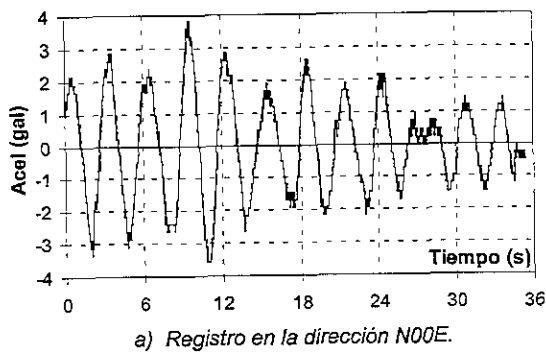


Figura 4.11 Registros a z=12 m del sismo del 10/09/93.

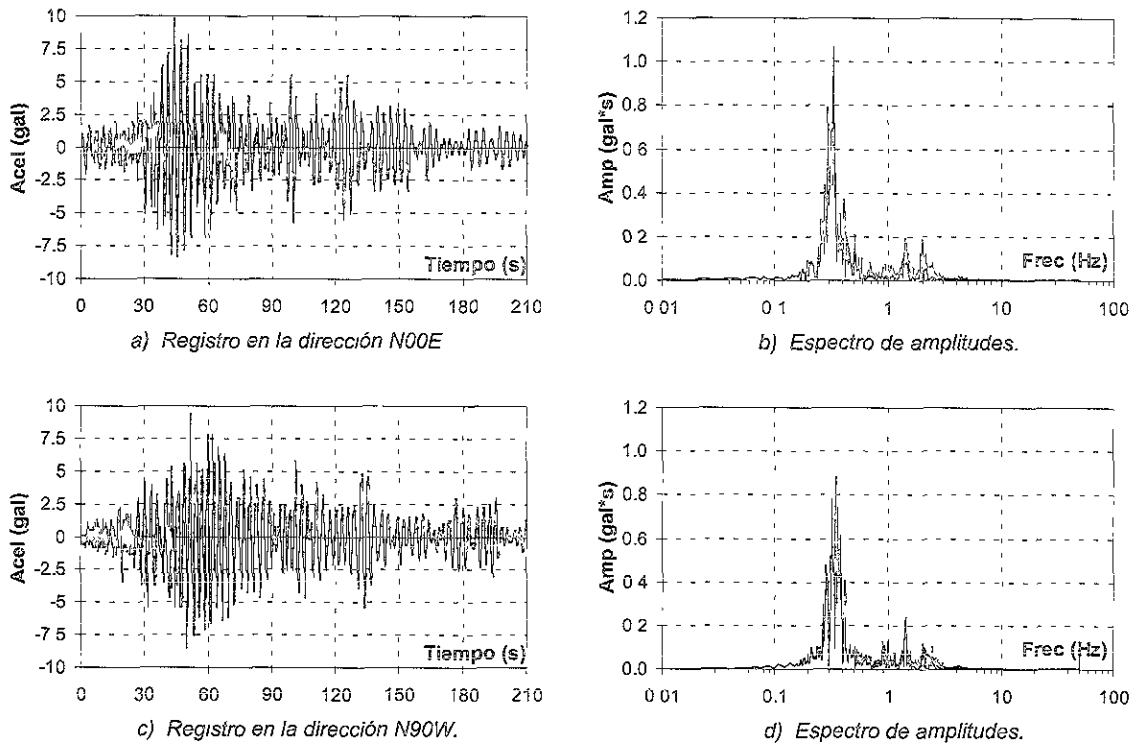


Figura 4.12 Registros a $z=12$ m del sismo del 24/10/93.

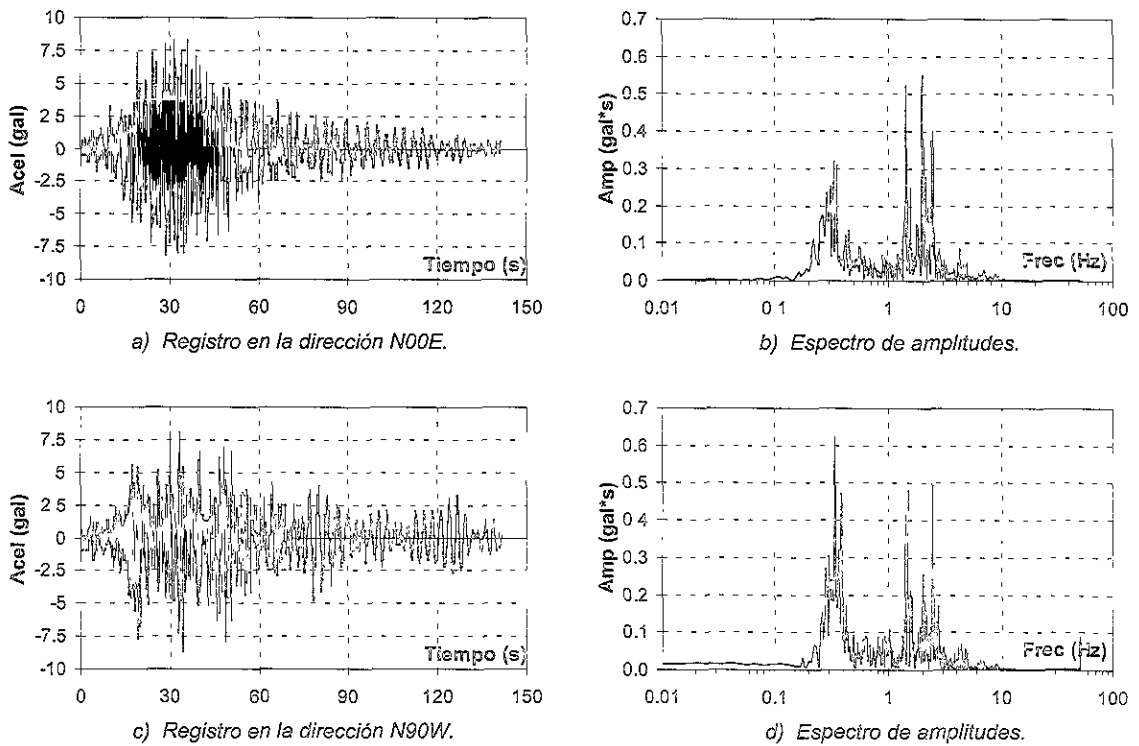


Figura 4.13 Registros a $z=12$ m del sismo del 23/05/94.

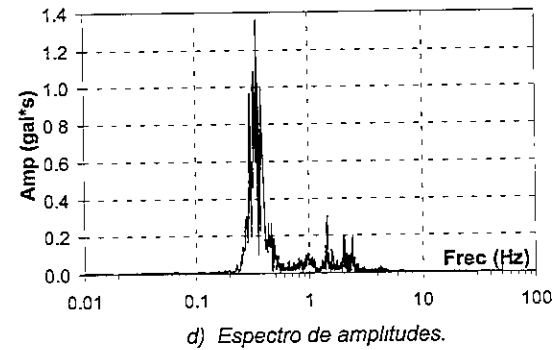
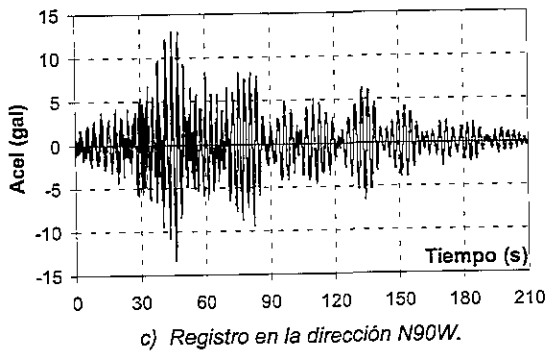
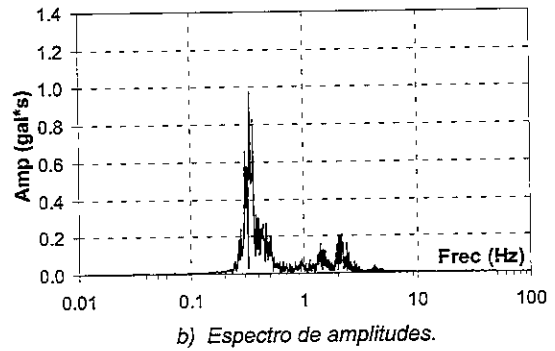
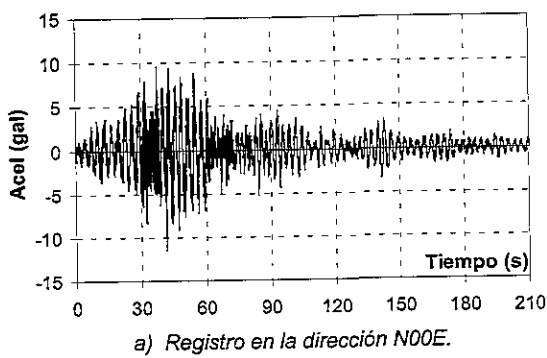


Figura 4.14 Registros a $z=12$ m del sismo del 10/12/94.

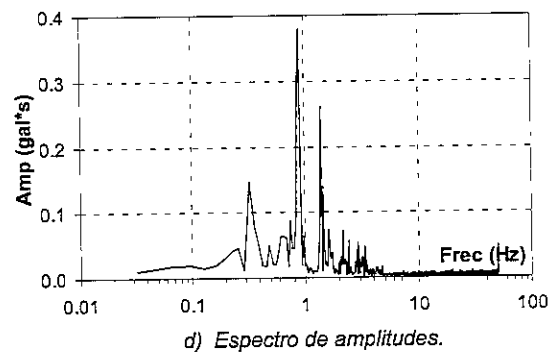
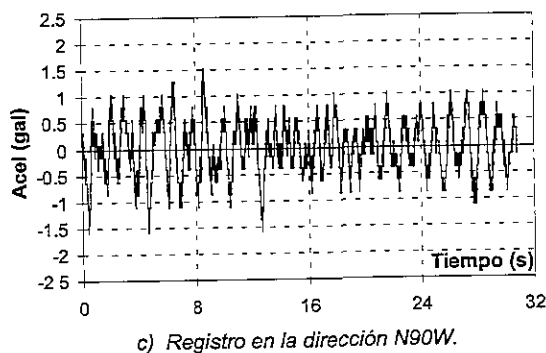
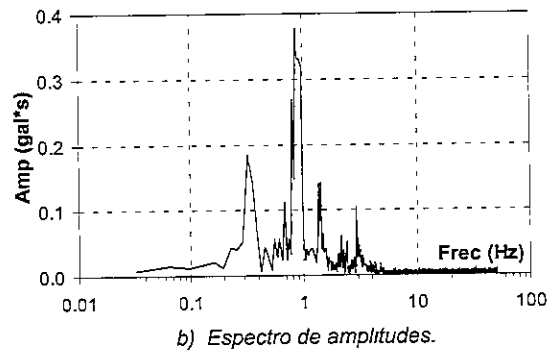
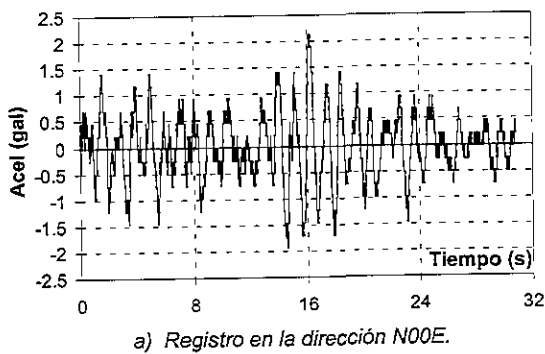
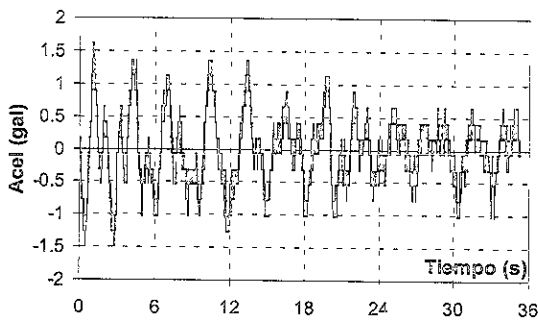
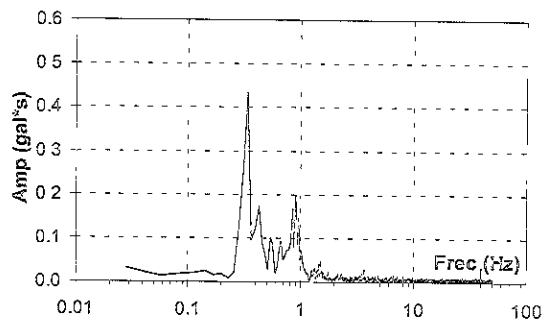


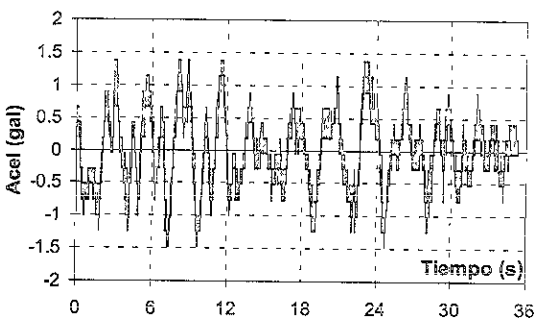
Figura 4.15 Registros a $z=30$ m del sismo del 31/03/93.



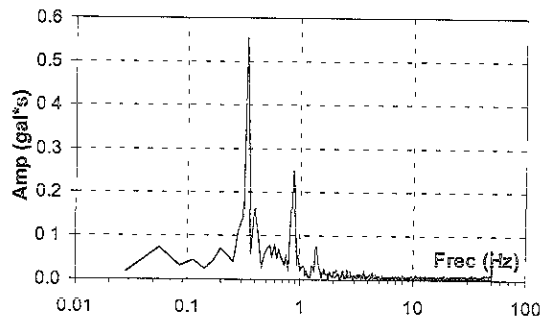
a) Registro en la dirección N00E.



b) Espectro de amplitudes

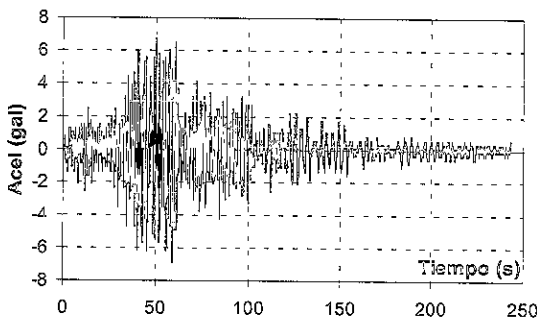


c) Registro en la dirección N90W.

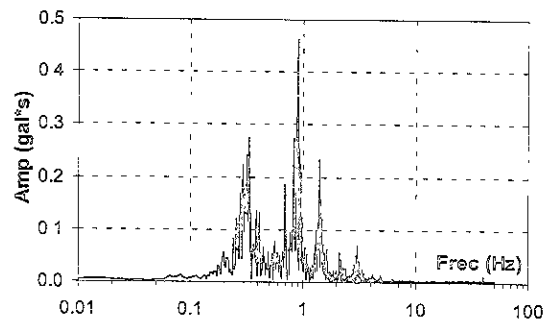


d) Espectro de amplitudes.

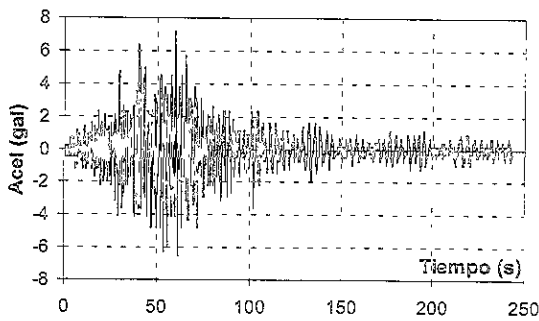
Figura 4.16 Registros a z=30 m del sismo del 10/09/93.



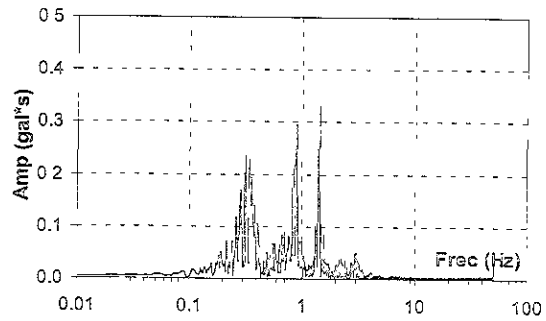
a) Registro en la dirección N00E.



b) Espectro de amplitudes.



c) Registro en la dirección N90W.



d) Espectro de amplitudes.

Figura 4.17 Registros a z=30 m del sismo del 24/10/93.

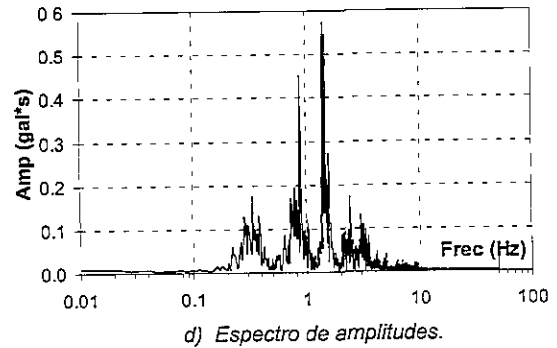
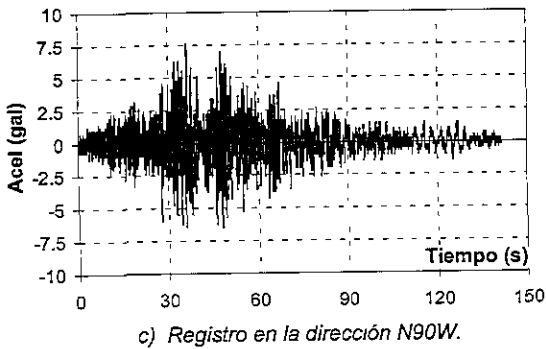
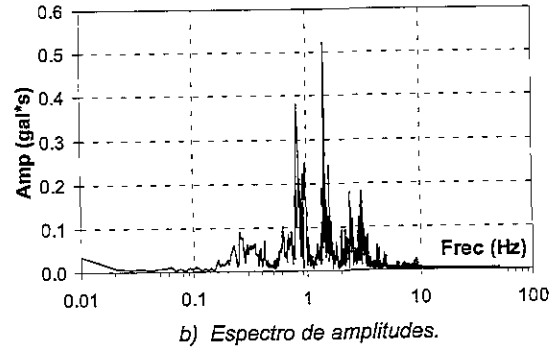
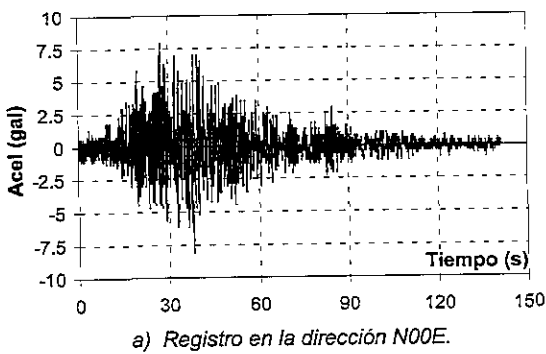


Figura 4.18 Registros a z=30 m del sismo del 23/05/94.

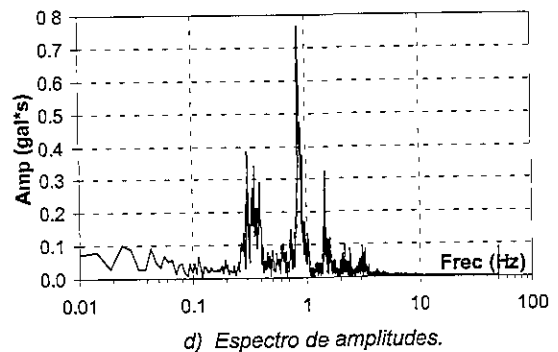
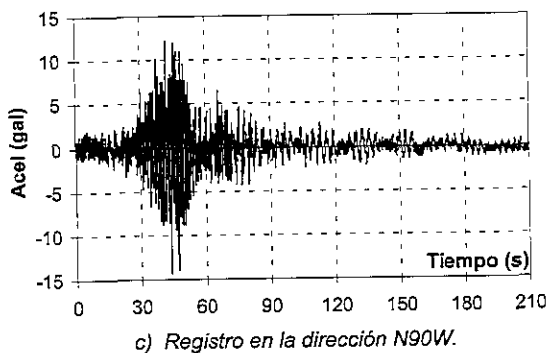
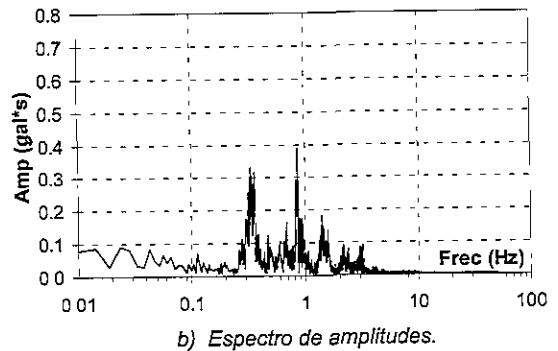
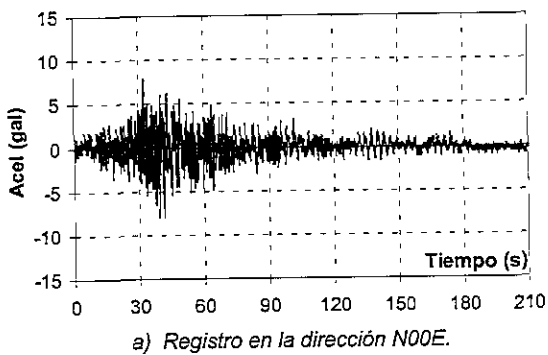


Figura 4.19 Registros a z=30 m del sismo del 10/12/94.

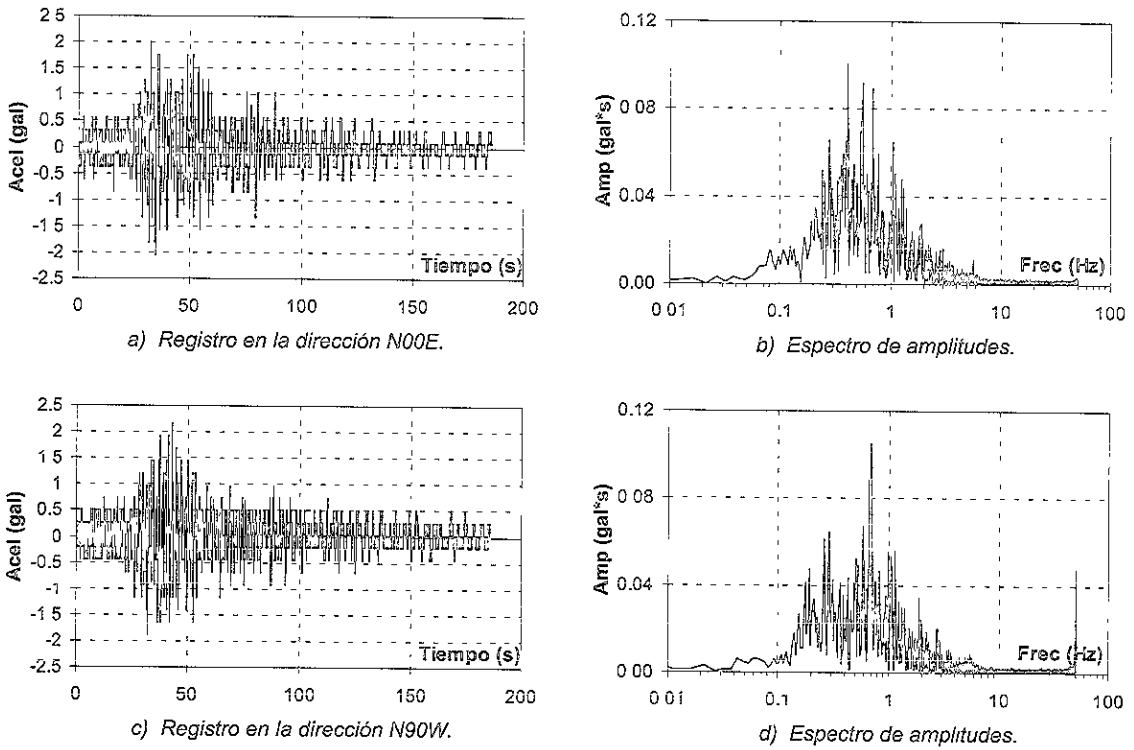


Figura 4.20 Registros a $z=60$ m del sismo del 24/10/93.

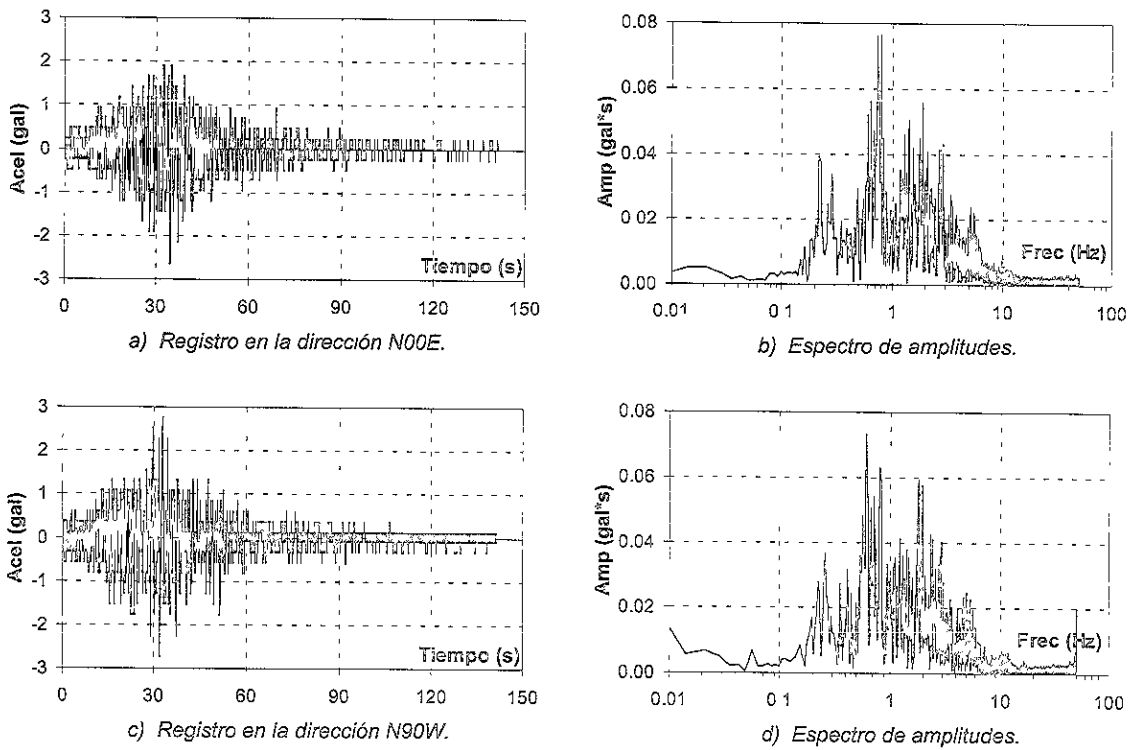


Figura 4.21 Registros a $z=60$ m del sismo del 23/05/94.

En las Figuras 4.6 a 4.9 ($z=0$ m) se observa que todos los registros tienen dos frecuencias principales en común. Estas frecuencias son 0.35 y 0.9 Hz aproximadamente, además, los registros de la Figura 4.8 (sismo del 23/05/94) presentaron también frecuencias principales de 1.4, 2.0 y 2.4 Hz.

En las Figuras 4.10 a 4.14 ($z=12$ m) se observa que las frecuencias principales presentes en la mayoría de los registros son 0.35, 1.4 y 2.0 Hz aproximadamente, excepto los registros de la Figura 4.11 (sismo del 10/09/93) que presentaron prácticamente una sola frecuencia principal en 0.35 Hz.

En las Figuras 4.15 a 4.19 ($z=30$ m) las frecuencias principales presentes en la mayoría de los registros son 0.35, 0.9 y 1.4 Hz aproximadamente, además, los registros de la Figura 4.18 (sismo del 23/05/94) presentaron también frecuencias principales de 2.4 y 3 Hz aproximadamente.

En las Figuras 4.20 y 4.21 ($z=60$ m) las frecuencias principales presentes en los registros estuvieron en el intervalo entre 0.2 y 5.0 Hz, aproximadamente.

4.5 EVALUACIÓN DE PROPIEDADES POR SECCIONES

El modelo analítico del SIPD asume que el depósito de suelo es homogéneo, por tanto, una forma aproximada de evaluar las propiedades en depósitos de suelos estratificados por medio del SIPD es analizar secciones del depósito localizadas entre dos acelerógrafos (registros acelerográficos) y asociar las propiedades evaluadas a un estrato homogéneo equivalente que representa a la serie de estratos localizados en esa sección. El grado de representatividad de la sección equivalente dependerá del grado de estratificación de la sección. Por tanto, es de esperarse que el grado de evaluación de propiedades por medio del SIPD aumente mientras más homogénea sea la sección.

El arreglo acelerográfico vertical de CAO consta de cuatro acelerógrafos (ver Figura 4.3), por tanto, se evaluarán las propiedades equivalentes de tres secciones (ver Tabla 4.2). Se espera que la sección donde mejor se puedan evaluar las propiedades sea la localizada entre 12 y 30 m, ya que es la sección más homogénea del depósito, y que la sección donde menor grado de evaluación (mayores valores de ERROR AMP y ERROR POT) presente el SIPD sea la localizada entre 30 y 60 m, debido a la fuerte estratificación de esta sección.

La identificación de una sección del depósito requiere dos registros acelerográficos, los cuales limitan el espesor de la sección. El registro localizado en la parte inferior de la sección será tomado como la excitación experimental (causa) y el registro localizado en la parte superior será tomado como la respuesta experimental (efecto). El criterio utilizado para tomar al registro inferior como la excitación experimental se basa en lo explicado en el Capítulo 3.1.1. Los registros se recortaron al inicio y al final, con el objetivo de garantizar la estacionaridad de la respuesta (Capítulo 3.1.2).

La evaluación de parámetros se llevó a cabo considerando un intervalo de frecuencias que abarcara todo el intervalo de frecuencias de interés (parámetros

constantes con la frecuencia) y sub-intervalos continuos de frecuencias de longitud variable que permitieran estudiar la posible influencia de la frecuencia en los parámetros (parámetros variables con la frecuencia).

El criterio utilizado para definir el intervalo de frecuencias de interés, o intervalo de frecuencias significativas, en un par de registros experimentales (excitación y respuesta) depende de la importancia relativa de la amplitud y de la longitud del registro que representa a la respuesta, por tanto, el límite inferior de este intervalo se escogerá de modo que por lo menos se defina un ciclo completo de una onda armónica en la duración total del registro (ver Figura 3.24c y 3.24d) y el límite superior se escogerá de modo que las amplitudes para frecuencias mayores a este límite no tengan una relativa importancia (amplitudes muy pequeñas respecto al pico máximo de amplitud presente en el espectro de amplitudes de la respuesta).

Una vez definido este intervalo, se realiza la evaluación de parámetros considerando que estos permanecen constantes para todo el intervalo de frecuencias significativas (parámetros constantes con la frecuencia). Para estudiar la influencia de la frecuencia en los parámetros (parámetros variables con la frecuencia), se toman intervalos de longitud variable, los cuales son sub-intervalos continuos del intervalo de frecuencias significativas, que limiten secciones de importancia de la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental (modos de amplificación y atenuación) y se evalúan los parámetros para cada sub-intervalo. En estos sub-intervalos los parámetros evaluados permanecen constantes.

Los datos de entrada que necesita el SIPD para realizar la evaluación de la propiedades equivalentes de una sección son:

- Profundidad del registro que representa la excitación experimental.
- Datos acelerográficos del registro que representa la excitación experimental.
- Profundidad del registro que representa la respuesta experimental.
- Datos acelerográficos del registro que representa la respuesta experimental.
- Intervalo de muestreo en los registros.
- Límite inferior del intervalo de frecuencias a evaluar.
- Límite superior del intervalo de frecuencias a evaluar.
- Peso unitario promedio de la sección.

El SIPD asume que los dos registros tienen la misma duración y el mismo intervalo de muestreo, por tanto, los dos registros tienen el mismo número de datos acelerográficos.

El intervalo de frecuencia a evaluar es la resta entre el límite superior y el límite inferior de frecuencias a evaluar. El SIPD evalúa parámetros constantes en este intervalo de frecuencia, por tanto, si se desea analizar la influencia de la frecuencia en los parámetros, se debe realizar un barrido de todo el intervalo de frecuencias significativas, evaluando los parámetros para cada sub-intervalo y así poder observar la variación (ver Figuras 3.14 y 3.15).

En algunos casos la evaluación de parámetros se realizó solamente considerando el intervalo de frecuencias significativas y no sub-intervalos de frecuencia; esto se debió a que el intervalo de frecuencias significativas era muy pequeño y sólo abarcaba el primer modo de amplificación de la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental.

4.5.1 Sección equivalente entre 0 y 12 m

La primera sección que se evaluará será la localizada entre los acelerógrafos CDAO y C166. El intervalo de muestreo de los dos acelerógrafos es de 0.01 s (Frec. Max = 50 Hz) y el peso unitario promedio de esta sección es de 13.5 kN/m^3 .

Esta sección se conforma básicamente de dos estratos de 5 m de espesor aproximadamente. El estrato localizado entre 0 y 5 m (costra superficial) es mucho más rígido que el estrato localizado entre 5 y 10 m (arcilla), como lo ilustra el perfil de velocidades de onda registrados con la sonda suspendida en la Figura 4.3.

En la Tabla 4.5 se indican los tiempos de recorte a los registros acelerográficos originales (ver Tabla 4.4 y Figuras 4.6 a 4.14) utilizados para la evaluación de las propiedades equivalentes de la sección entre 0 y 12 m, con el fin de simular la estacionaridad en la respuesta.

Tabla 4.5 Tiempos de recorte a los registros originales utilizados para evaluar las propiedades equivalentes de la sección entre 0 y 12 m.

Sismo (d/m/a)	Componente	Prof. (m)	Tiempo de recorte al registro original (s)		Duración (s)
			Inicio	Final	
31/03/93	N00E y N90W	0	0	5.41	31.28
		12	2.73	0	
24/10/93	N00E y N90W	0	0	0	200.27
		12	8.03	2.77	
23/05/94	N00E y N90W	0	11.63	0	140.08
		12	0	1.47	
10/12/94	N00E y N90W	0	3.44	7.2	200
		12	0	10.63	

En las Tablas 4.6, 4.7 y en las Figuras 4.22 a 4.29 se presentan los resultados obtenidos de la evaluación de parámetros equivalentes constantes con la frecuencia de la sección entre 0 y 12 m, con el SIPD, considerando el modelo fundamental (G , η) y el modelo convencional (G , ξ). En las figuras se ilustran los semi-espectros de

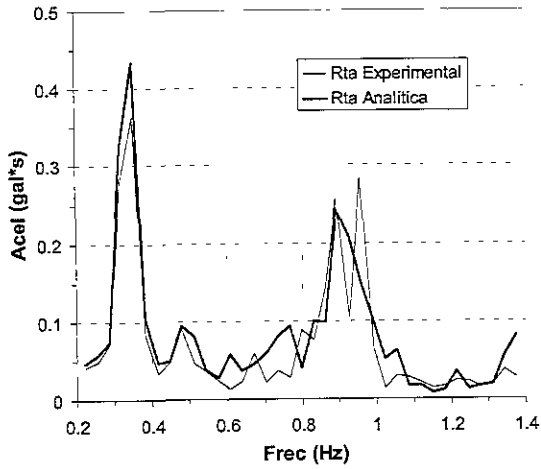
amplitudes de la respuesta experimental y la respuesta analítica, el espectro de amplitudes de la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental y la $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y las curvas esfuerzo-deformación en la profundidad media de la sección, para cada modelo.

Tabla 4.6 Parámetros equivalentes de la sección comprendida entre 0 y 12 m, teniendo en cuenta el modelo convencional y sin considerar la influencia de la frecuencia.

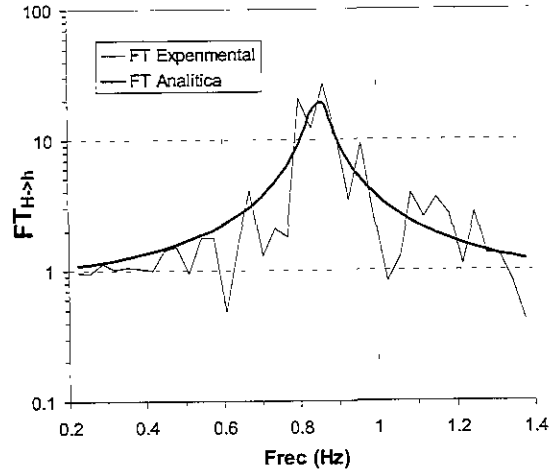
Sismo (d/m/a) - componente		Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)	ξ (%)	ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
31/03/93	N00E	0.2 → 1.4	2.30	3.1	31.0	19.3	$2.9 \cdot 10^{-3}$
	N90W	0.2 → 1.4	2.13	25.3	30.4	-20.7	$1.7 \cdot 10^{-3}$
24/10/93	N00E	0.2 → 1.2	2.49	6.6	27.8	18.4	$5.8 \cdot 10^{-3}$
	N90W	0.2 → 1.6	2.09	28.6	31.3	22.6	$5.9 \cdot 10^{-3}$
23/05/94	N00E	0.2 → 1.4	2.44	12.3	32.1	-7.9	$2.7 \cdot 10^{-3}$
	N90W	0.2 → 1.4	2.42	26.4	32.5	9.8	$2.9 \cdot 10^{-3}$
10/12/94	N00E	0.2 → 1.4	2.47	21.0	35.1	0.14	$5.1 \cdot 10^{-3}$
	N90W	0.2 → 1.4	2.55	24.4	30.8	-3.4	$7.0 \cdot 10^{-3}$

Tabla 4.7 Parámetros equivalentes de la sección comprendida entre 0 y 12 m, teniendo en cuenta el modelo fundamental y sin considerar la influencia de la frecuencia.

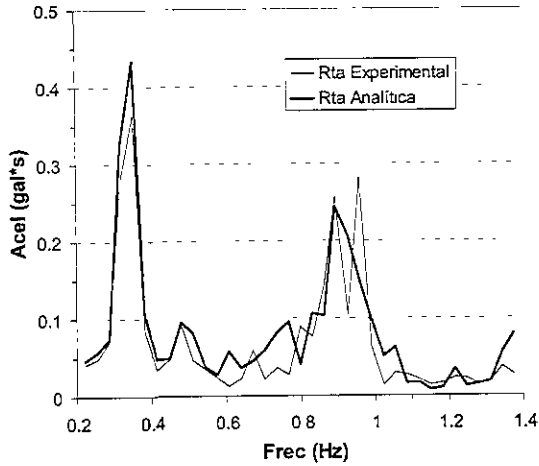
Sismo (d/m/a) - componente		Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)	η (kPa*s)	ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
31/03/93	N00E	0.2 → 1.4	2.35	25	31.0	20.0	$2.8 \cdot 10^{-3}$
	N90W	0.2 → 1.4	2.48	258.6	30.9	-22.9	$1.6 \cdot 10^{-3}$
24/10/93	N00E	0.2 → 1.2	2.53	60	28.0	18.9	$5.7 \cdot 10^{-3}$
	N90W	0.2 → 1.6	1.69	852.4	29.2	-0.3	$5.2 \cdot 10^{-3}$
23/05/94	N00E	0.2 → 1.4	2.51	107.8	32.5	-5.7	$2.7 \cdot 10^{-3}$
	N90W	0.2 → 1.4	3.69	540.9	35.2	-11.5	$1.8 \cdot 10^{-3}$
10/12/94	N00E	0.2 → 1.4	3.10	387.6	36.9	-10.1	$4.1 \cdot 10^{-3}$
	N90W	0.2 → 1.4	3.26	362.1	32.2	-8.6	$5.7 \cdot 10^{-3}$



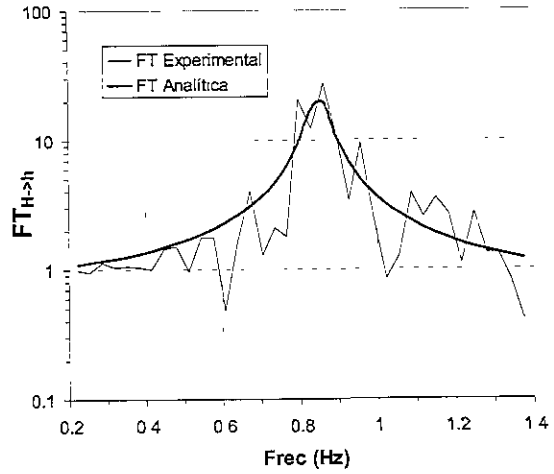
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



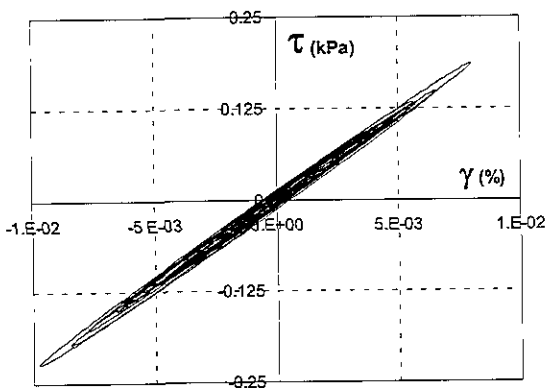
b) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



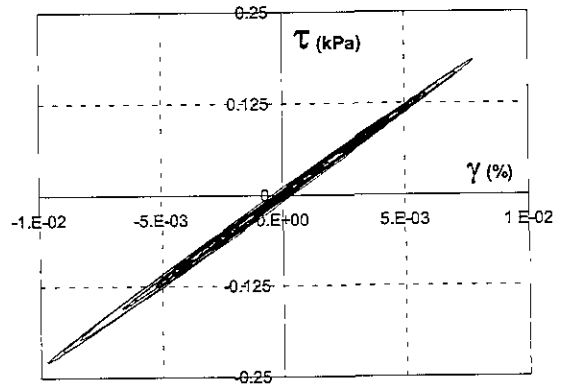
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

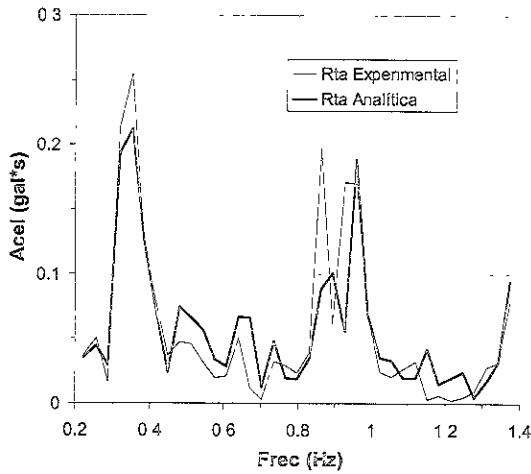


e) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo convencional.

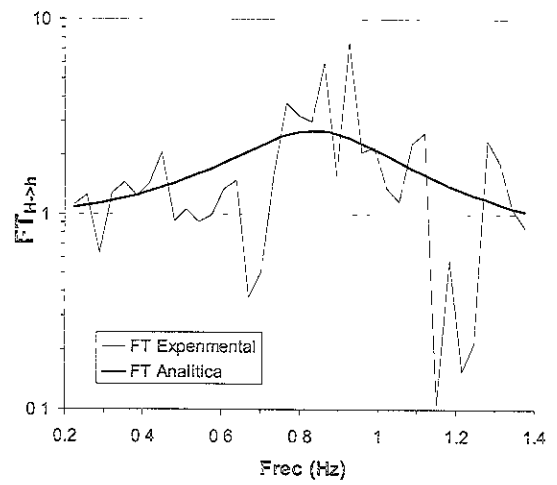


f) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo fundamental.

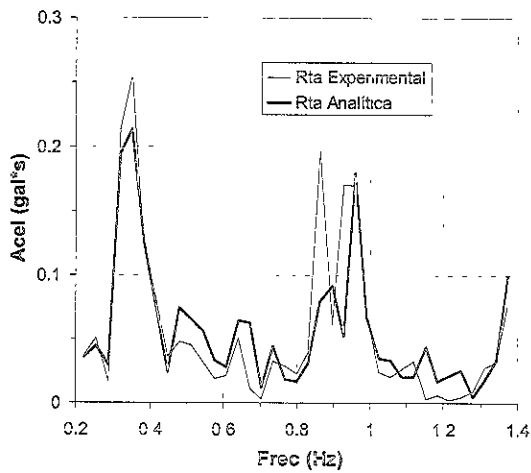
Figura 4.22 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 0 y 12 m con base en el sismo del 31/03/93 - N00E.



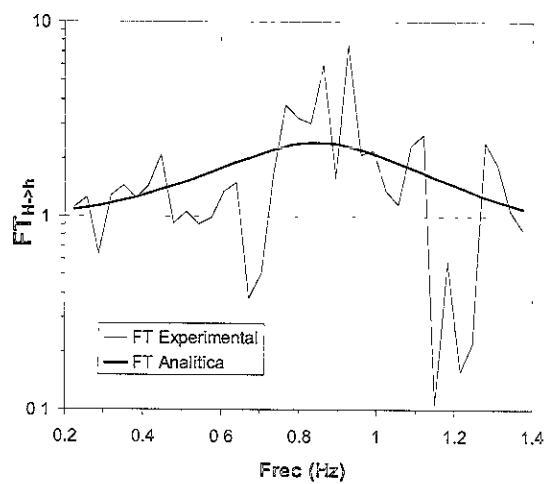
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



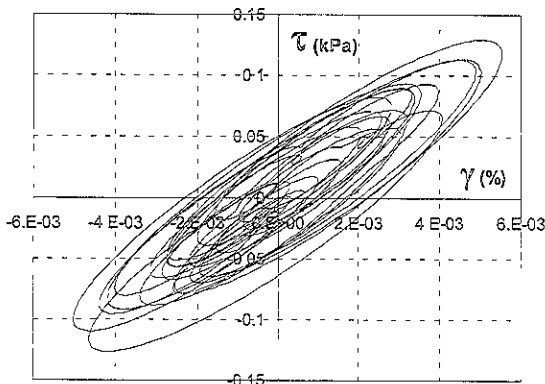
b) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo convencional.



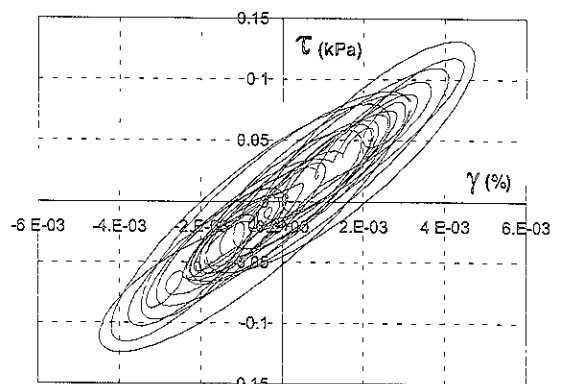
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo fundamental.

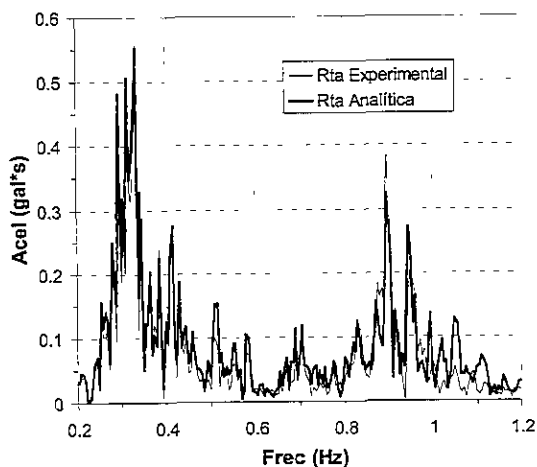


e) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo convencional.

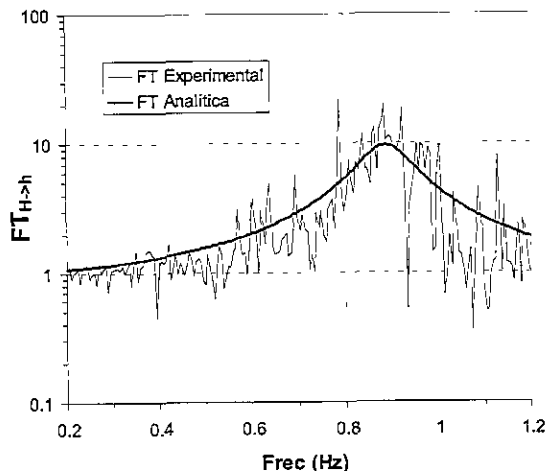


f) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo fundamental.

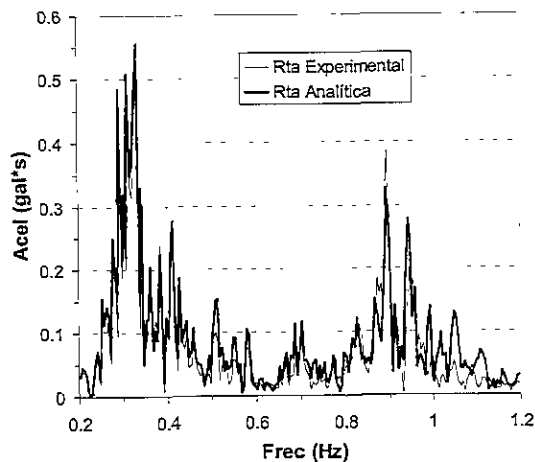
Figura 4.23 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 0 y 12 m con base en el sismo del 31/03/93 – N90W.



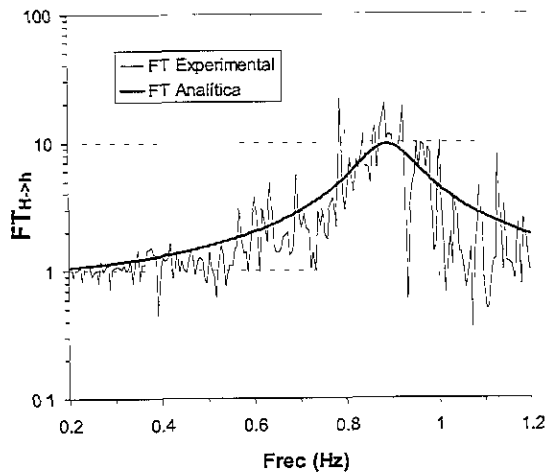
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



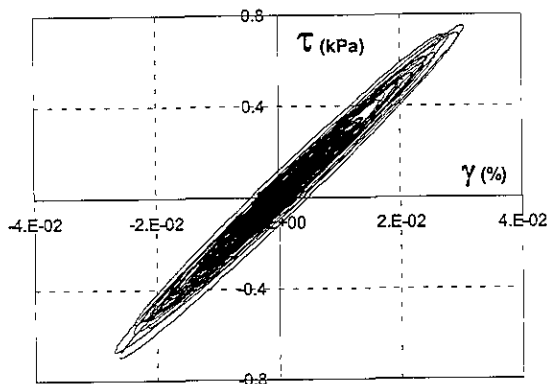
b) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



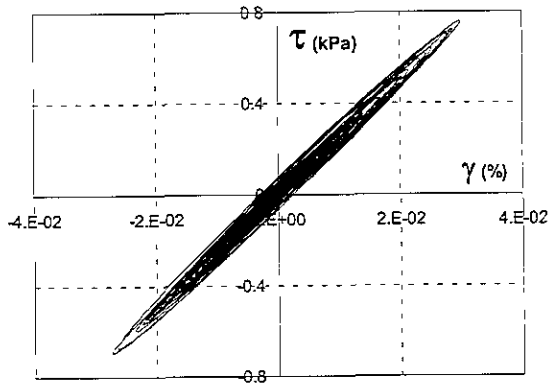
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

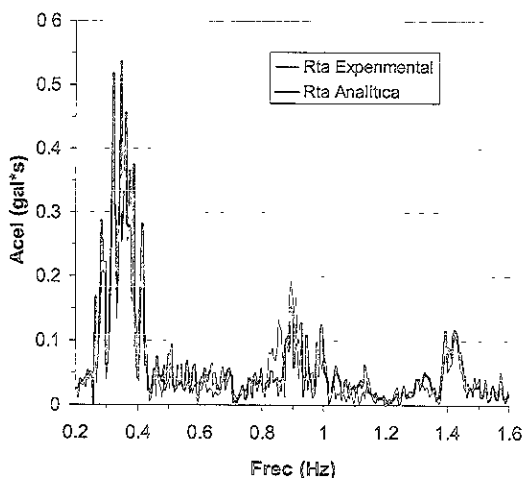


e) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo convencional.

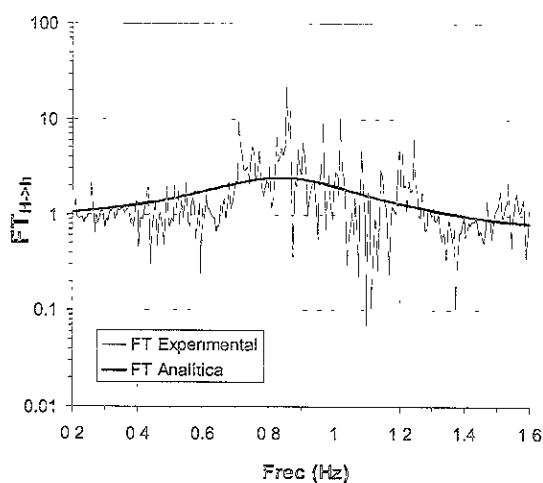


f) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo fundamental.

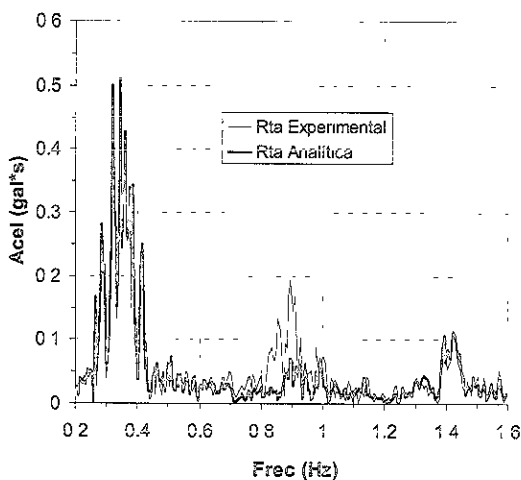
Figura 4.24 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 0 y 12 m con base en el sismo del 24/10/93 - N00E.



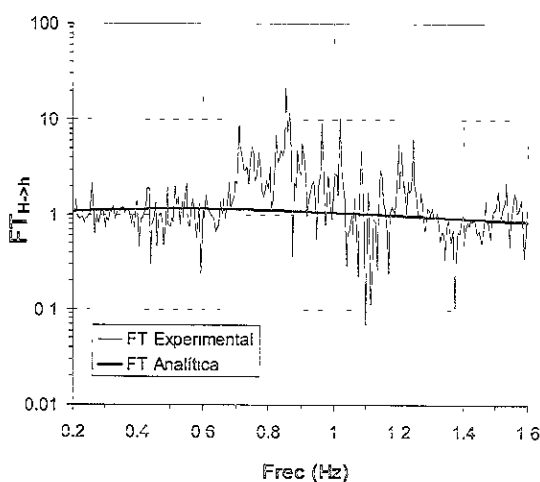
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



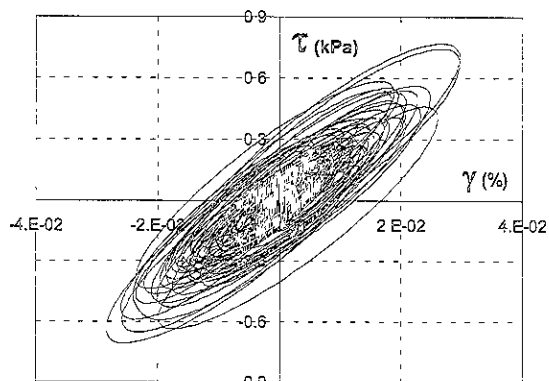
b) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



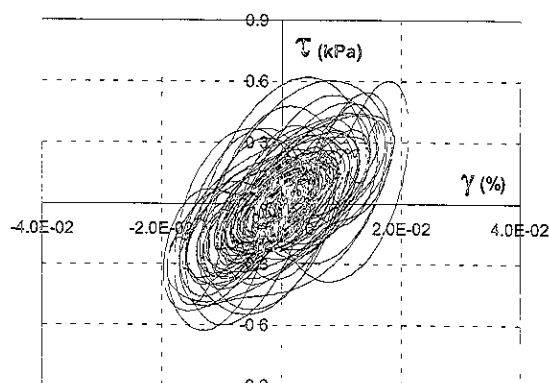
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

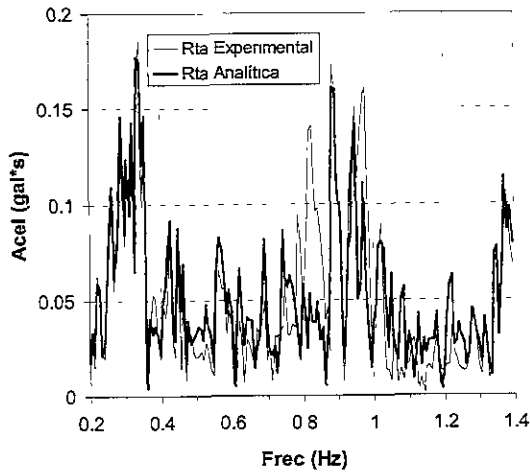


e) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo convencional.

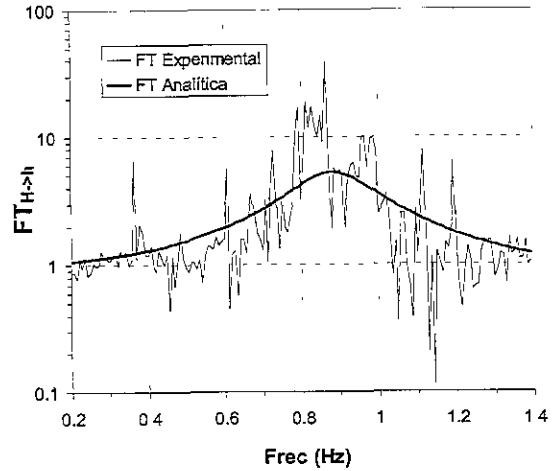


f) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo fundamental.

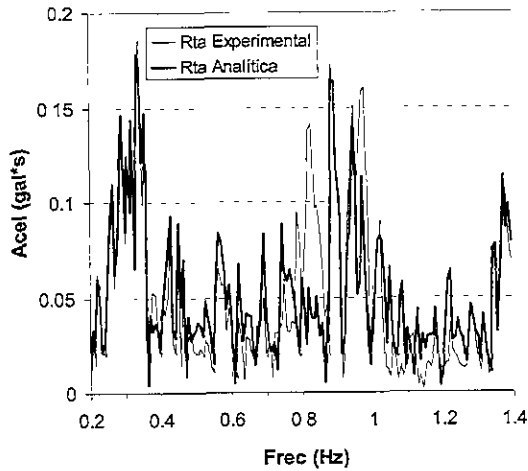
Figura 4.25 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 0 y 12 m con base en el sismo del 24/10/93 - N90W.



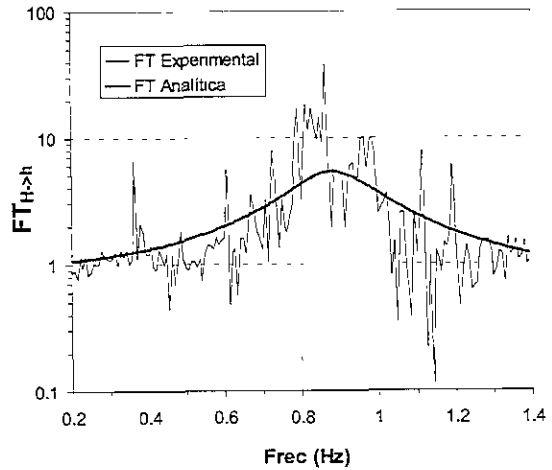
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



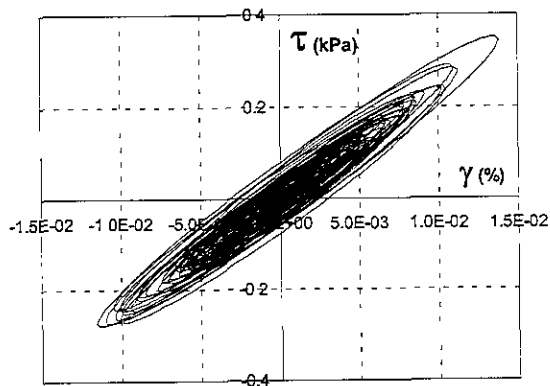
b) $FT_{H>h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



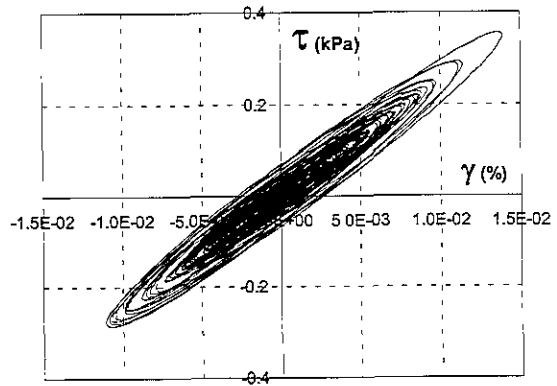
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H>h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

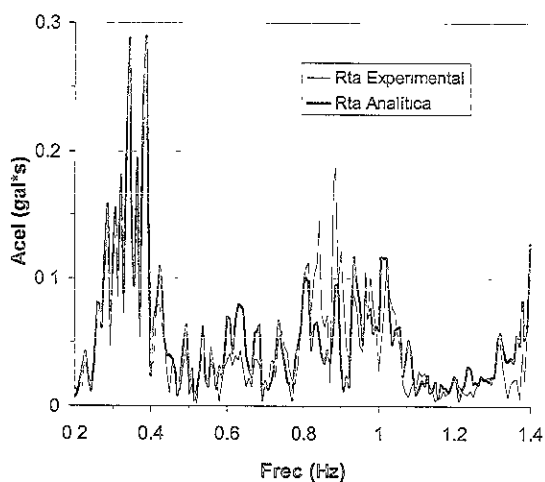


e) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo convencional.

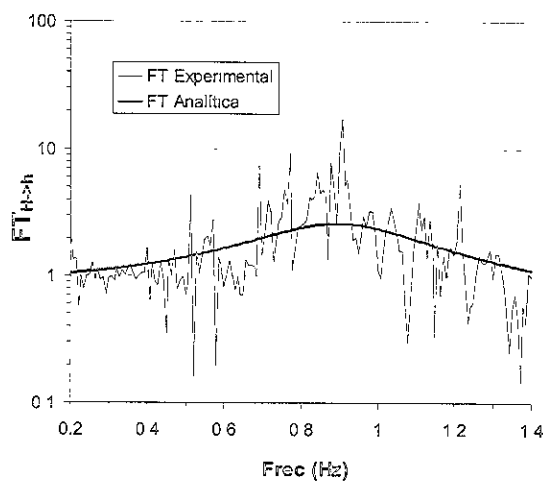


f) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo fundamental.

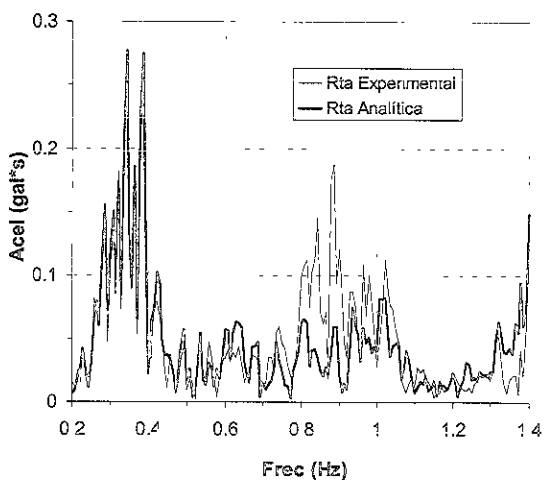
Figura 4.26 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 0 y 12 m con base en el sismo del 23/05/94 – N00E.



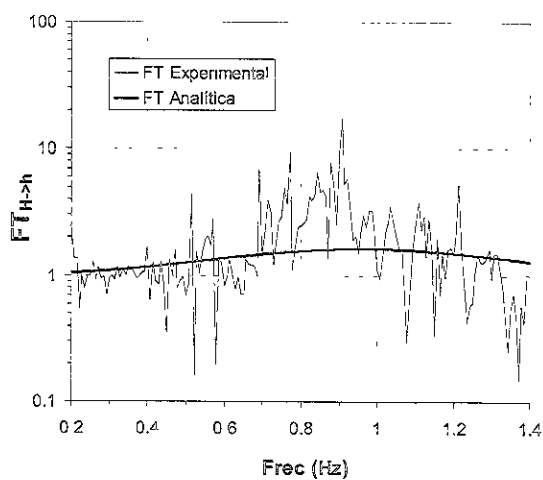
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



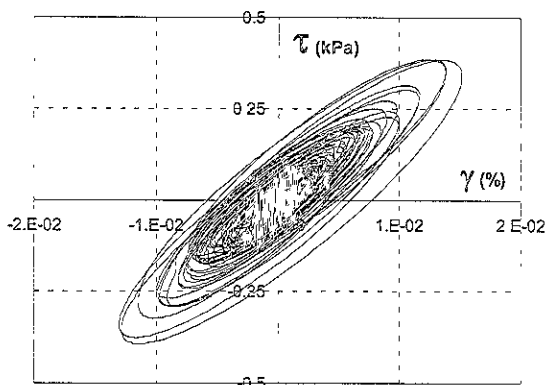
b) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo convencional.



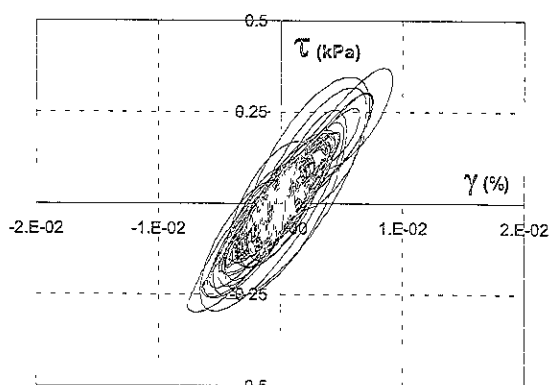
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo fundamental.

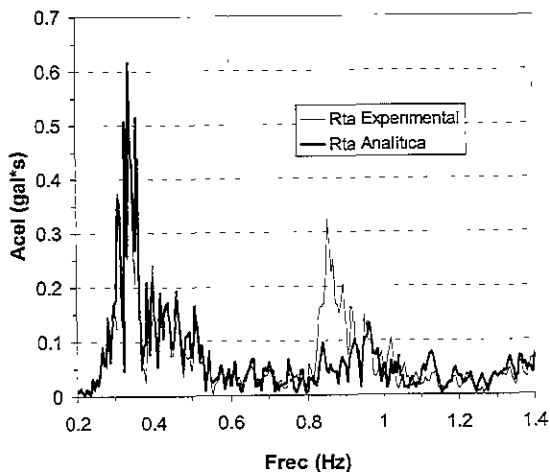


e) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo convencional.

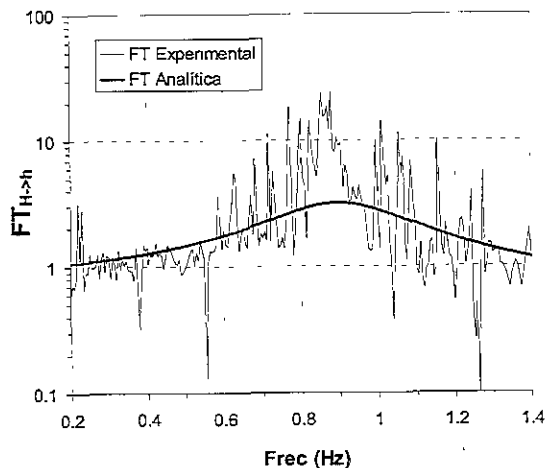


f) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo fundamental.

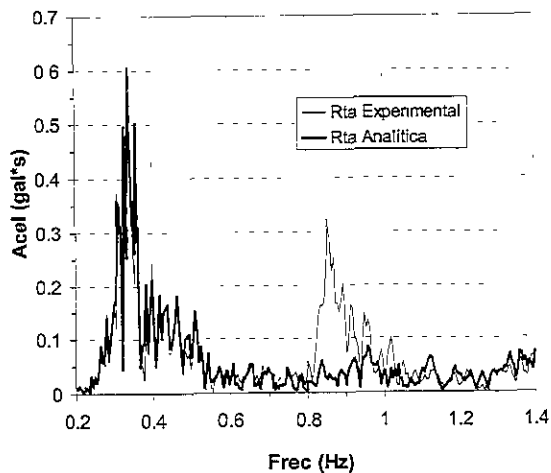
Figura 4.27 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 0 y 12 m con base en el sismo del 23/05/94 - N90W.



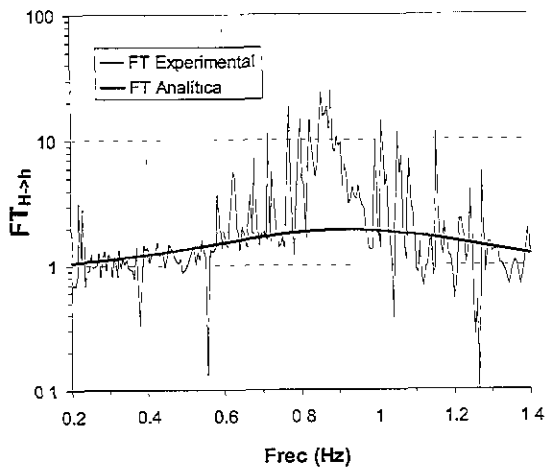
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



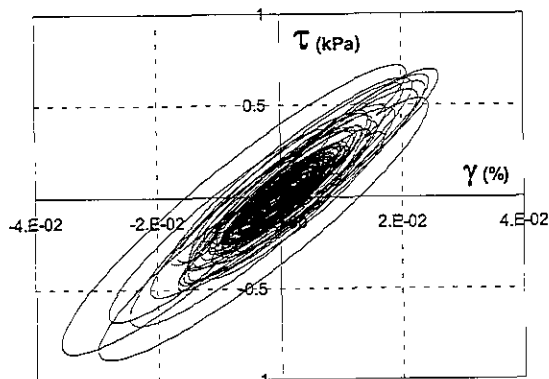
b) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo convencional.



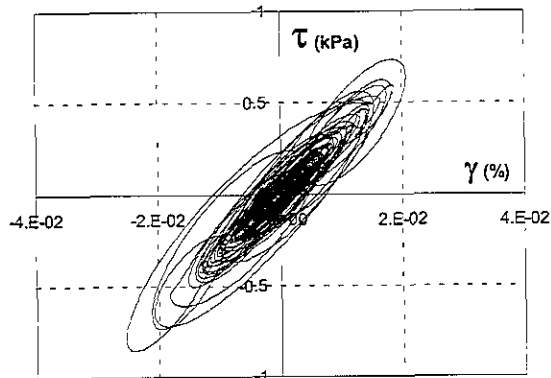
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo fundamental.

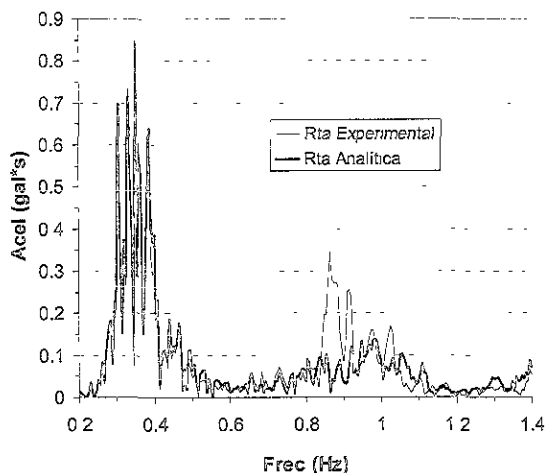


e) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo convencional.

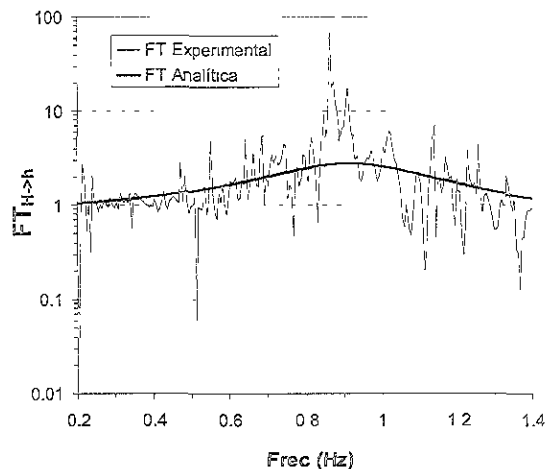


f) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo fundamental.

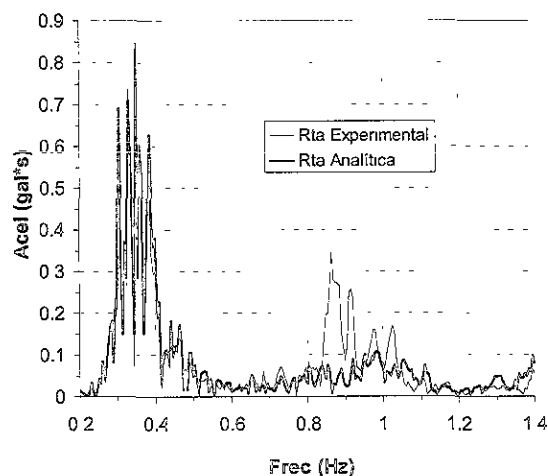
Figura 4.28 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 0 y 12 m con base en el sismo del 10/12/94 - N00E.



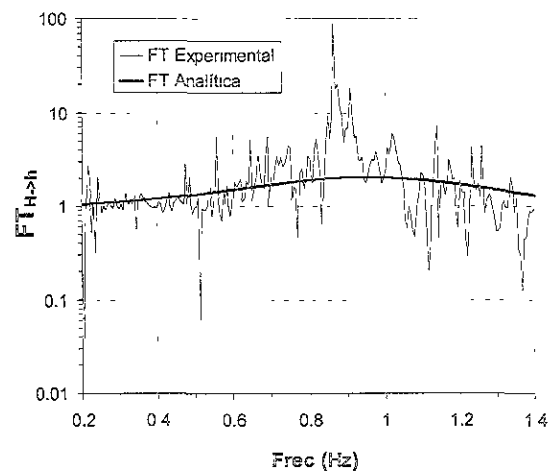
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



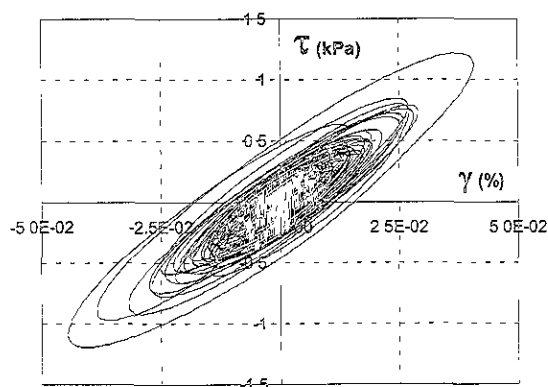
b) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



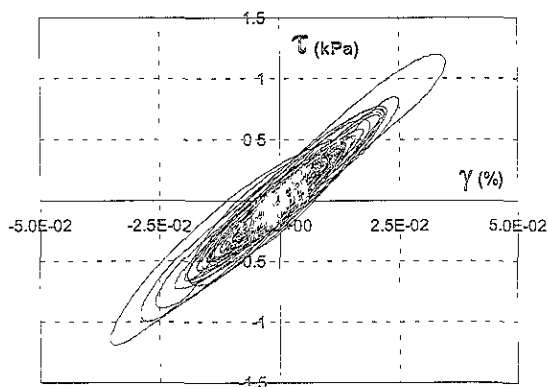
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.



e) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo convencional.



f) Curva esfuerzo-deformación a 6 m según el modelo fundamental.

Figura 4.29 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 0 y 12 m con base en el sismo del 10/12/94 - N90W.

La evaluación de parámetros de la sección comprendida entre 0 y 12 m sólo se llevó a cabo considerando los parámetros constantes con la frecuencia debido a que el intervalo de frecuencias significativas fue de 0.2 a 1.4 Hz aproximadamente y sólo abarcaba el primer modo de amplificación de la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental de la sección equivalente.

El intervalo de frecuencias significativas para esta sección se definió teniendo en cuenta las amplitudes de la respuesta experimental y el primer modo de amplificación de la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental, ya que para frecuencias cercanas a 2 Hz se observó la presencia de fuertes modos experimentales de atenuación, los cuales no pueden presentarse para una condición de superficie libre a bajas frecuencias y bajas componentes viscosas (ver Figuras 2.23 y A.1). Estos fuertes modos de atenuación podrían deberse a la influencia de la estructura cercana al acelerógrafo de superficie.

La orientación de los registros acelerográficos a 0 m es opuesta a los registros acelerográficos a 12 m (ver Tabla 4.4), sin embargo, esta inversión de polaridad no afecta la evaluación de parámetros por medio del SIPD.

Los resultados presentados en las Tablas 4.6, 4.7 y en las Figuras 4.22 a 4.29 indican que la sección tiene un mayor valor de ξ y η en la dirección N90W que en la dirección N00E. Este comportamiento podría deberse a la influencia de la edificación rectangular en las señales registradas por los acelerógrafos en esa dirección.

En la dirección N00E se observó la tendencia a que ξ y η presenten mayores valores para los registros de excitación de mayor intensidad y mayor contenido de frecuencias. Por ejemplo, el registro acelerográfico a 12 m del 31/03/93 (Figura 4.10b) tiene una composición espectral muy parecida al del registro acelerográfico a 12 m del 24/10/93 (Figura 4.12b) pero el valor de las amplitudes del 24/10/93 es mayor y presenta un mayor valor de ξ y η . Otro ejemplo es el registro acelerográfico a 12 m del 23/05/94 (Figura 4.26), el cual tiene un contenido de frecuencias apreciable para los valores cercanos al límite superior del rango de frecuencias en comparación con los demás registros acelerográficos a 12 m y presenta un valor alto de ξ y η .

Los valores de G obtenidos por medio del modelo convencional muestran una menor dispersión que los valores de G obtenidos por medio del modelo fundamental (ver Tablas 4.6 y 4.7). Los valores de ERROR AMP y ERROR POT prácticamente son similares para los dos modelos. Sin embargo, se observa que las $FT_{H \rightarrow h}$ analíticas del modelo convencional siguen de una manera más aproximada las $FT_{H \rightarrow h}$ experimentales, como se observa en las Figuras 4.25b y d, 4.27b y d, 4.28b y d, y , 4.29b y d.

Las $FT_{H \rightarrow h}$ experimentales de la mayoría de los registros presentaron valores muy cercanos a 1 para el intervalo de frecuencias 0.2→0.5 Hz, excepto el sismo del 31/03/93 en el cual el intervalo fue 0.2→0.4 Hz.

Las $FT_{H \rightarrow h}$ analíticas del modelo fundamental presentaron mayores componentes viscosas, o mayor disipación de energía, que las $FT_{H \rightarrow h}$ analíticas del modelo convencional. Esta mayor disipación de energía se manifiesta por un menor valor del pico de amplificación de la $FT_{H \rightarrow h}$ del modelo fundamental respecto al modelo convencional, como se puede observar en la Figuras 4.25 y 4.27 a 4.29.

En las Tablas 4.8 y 4.9 se presentan el valor promedio, μ , y el coeficiente de variación, C.V, de los resultados presentados en las Tablas 4.6 y 4.7.

Tabla 4.8 Parámetros equivalentes promedio de la sección comprendida entre 0 y 12 m, teniendo en cuenta el modelo convencional y sin considerar la influencia de la frecuencia.

Componente	Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)		ξ (%)		ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
		μ	C.V	μ	C.V			
N00E	0.2 → 1.35	2.43	0.04	10.8	0.73	31.5	11.4	4.1×10^{-3}
N90W	0.2 → 1.45	2.30	0.10	26.2	0.07	31.3	14.1	4.4×10^{-3}

Tabla 4.9 Parámetros equivalentes promedio de la sección comprendida entre 0 y 12 m, teniendo en cuenta el modelo fundamental y sin considerar la influencia de la frecuencia.

Componente	Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)		η (kPa*s)		ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
		μ	C.V	μ	C.V			
N00E	0.2 → 1.35	2.62	0.13	145.1	1.14	32.1	13.4	3.8×10^{-3}
N90W	0.2 → 1.45	2.78	0.32	503.5	0.52	31.9	10.8	3.6×10^{-3}

Los valores de la deformación angular promedio, γ_{prom} , en la profundidad media de la sección ($z=6$ m) indican que el suelo se mantuvo dentro del intervalo de pequeñas deformaciones (intervalo elástico).

Los valores promedio de G obtenidos con el SIPD difieren en un 50 %, aproximadamente, del G obtenido por medio de sonda suspendida (ver Tabla 4.2). Esta diferencia podría deberse al fuerte contraste de la rigidez de los estratos que conforman la sección y a la presencia de la estructura en la superficie, factores que no tiene en cuenta el SIPD. Además, los valores de Vs obtenidos con sonda suspendida en materiales heterogéneos ($0 \leq z \leq 5$ m) no son muy confiables, ya que la onda se desplaza por los contactos y no entre la matriz, también se debe tener en cuenta que entre 0 y 2 m no existen valores de Vs. Por tanto, no existe un punto de comparación confiable entre la sonda suspendida y el SIPD. Sin embargo, la comparación entre las respuestas y las $FT_{H \rightarrow h}$ analíticas y experimentales, en la mayoría de los registros, indican un grado de confianza razonable de los valores de G obtenidos por medio del SIPD.

4.5.2 Sección equivalente entre 12 y 30 m

La segunda sección que se evaluará será la localizada entre los acelerógrafos C166 y C266. El intervalo de muestreo de los dos acelerógrafos es de 0.01 s y el peso unitario promedio de esta sección es de 12.0 kN/m^3 . Esta sección se conforma básicamente de un estrato de arcilla de 18 m de espesor con algunas intercalaciones de lentes limo-arenosos.

En la Tabla 4.10 se indican los tiempos de recorte a los registros acelerográficos originales (ver Tabla 4.4 y Figuras 4.10 a 4.19) utilizados para la evaluación de las propiedades equivalentes de la sección entre 12 y 30 m, con el fin de simular la estacionaridad en la respuesta.

Tabla 4.10 Tiempos de recorte a los registros originales utilizados para evaluar las propiedades equivalentes de la sección entre 12 y 30 m.

Sismo (d/m/a)	Componente	Prof. (m)	Tiempo de recorte al registro original (s)		Duración (s)
			Inicio	Final	
31/03/93	N00E y N90W	12	0	5.3	28.71
		30	2.12	0	
10/09/93	N00E y N90W	12	0	0.83	34.55
		30	0.76	0	
24/10/93	N00E y N90W	12	0	11.07	200
		30	0	43.23	
23/05/94	N00E y N90W	12	0.02	1.53	140
		30	0	1.51	
10/12/94	N00E y N90W	12	0	10.63	200
		30	0.22	11.28	

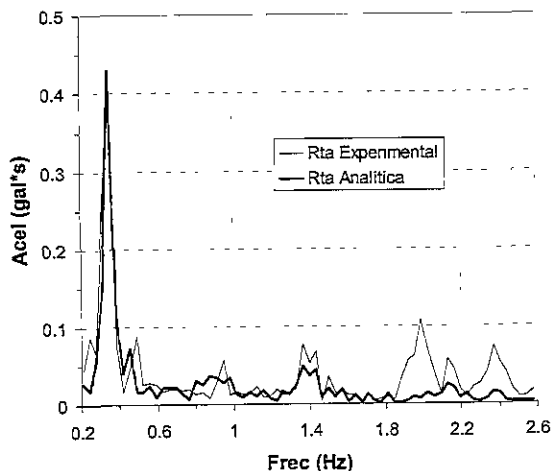
En las Tablas 4.11, 4.12 y en las Figuras 4.30 a 4.39 se presentan los resultados obtenidos de la evaluación de parámetros equivalentes constantes con la frecuencia de la sección entre 12 y 30 m, con el SIPD, considerando el modelo fundamental (G, η) y el modelo convencional (G, ξ). En las figuras se ilustran los semi-espectros de amplitudes de la respuesta experimental y la respuesta analítica, el espectro de amplitudes de la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental y la $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y las curvas esfuerzo-deformación en la profundidad media de la sección, para cada modelo.

Tabla 4.11 Parámetros equivalentes de la sección comprendida entre 12 y 30 m, teniendo en cuenta el modelo convencional y sin considerar la influencia de la frecuencia.

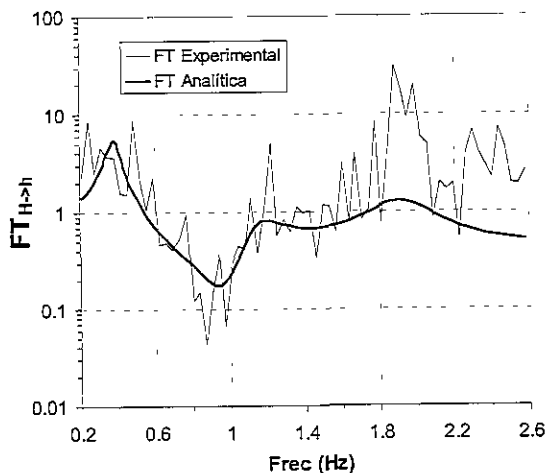
Sismo (d/m/a) – componente		Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)	ξ (%)	ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
31/03/93	N00E	0.2 → 2.6	2.57	9.6	47.8	-19.7	5.9×10^{-3}
	N90W	0.2 → 2.6	3.07	8.3	49.5	-29.5	3.0×10^{-3}
10/09/93	N00E	0.2 → 0.6	2.60	5.4	12.1	-7.0	1.2×10^{-2}
	N90W	0.2 → 0.6	2.07	18.3	15.1	-5.3	1.2×10^{-2}
24/10/93	N00E	0.2 → 2.2	2.26	11.8	40.2	-1.9	1.5×10^{-2}
	N90W	0.2 → 2.2	2.57	13.5	36.5	-8.8	1.3×10^{-2}
23/05/94	N00E	0.2 → 3.0	3.25	5.5	56.5	-47.9	5.3×10^{-3}
	N90W	0.2 → 3.0	3.14	9.5	49.5	-40.5	6.0×10^{-3}
10/12/94	N00E	0.2 → 2.6	3.16	8.4	48.2	0.2	1.2×10^{-2}
	N90W	0.2 → 2.6	2.24	11.0	42.6	-0.8	2.4×10^{-2}

Tabla 4.12 Parámetros equivalentes de la sección comprendida entre 12 y 30 m, teniendo en cuenta el modelo fundamental y sin considerar la influencia de la frecuencia.

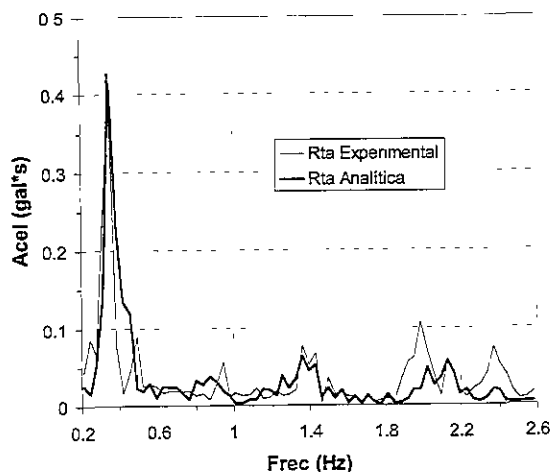
Sismo (d/m/a) – componente		Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)	η (kPa*s)	ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
31/03/93	N00E	0.2 → 2.6	2.86	14.4	52.8	4.19	6.0×10^{-3}
	N90W	0.2 → 2.6	2.87	10.8	56.1	60.6	4.8×10^{-3}
10/09/93	N00E	0.2 → 0.6	2.60	120	12.5	-5.3	1.2×10^{-2}
	N90W	0.2 → 0.6	2.19	370.8	14.1	-5.9	1.2×10^{-2}
24/10/93	N00E	0.2 → 2.2	2.26	272.5	53.1	-11.7	1.4×10^{-2}
	N90W	0.2 → 2.2	2.67	323.6	46.7	-19.3	1.2×10^{-2}
23/05/94	N00E	0.2 → 3.0	3.63	38.7	62.9	-32.9	5.3×10^{-3}
	N90W	0.2 → 3.0	3.74	71.3	57.4	-30.2	5.6×10^{-3}
10/12/94	N00E	0.2 → 2.6	3.29	105.7	62.1	16.7	1.3×10^{-2}
	N90W	0.2 → 2.6	2.35	243.2	56.4	-9.2	2.2×10^{-2}



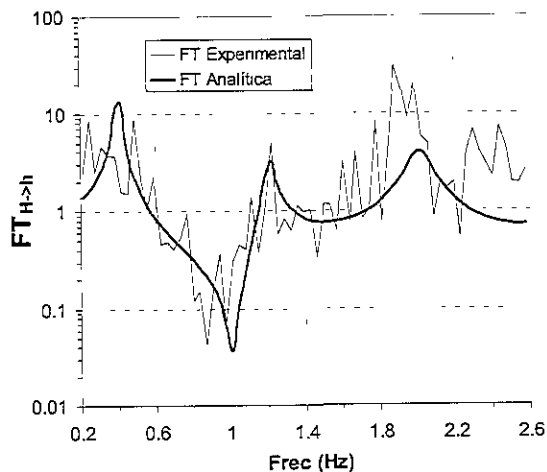
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



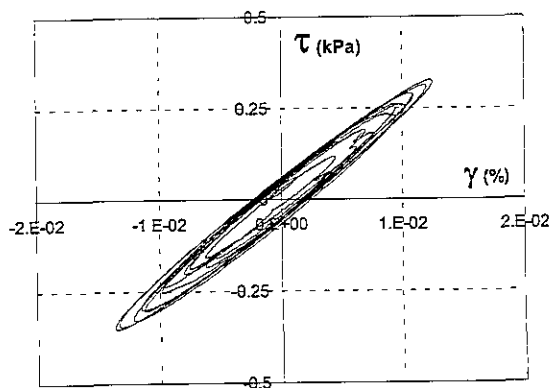
b) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo convencional.



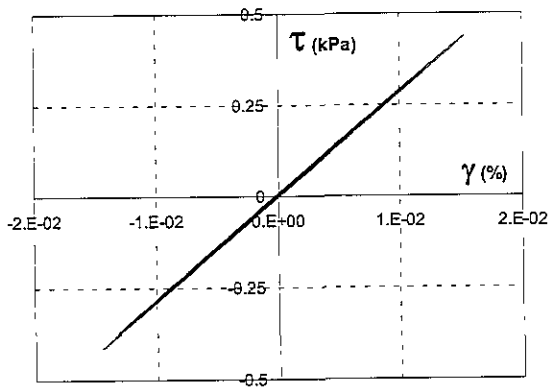
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo fundamental.

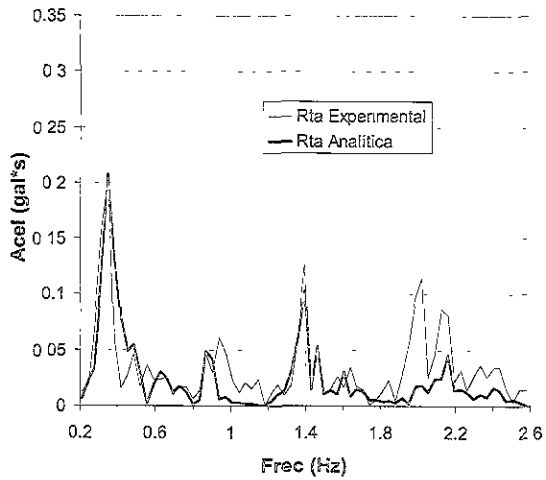


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

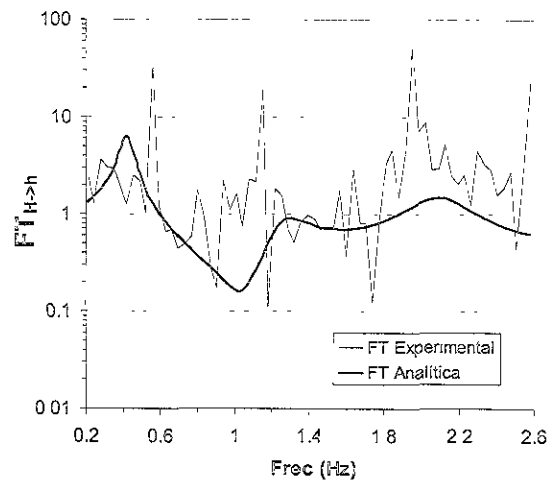


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

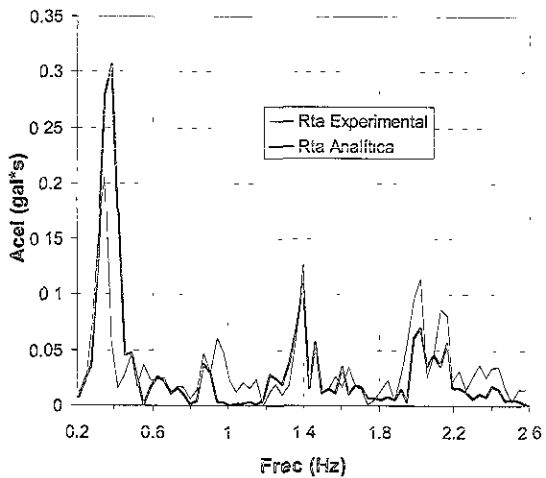
Figura 4.30 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 31/03/93 - N00E.



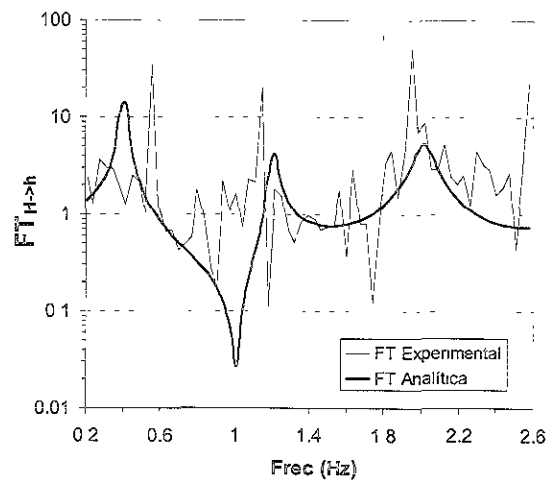
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



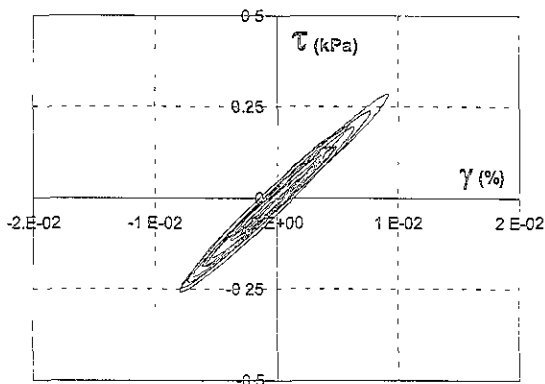
b) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



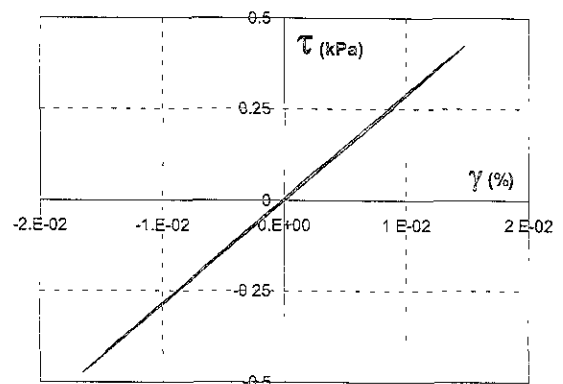
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

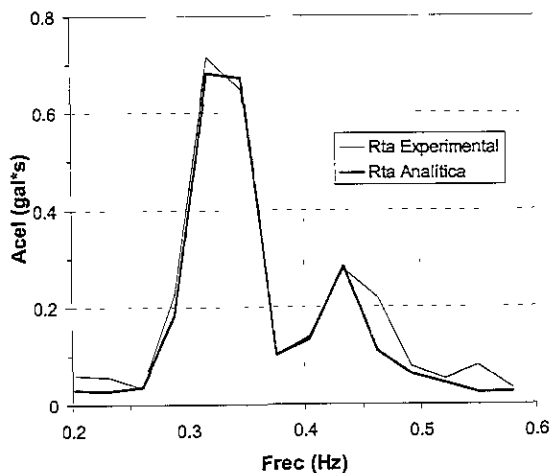


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

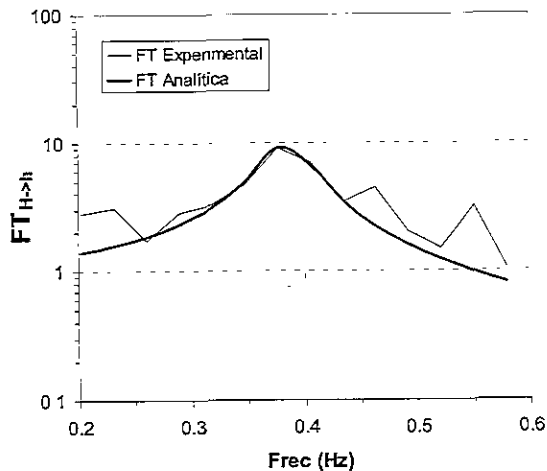


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

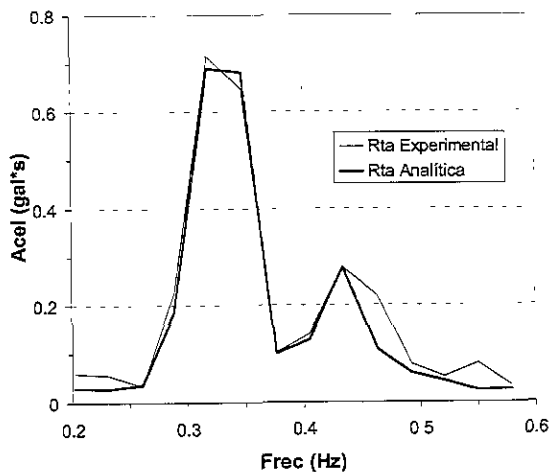
Figura 4.31 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 31/03/93 - N90W.



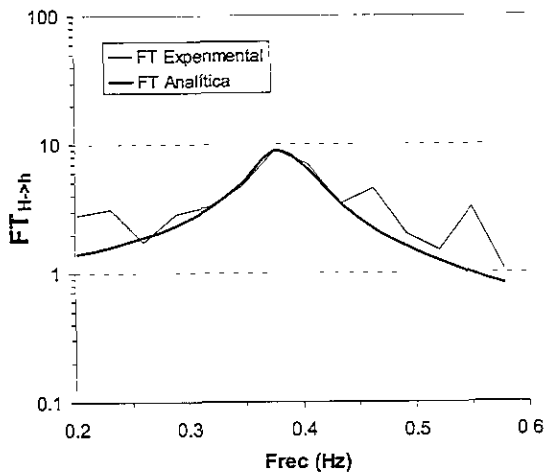
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



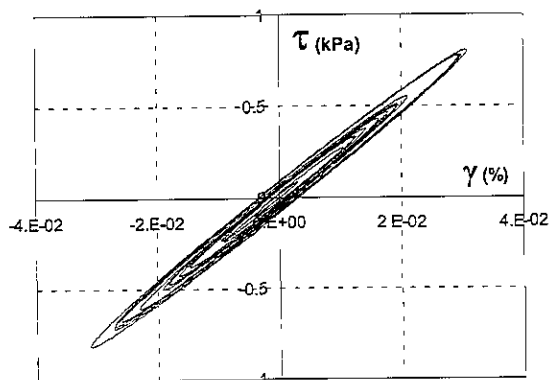
b) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo convencional.



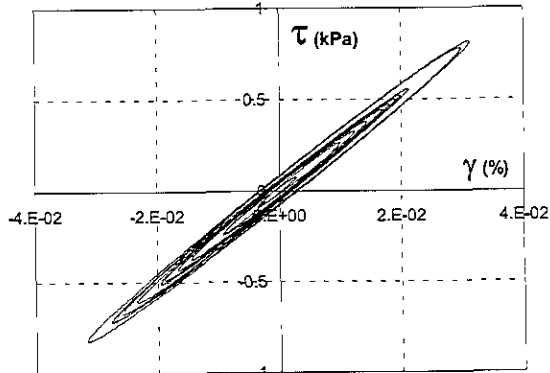
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo fundamental.

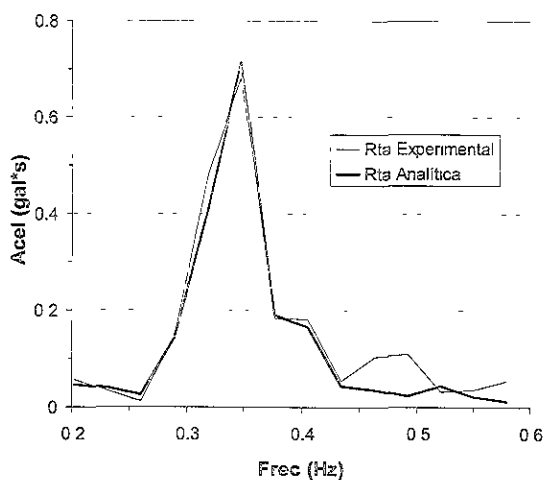


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

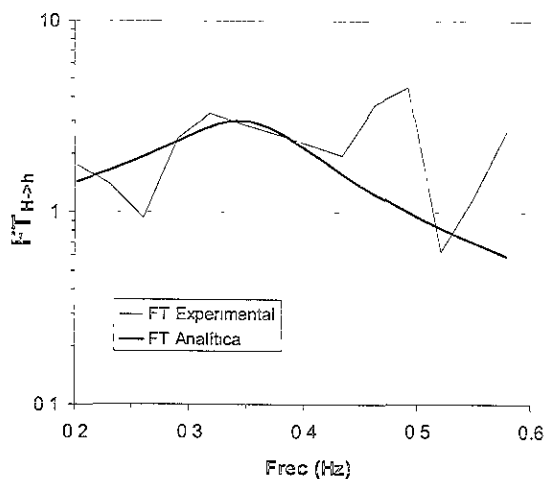


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

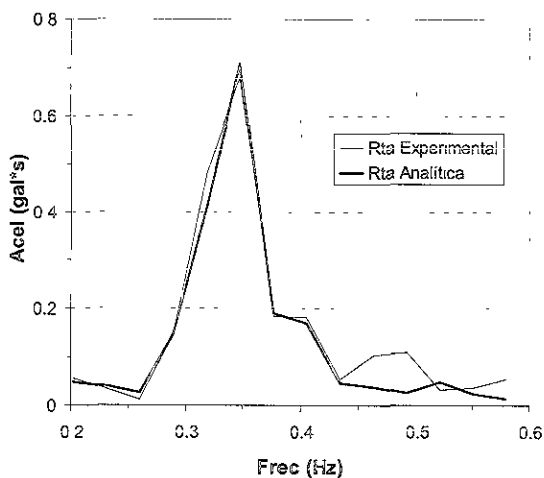
Figura 4.32 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 10/09/93 - N00E.



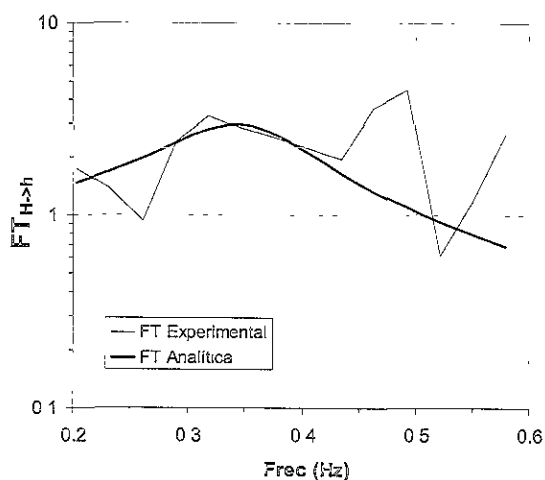
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



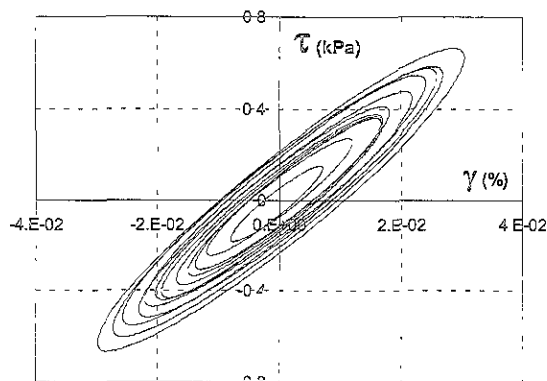
b) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo convencional



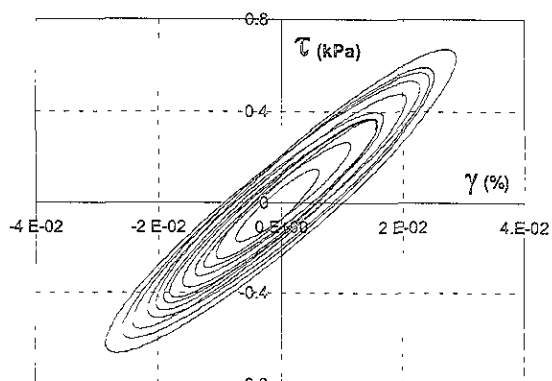
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental



d) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo fundamental.

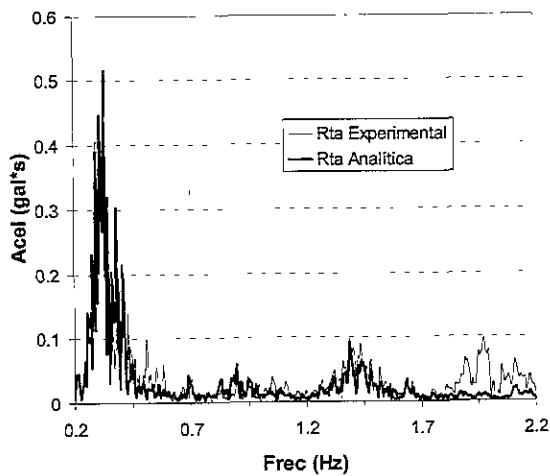


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

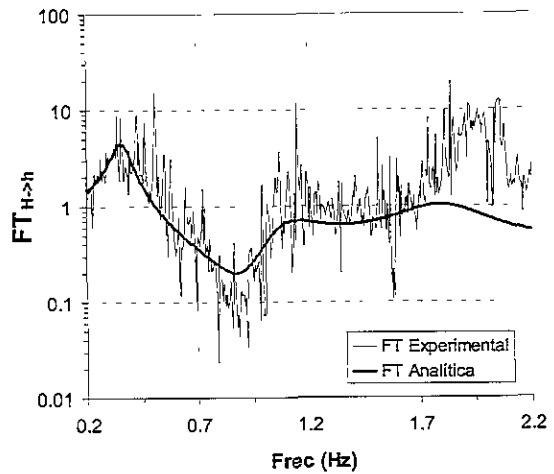


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

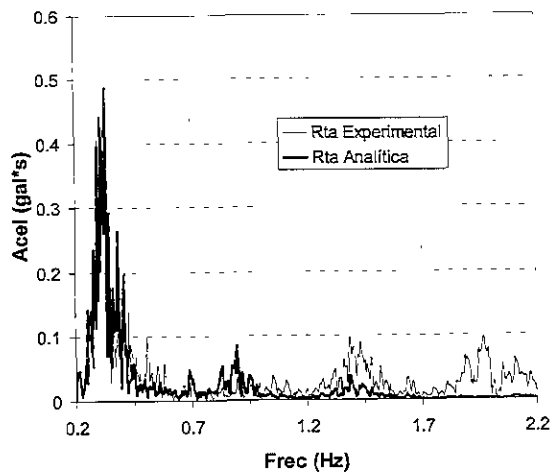
Figura 4.33 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 10/09/93 - N90W.



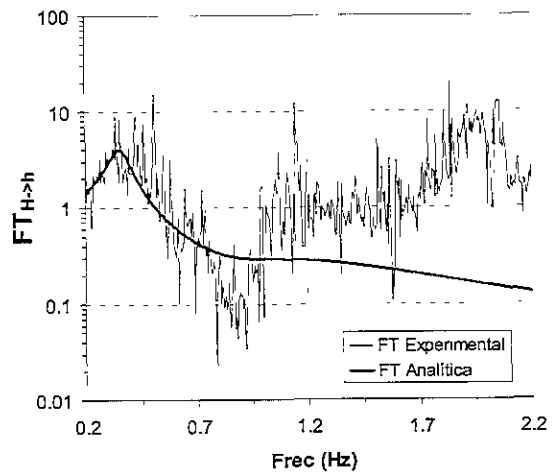
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



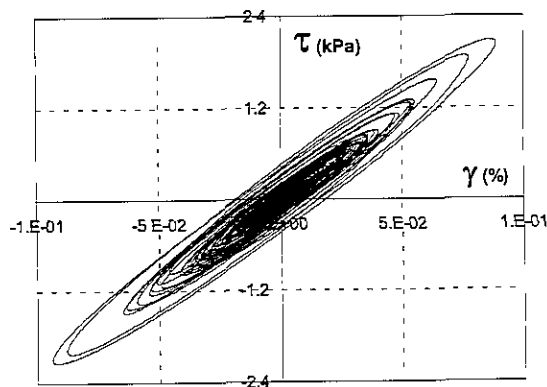
b) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo convencional.



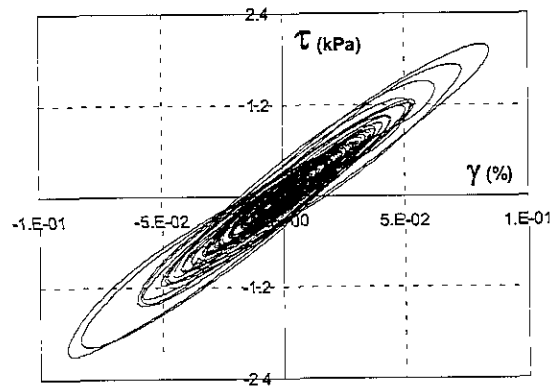
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo fundamental.

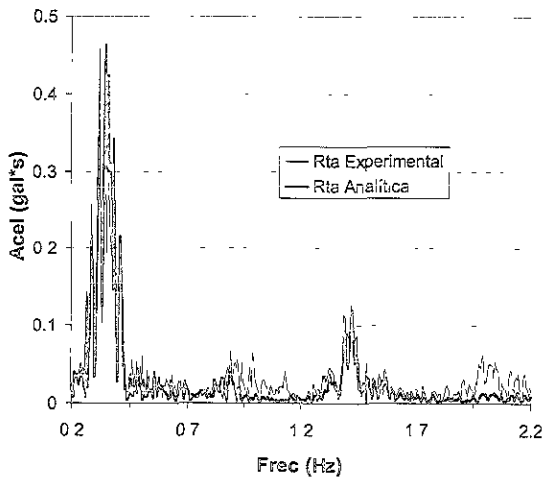


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

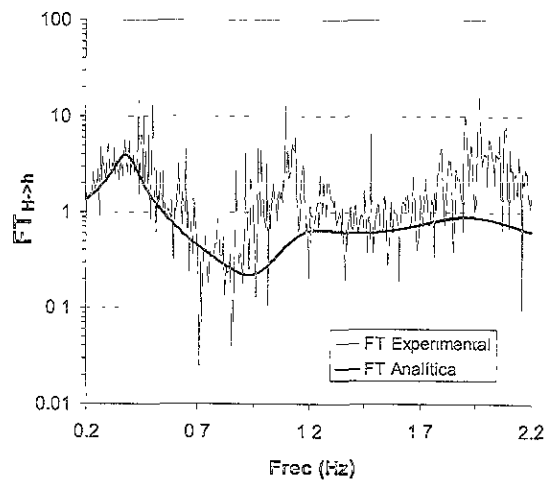


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

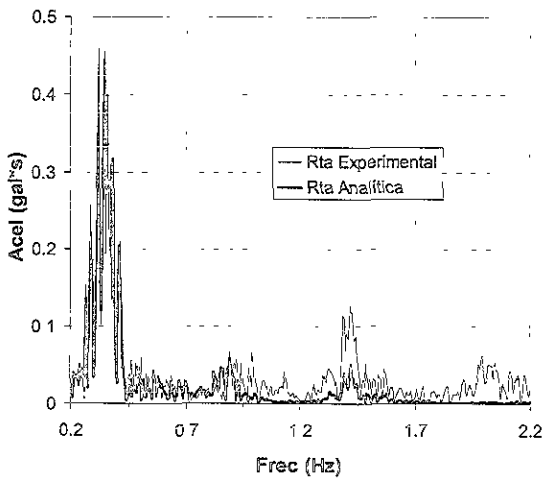
Figura 4.34 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 24/10/93 - N00E.



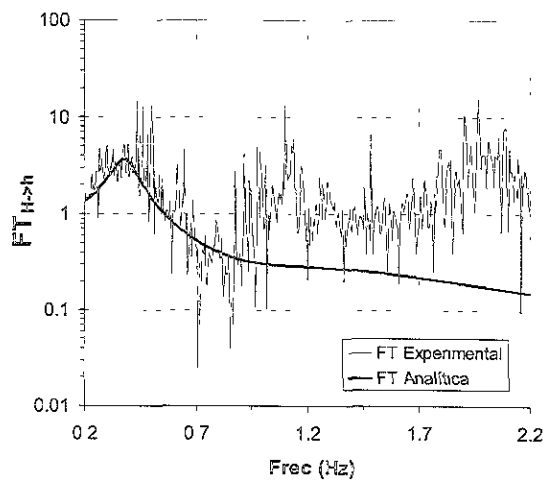
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



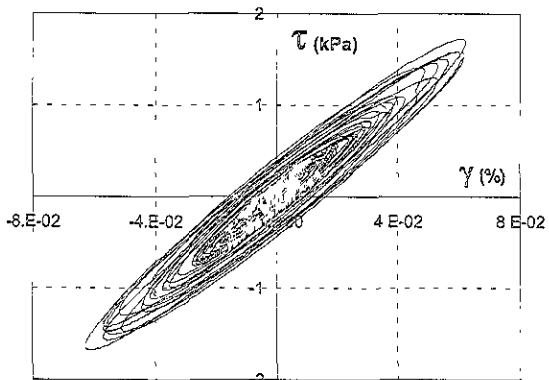
b) $FT_{H \to h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



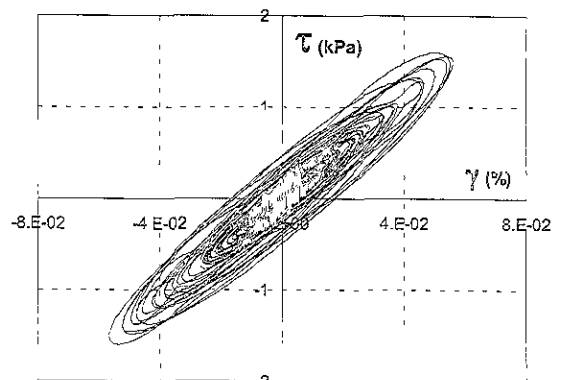
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H \to h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

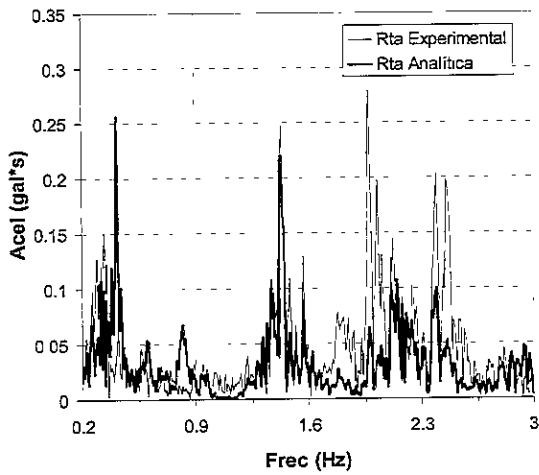


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

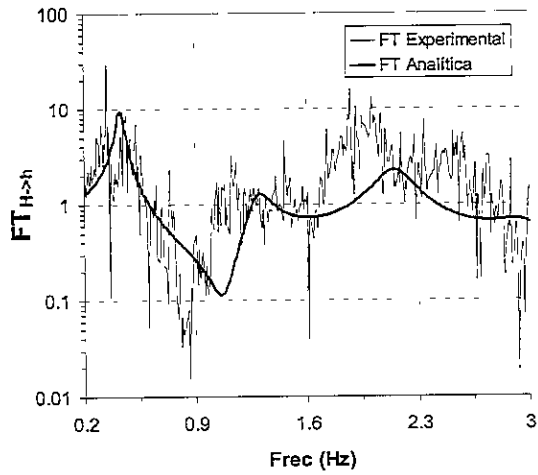


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

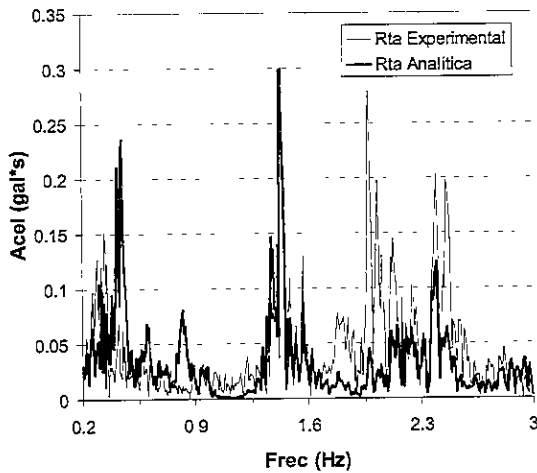
Figura 4.35 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 24/10/93 - N90W.



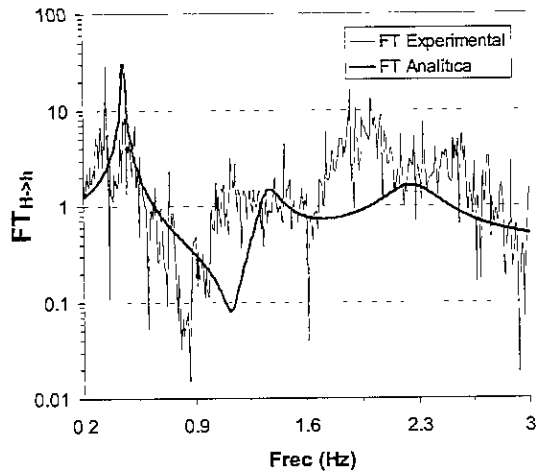
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



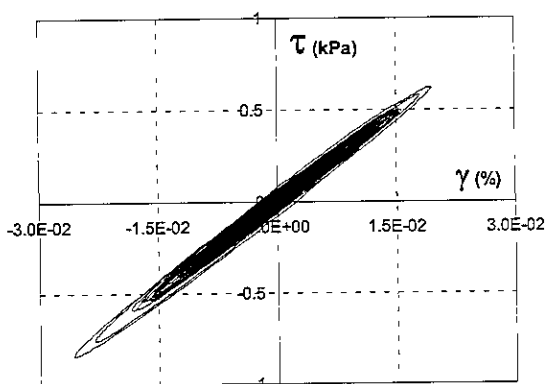
b) $FT_{H>h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



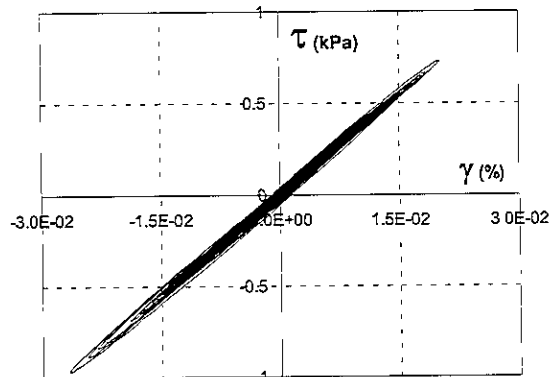
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H>h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

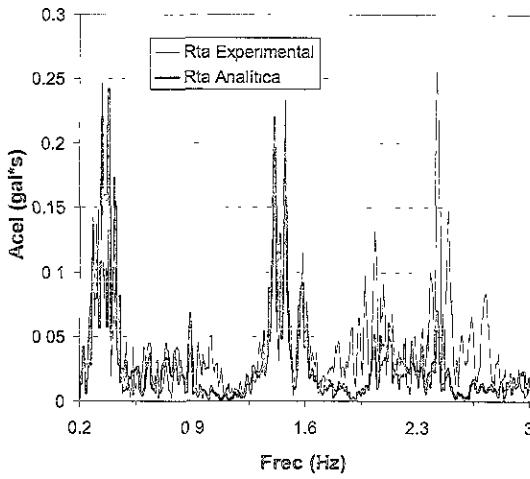


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

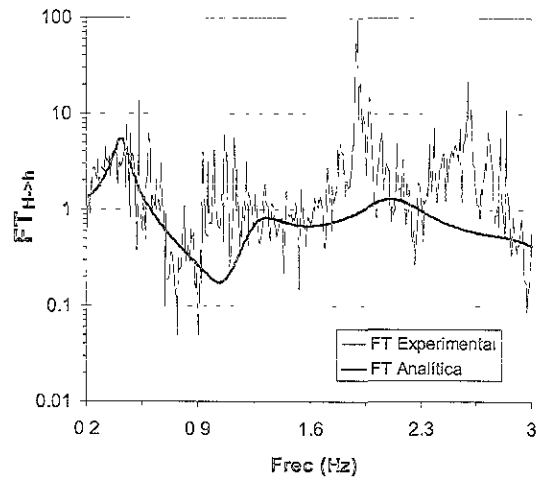


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

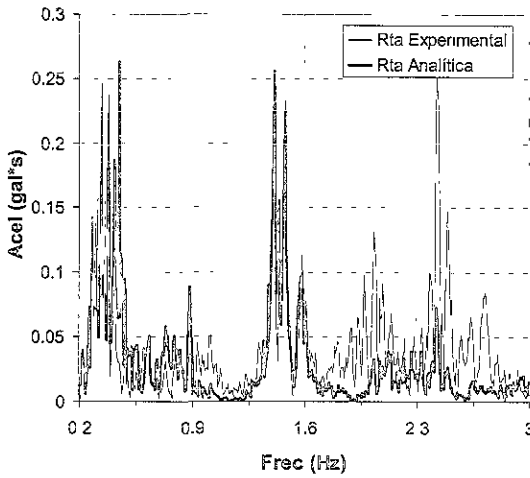
Figura 4.36 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 23/05/94 - N00E.



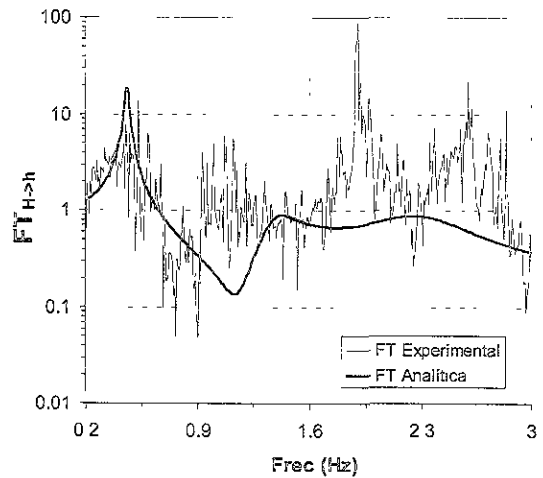
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



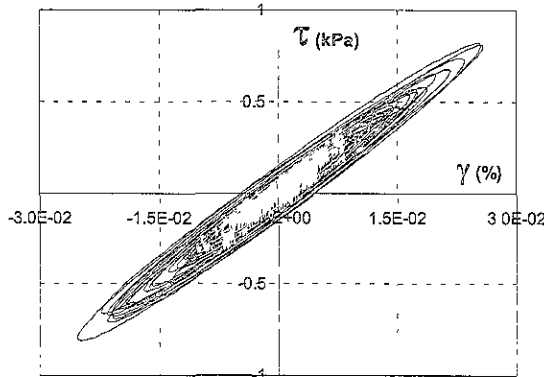
b) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo convencional.



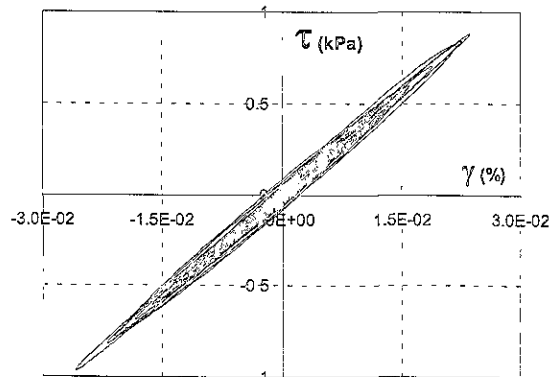
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo fundamental.

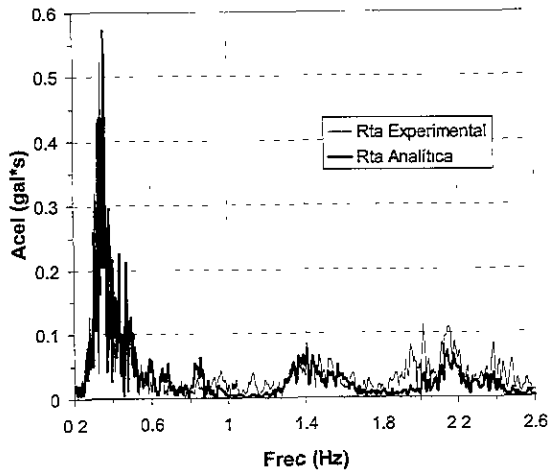


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

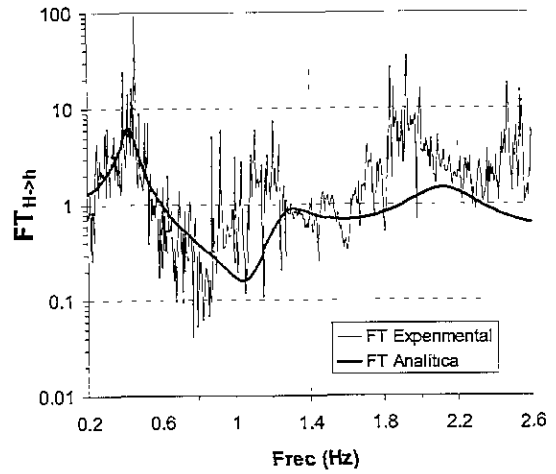


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

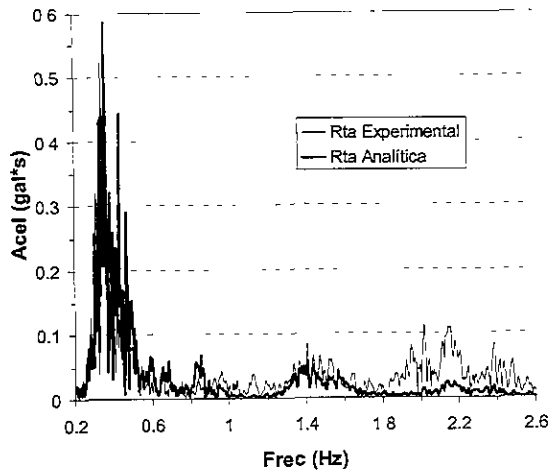
Figura 4.37 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 23/05/94 – N90W.



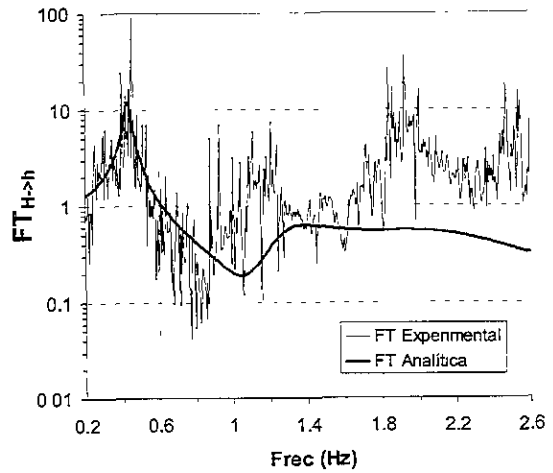
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



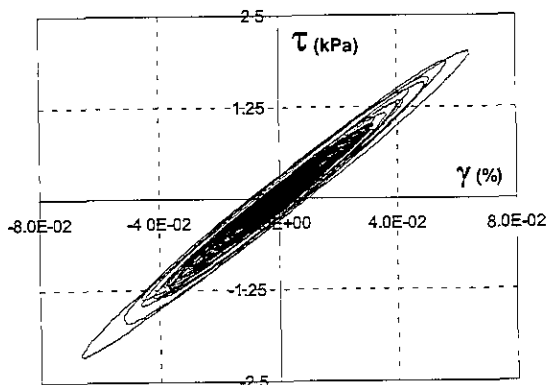
b) $FT_{H>h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



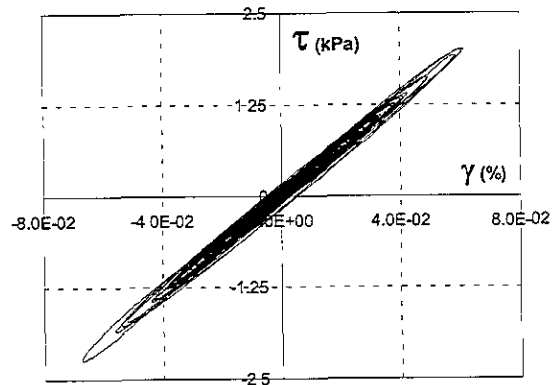
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H>h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

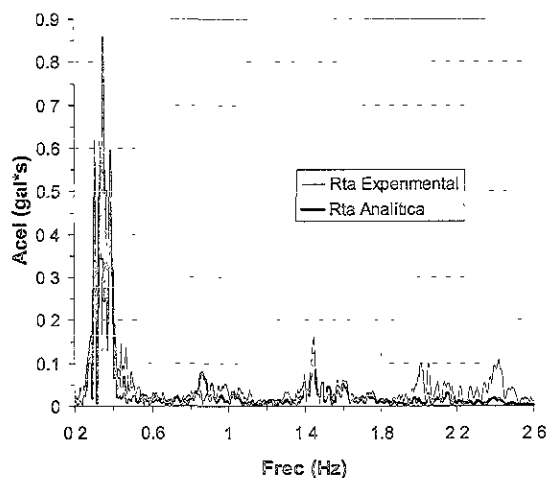


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

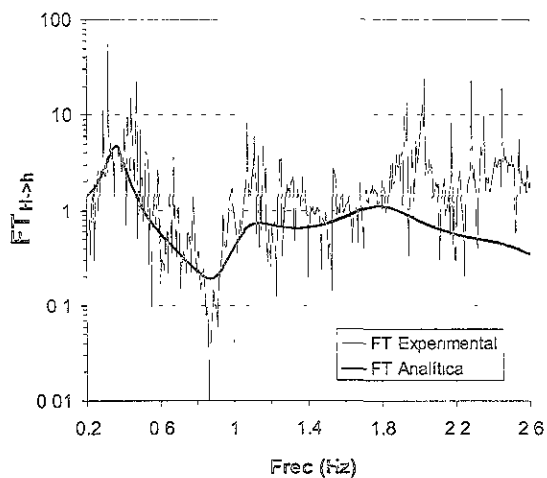


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

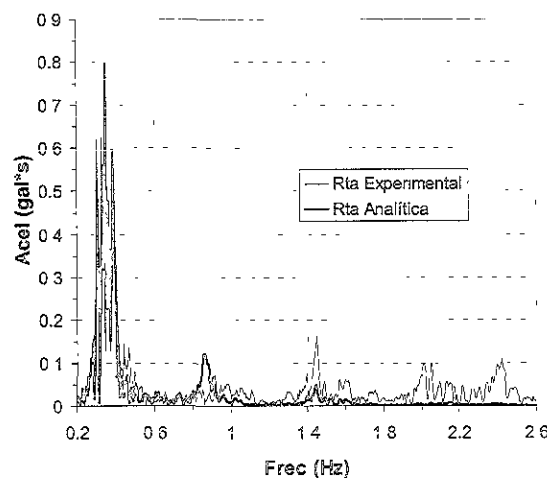
Figura 4.38 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 10/12/94 - N00E.



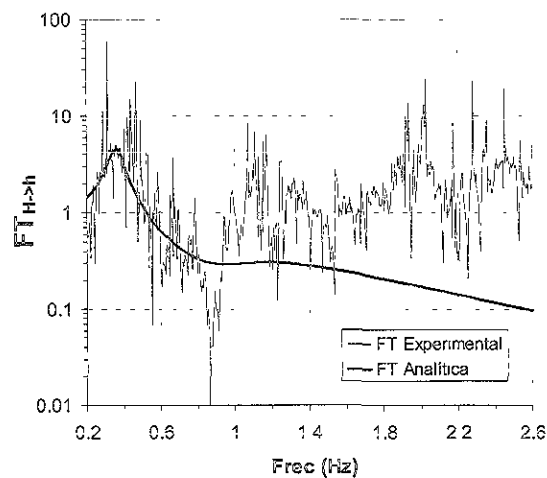
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



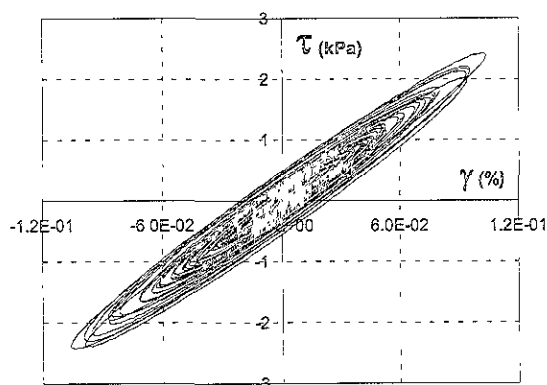
b) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



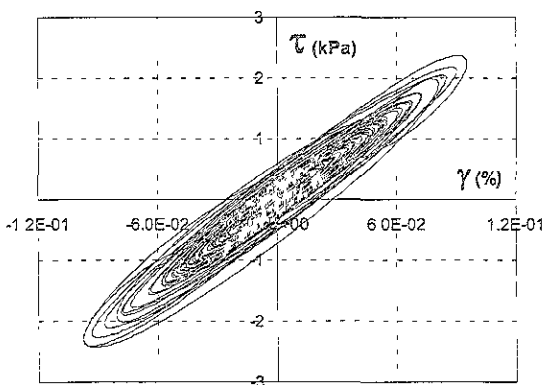
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.



e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.



f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

Figura 4.39 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 10/12/94 - N90W.

En las Figuras 4.30b y d se aprecian los tres primeros modos de amplificación con los cuales vibró principalmente la sección (ver FT Analítica), sin embargo, el primer modo fue el que más influyó en el comportamiento dinámico de la sección, como se observa en las Figuras 4.30a y c. En las Figuras 4.30b y d también se puede observar que la componente viscosa del modelo fundamental es menor que la del modelo convencional. Esto se manifiesta en la mayor magnitud de los picos de amplificación de la FT Analítica del modelo fundamental respecto al modelo convencional. La visualización de la influencia de la componente viscosa, para cada modelo, en la respuesta analítica de la sección a la profundidad media también se visualiza en las curvas esfuerzo-deformación, ilustradas en las Figuras 4.30e y f. En la Figura 4.30f se aprecia que la disipación de energía en el modelo fundamental es prácticamente nula, lo cual no ocurre en el modelo convencional (Figura 4.30e).

La Figura 4.31 es similar a la Figura 4.30, sin embargo, la diferencia en importancia entre el primer modo y el segundo modo de amplificación es menor que en el caso de la Figura 4.30 (ver Rta Experimental en la Figura 4.31a). En las Figuras 4.31c y d se observa que el modelo fundamental reproduce analíticamente con un valor más alto el primer modo de amplificación de la respuesta experimental, por tanto, esto se manifiesta en una mayor deformación en las curvas esfuerzo-deformación (Figuras 4.31e y f).

Las Figuras 4.32 y 4.33 son similares e ilustran una buena reproducción analítica de la respuesta experimental. Esta buena reproducción se debe a que el intervalo de frecuencias significativas es muy corto y solo permitió identificar el primer modo de amplificación. Se observa en las Figuras 4.32e, f y 4.33e, f que la componente viscosa fue mayor en la dirección N90W, posiblemente por la influencia de la edificación en superficie.

Las Figuras 4.34 y 4.35 son similares a las Figuras 4.30 y 4.31. Sin embargo, en este caso la componente viscosa del modelo fundamental es tan alta que sólo permite visualizar el primer modo de amplificación (ver Figuras 4.34d y 4.35d). Cuando la componente viscosa del modelo fundamental es muy alta, las curvas esfuerzo-deformación no presentan un comportamiento elíptico regular como en el caso del modelo convencional (ver Figuras 4.34e, f y 4.35e, f). Esto se debe a que el desfase en el tiempo entre la deformación y el esfuerzo cortante es proporcional a la componente viscosa, la cual aumenta significativamente con la frecuencia en el modelo fundamental cuando $\eta \geq 100$ kPa*s aproximadamente (comparar Figuras 4.34d y b ó 4.35d y b). Este comportamiento se aprecia más claramente en la Figura 4.25f.

En las Figuras 4.36 y 4.37 se aprecia que la sección vibró principalmente con los cuatro primeros modos de amplificación, donde los tres primeros modos fueron los más importantes (ver Figuras a,b,c y d). Las Figuras 4.38 y 4.39 son similares a las Figuras 4.34 y 4.35.

En general, se observó que la reproducción analítica de las respuestas experimentales fue mejor para el caso del modelo convencional. Este grado de reproducción se refleja en los valores de ERROR AMP y ERROR POT (comparar valores en las Tablas 4.11 y 4.12) y en la apreciación visual de las $FT_{H \rightarrow h}$ analíticas vs $FT_{H \rightarrow h}$ experimental (comparar Figuras b y d). Sin embargo, se notó una deficiencia en la reproducción de las respuestas para los intervalos de frecuencias cercanos al límite superior del rango de frecuencias significativas.

En las Tablas 4.13 y 4.14 se presentan el valor promedio, μ , y el coeficiente de variación, C.V, de los resultados presentados en las Tablas 4.11 y 4.12.

Tabla 4.13 Parámetros equivalentes promedio de la sección comprendida entre 12 y 30 m, teniendo en cuenta el modelo convencional y sin considerar la influencia de la frecuencia.

Componente	Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)		ξ (%)		ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
		μ	C.V	μ	C.V			
N00E	0.2 → 2.2	2.77	0.15	8.1	0.34	41.0	15.3	$1.0 \cdot 10^{-2}$
N90W	0.2 → 2.2	2.62	0.18	12.1	0.33	38.6	17.0	$1.2 \cdot 10^{-2}$

Tabla 4.14 Parámetros equivalentes promedio de la sección comprendida entre 12 y 30 m, teniendo en cuenta el modelo fundamental y sin considerar la influencia de la frecuencia.

Componente	Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)		η (kPa*s)		ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
		μ	C.V	μ	C.V			
N00E	0.2 → 2.2	2.93	0.19	110.3	0.92	48.7	14.2	$1.0 \cdot 10^{-2}$
N90W	0.2 → 2.2	2.76	0.22	203.9	0.77	46.1	25.0	$1.1 \cdot 10^{-2}$

Los valores de la deformación angular promedio, γ_{prom} , en la profundidad media de la sección ($z=21$ m) indican que el suelo se mantuvo dentro del intervalo de pequeñas deformaciones (intervalo elástico). Los valores promedio de G obtenidos con el SIPD difieren en un 35 %, aproximadamente, del G obtenido por medio de sonda suspendida (ver Tabla 4.2). Los resultados vuelven a indicar que existe un mayor valor de ξ y η en la dirección N90W que en la dirección N00E, posiblemente por la influencia de la estructura en superficie.

El intervalo de frecuencias significativas presentes en la vibración de la sección entre 12 y 30 m permite identificar varios modos de amplificación y atenuación experimental. Esto abre la posibilidad de realizar la evaluación de parámetros considerando sub-intervalos del intervalo de frecuencias significativas. Este procedimiento se aplicará a los registros que presentaron deficiencias en la reproducción experimental, donde se ha considerado hasta ahora que los parámetros dinámicos son independientes de la frecuencia en el cálculo de las respuestas analíticas.

En las Tablas 4.15, 4.16 y en las Figuras 4.40 a 4.51 se presentan los resultados obtenidos de la evaluación de parámetros dinámicos, de la sección entre 12 y 30 m, considerando sub-intervalos continuos del intervalo de frecuencias significativas.

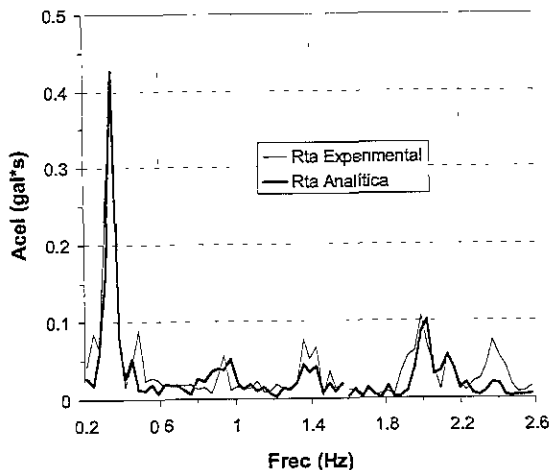
Tabla 4.15 Parámetros equivalentes de la sección comprendida entre 12 y 30 m, teniendo en cuenta el modelo convencional y considerando la influencia de la frecuencia.

Sismo (d/m/a) – componente		Sub-intervalo de frecuencias (Hz)	G (MPa)	ξ (%)	ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
31/03/93	N00E	0.2 → 1.6	2.30	12.5	37.1	-13.6	$6.5 \cdot 10^{-3}$
		1.6 → 2.6	2.80	0.7			
	N90W	0.2 → 1.6	1.84	16.1	34.9	-22.2	
		1.6 → 2.6	2.84	1.39			
24/10/93	N00E	0.2 → 1.6	2.19	13.0	29.9	-2.3	$1.5 \cdot 10^{-2}$
		1.6 → 2.2	2.70	1.5			
	N90W	0.2 → 0.6	2.38	15.8	28.6	-12.7	
		0.6 → 1.7	1.94	10.9			
		1.7 → 2.2	2.85	3.3			
23/05/94	N00E	0.2 → 1.5	2.07	10.4	36.9	-23.0	$6.8 \cdot 10^{-3}$
		1.5 → 2.2	2.83	1.8			
		2.2 → 3.0	4.26	4.9			
	N90W	0.2 → 1.5	2.45	13.5	33.9	-17.4	
		1.5 → 2.2	2.66	1.9			
		2.2 → 3.0	4.45	3.3			
10/12/94	N00E	0.2 → 0.6	2.84	17.9	37.8	-25.1	$1.0 \cdot 10^{-2}$
		0.6 → 1.5	2.18	7.4			
		1.5 → 2.6	2.94	3.3			
	N90W	0.2 → 1.5	2.20	11.6	32.3	-1.2	
		1.5 → 2.2	2.72	3.9			
		2.2 → 2.6	4.30	4.0			

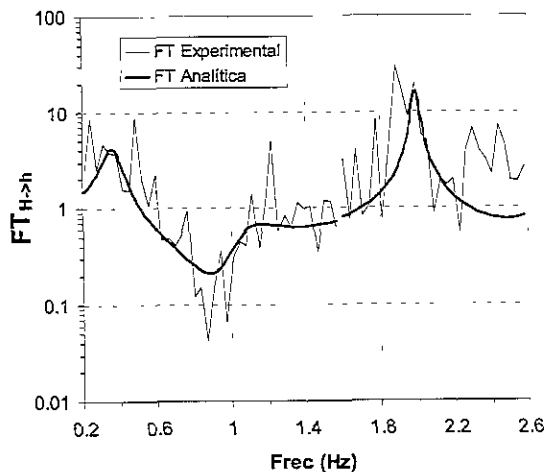
El sismo del 10/09/93 no se analizó teniendo en cuenta sub-intervalos de frecuencia debido a que el intervalo de frecuencias significativas de la respuesta a 12 m sólo abarcaba el primer modo de amplificación de la FT_{H-sh} experimental.

Tabla 4.16 Parámetros equivalentes de la sección comprendida entre 12 y 30 m, teniendo en cuenta el modelo fundamental y considerando la influencia de la frecuencia.

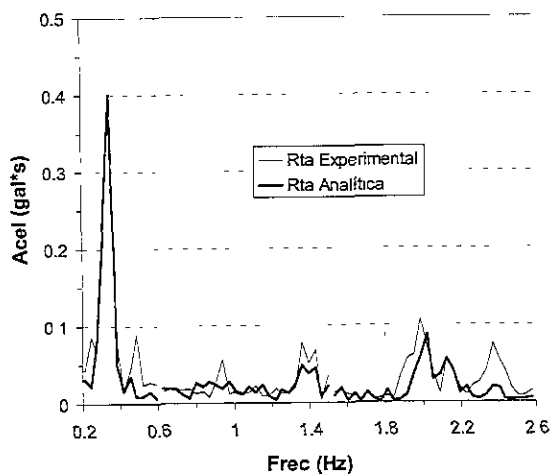
Sismo (d/m/a) – componente	Sub-intervalo de frecuencias (Hz)	G (MPa)	η (kPa*s)	ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)	
31/03/93		1.90	215				
	N00E	0.6 → 1.5	2.51	49.7	33.9	-15.3	$7.7 \cdot 10^{-3}$
		1.5 → 2.6	2.80	5			
		0.2 → 0.6	1.94	320.5			
	N90W	0.6 → 1.5	1.94	31.4	32.9	-15.3	$4.2 \cdot 10^{-3}$
		1.5 → 2.6	2.80	5			
24/10/93		2.19	297.1				
	N00E	0.7 → 1.5	2.30	37.5	27.3	-7.0	$1.4 \cdot 10^{-2}$
		1.5 → 2.2	2.70	5			
		0.2 → 0.6	2.48	340.6			
	N90W	0.6 → 1.7	1.94	47.3	27.9	-12.6	$1.3 \cdot 10^{-2}$
		1.7 → 2.2	2.85	15			
23/05/94		2.05	291.1				
	N00E	0.6 → 1.5	2.29	28.3	35.9	-31.6	$5.7 \cdot 10^{-3}$
		1.5 → 2.2	2.85	10			
		2.2 → 3.0	4.27	26.4			
		0.2 → 0.6	2.62	320.4			
	N90W	0.6 → 1.5	2.08	44.2	31.7	-13.6	$6.6 \cdot 10^{-3}$
		1.5 → 2.2	2.68	8.8			
		2.2 → 3.0	4.50	17.5			
10/12/94		2.92	440.3				
	N00E	0.6 → 1.5	2.23	41.4	38.1	-24.5	$1.0 \cdot 10^{-2}$
		1.5 → 2.6	2.96	16			
		0.2 → 0.5	2.30	252.2			
	N90W	0.5 → 1.5	2.21	33.1	30.0	-7.4	$2.2 \cdot 10^{-2}$
		1.5 → 2.2	2.75	17.5			
		2.2 → 2.6	4.30	22.5			



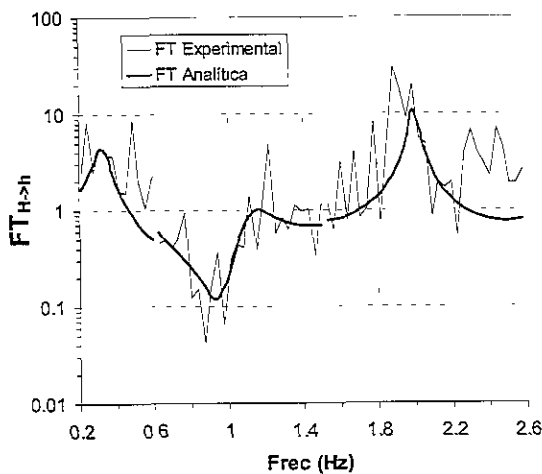
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



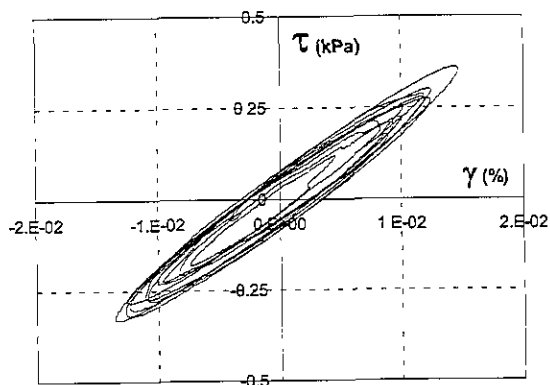
b) $FT_{H>h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



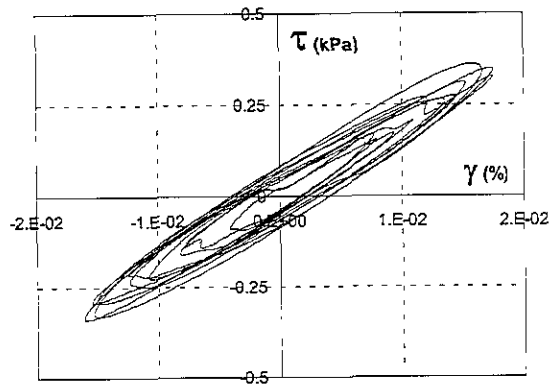
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H>h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

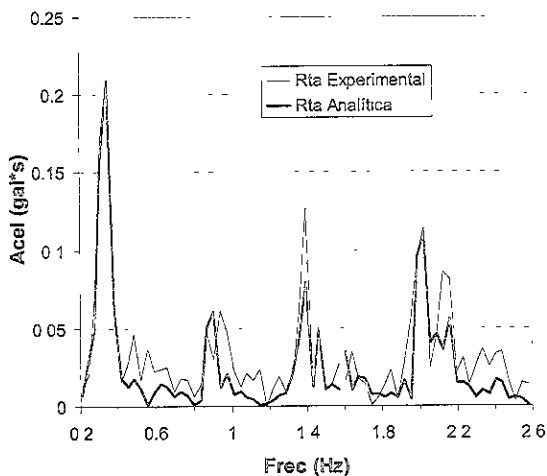


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

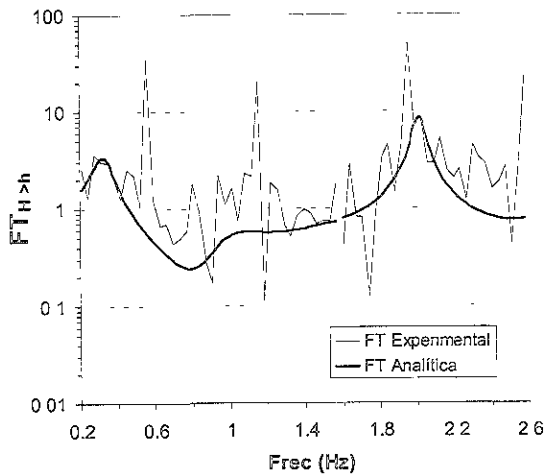


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

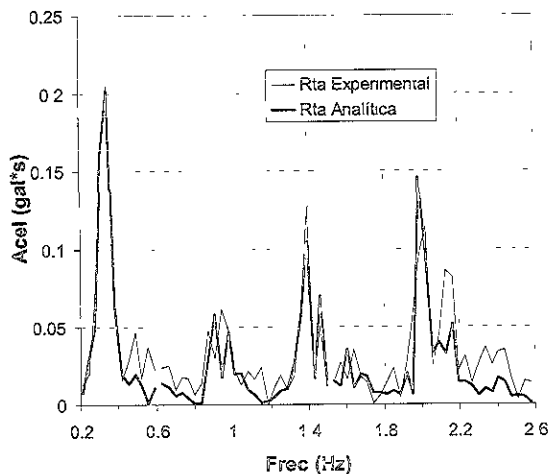
Figura 4.40 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 31/03/93 – N00E y considerando la influencia de la frecuencia.



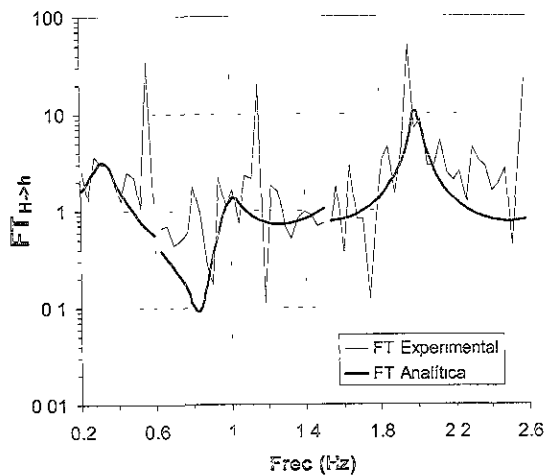
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



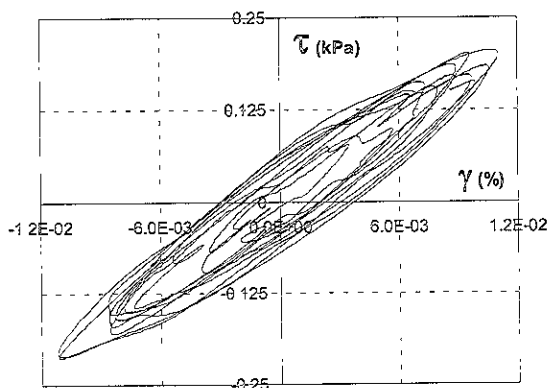
b) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo convencional.



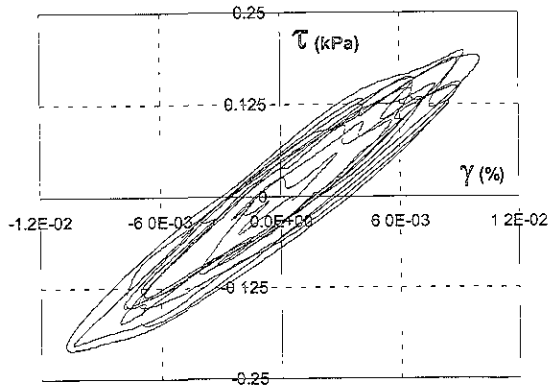
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo fundamental.

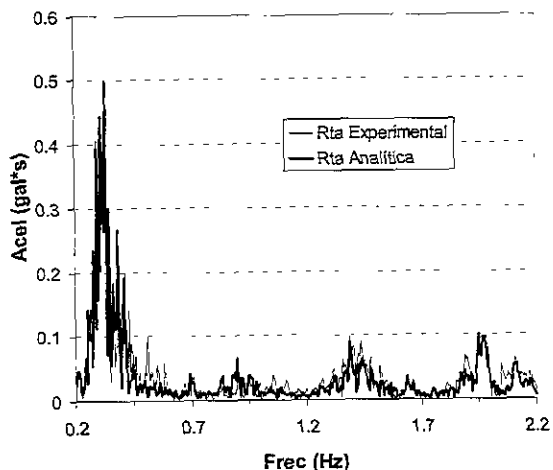


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

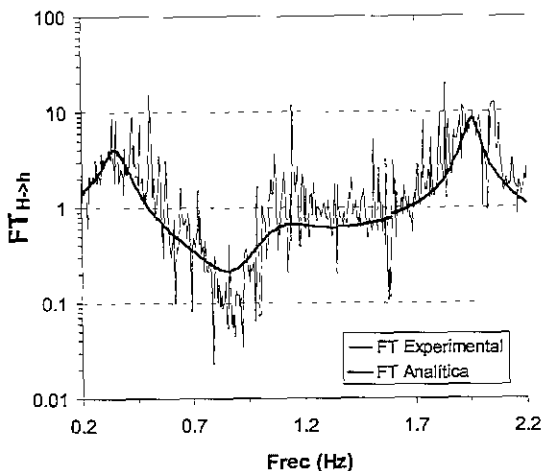


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

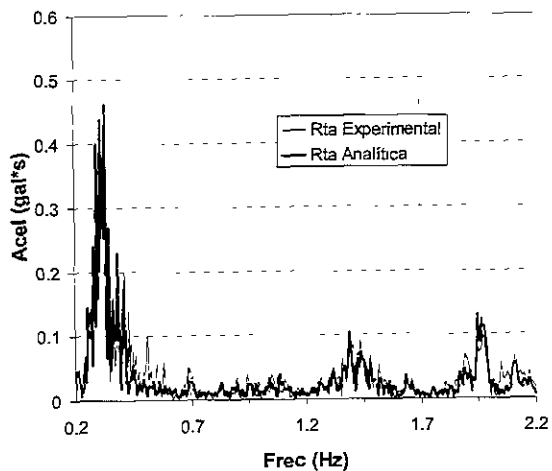
Figura 4.41 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 31/03/93 - N90W y considerando la influencia de la frecuencia.



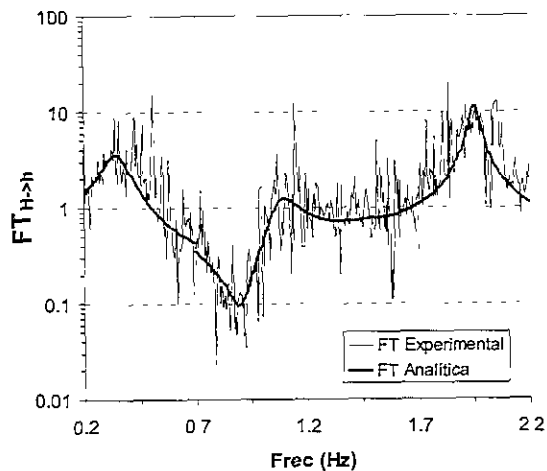
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



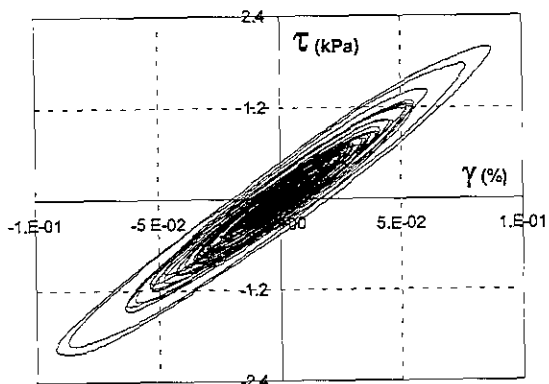
b) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo convencional.



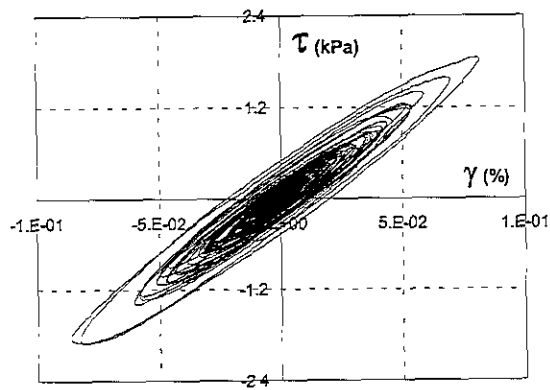
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo fundamental.

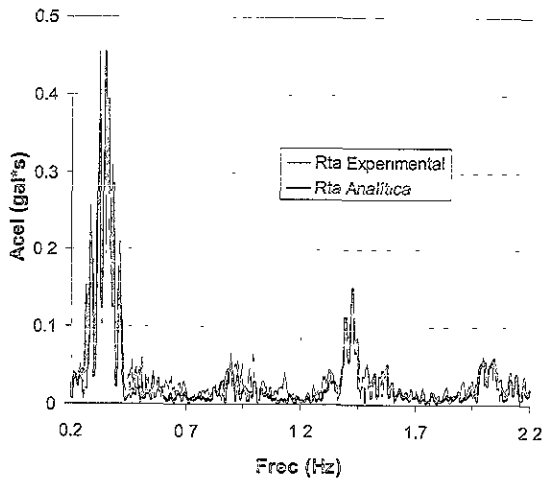


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

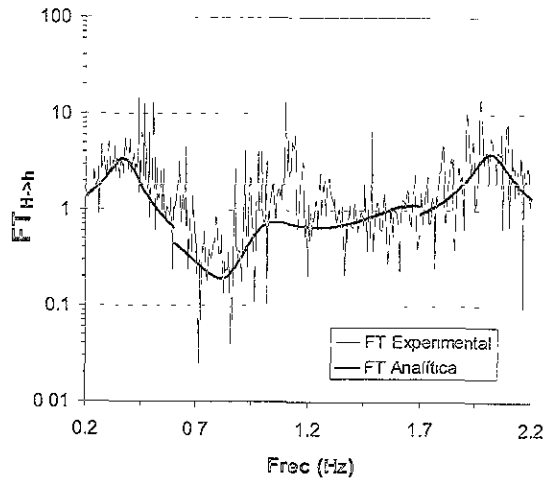


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

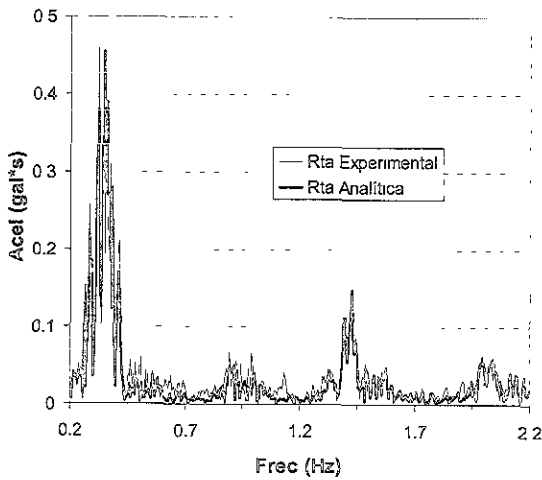
Figura 4.42 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 24/10/93 - N00E y considerando la influencia de la frecuencia.



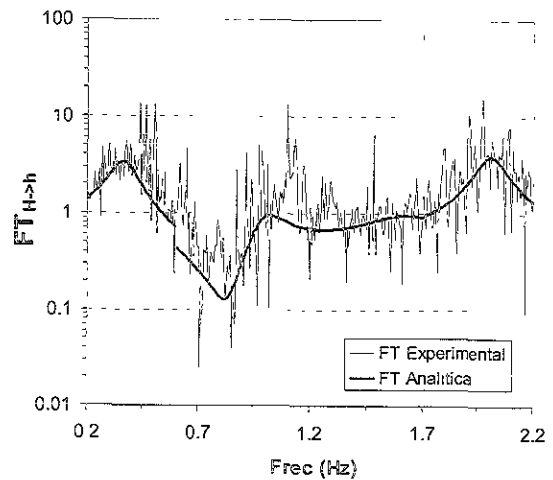
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



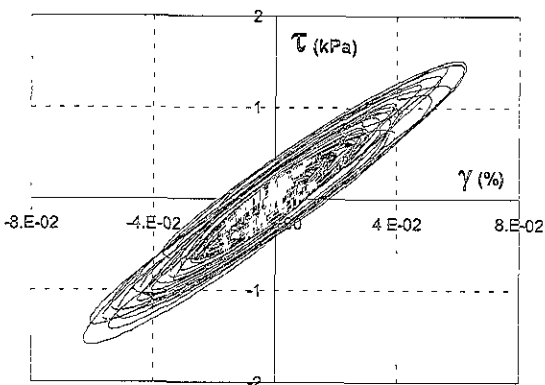
b) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



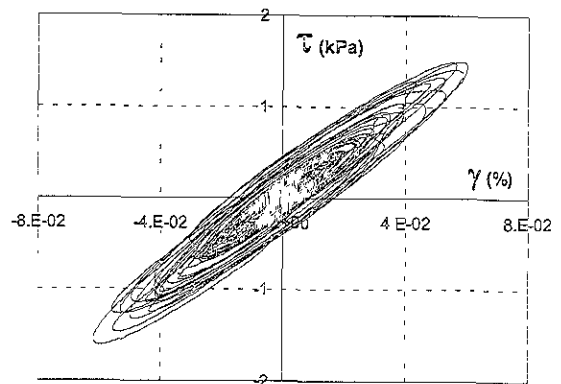
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

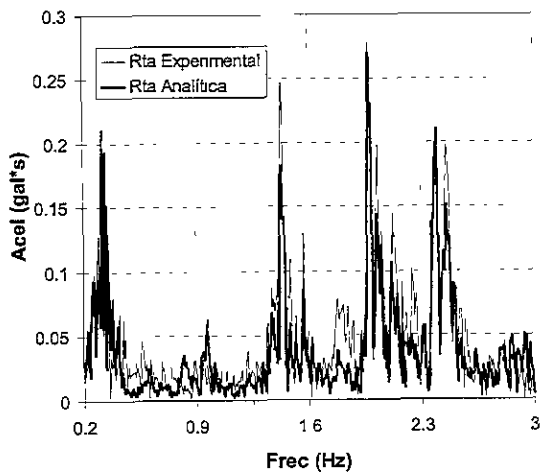


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

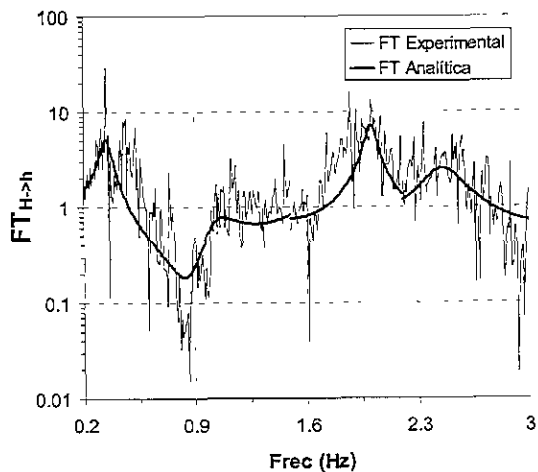


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

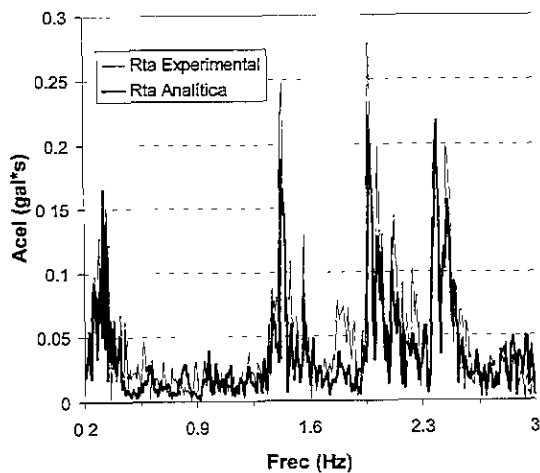
Figura 4.43 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 24/10/93 – N90W y considerando la influencia de la frecuencia.



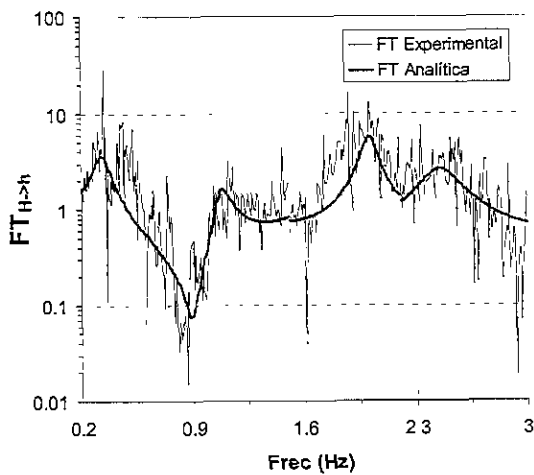
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



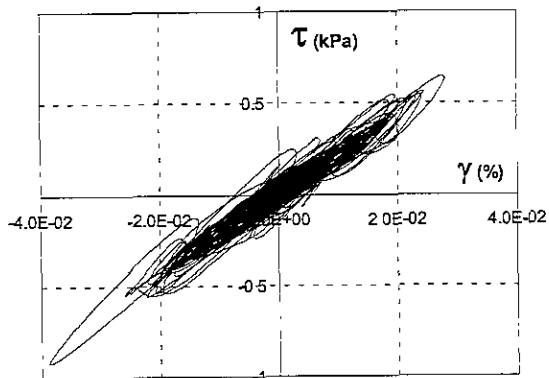
b) $FT_{H>h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



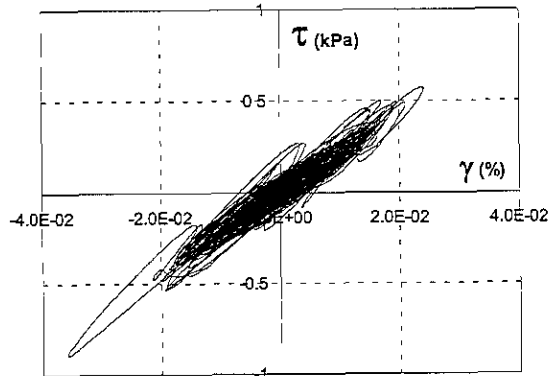
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H>h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

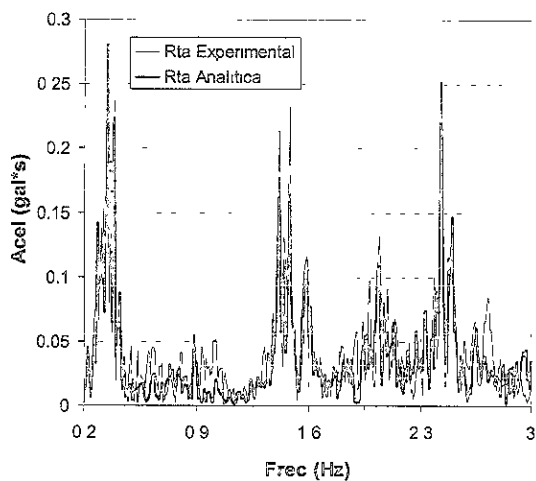


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

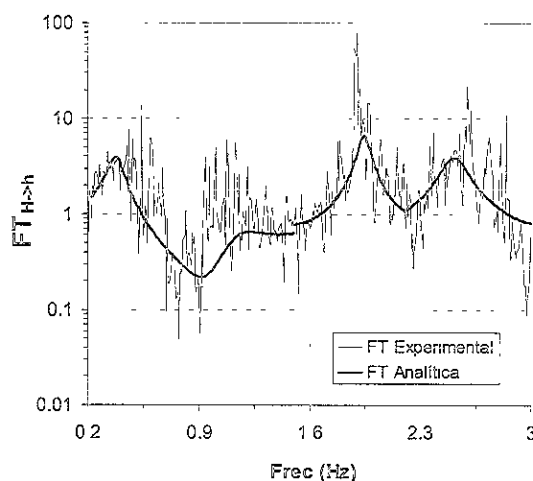


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

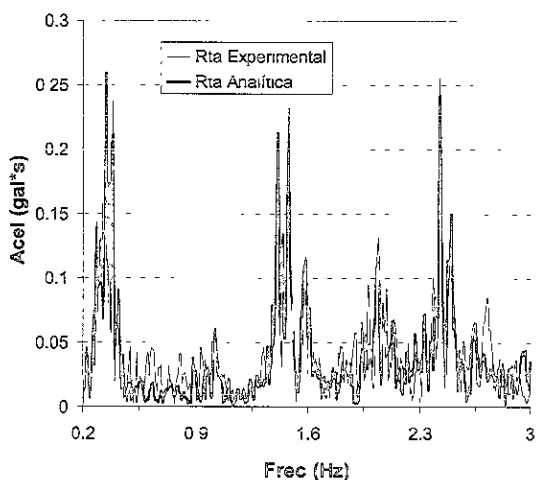
Figura 4.44 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 23/05/94 - N00E y considerando la influencia de la frecuencia.



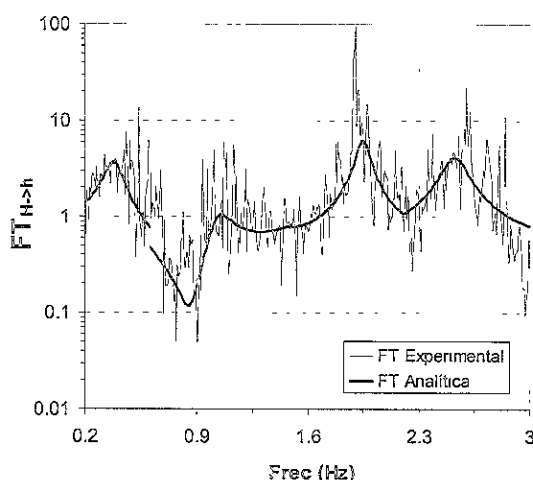
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



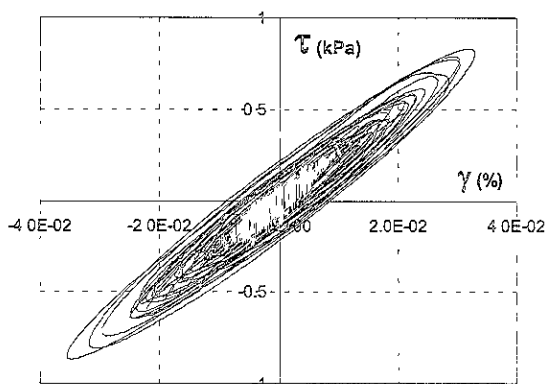
b) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo convencional.



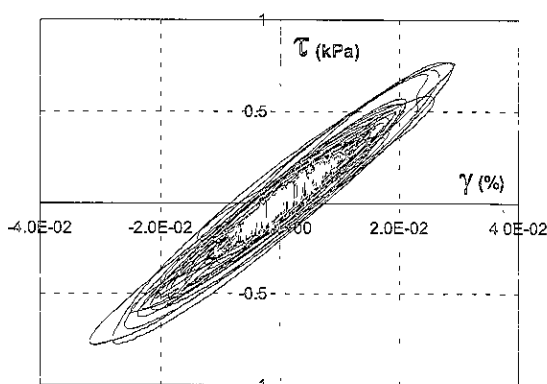
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo fundamental.

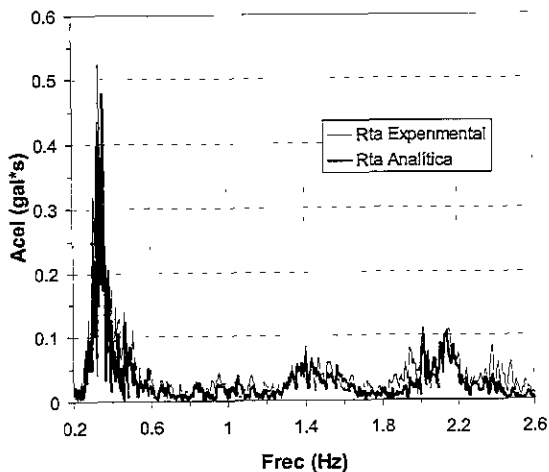


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

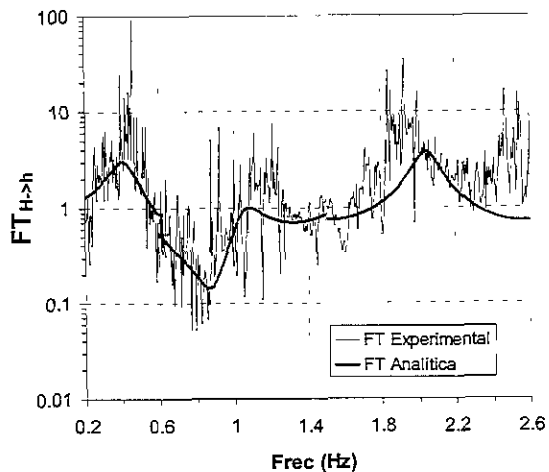


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

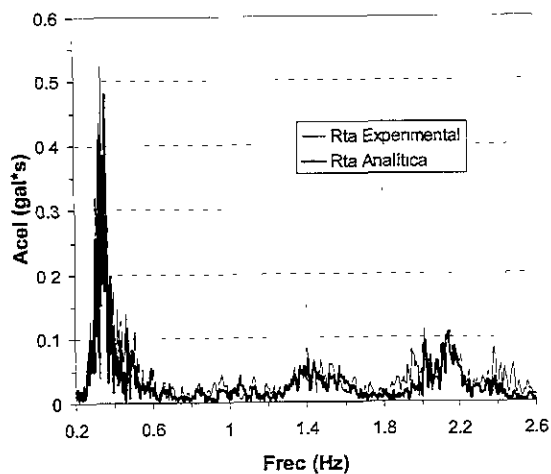
Figura 4.45 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 23/05/94 – N90W y considerando la influencia de la frecuencia.



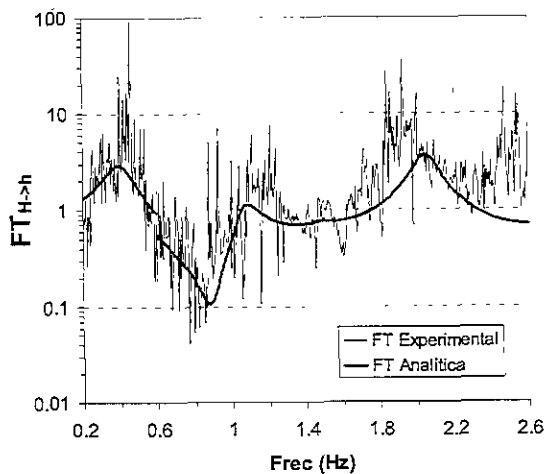
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



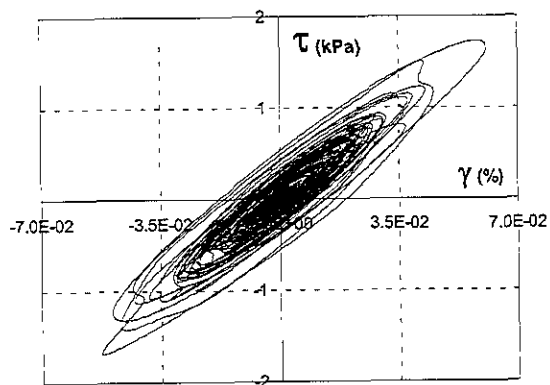
b) $FT_{H>h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



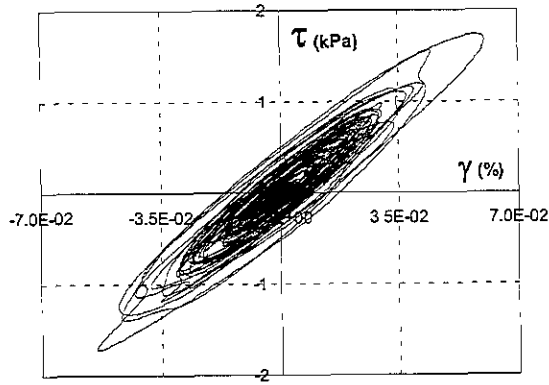
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H>h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

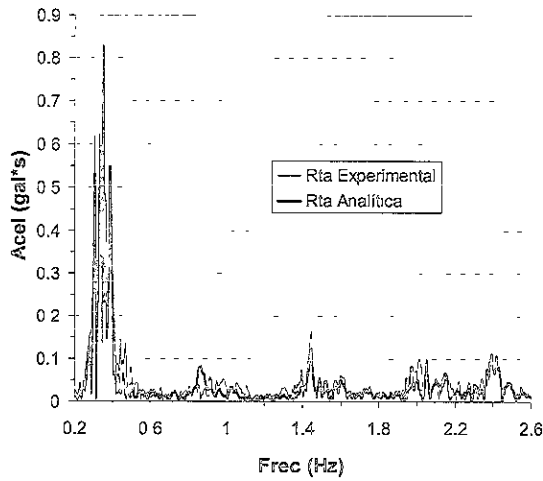


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

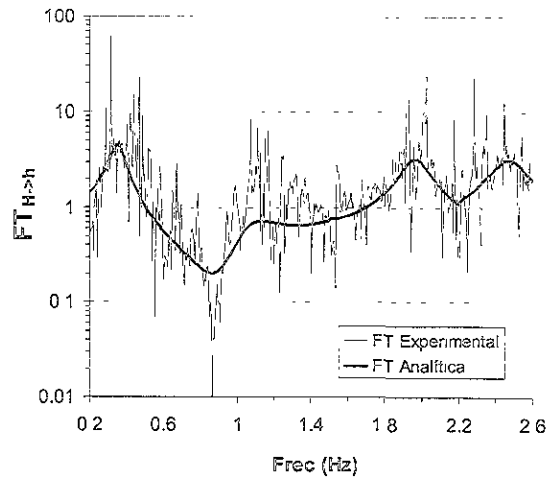


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

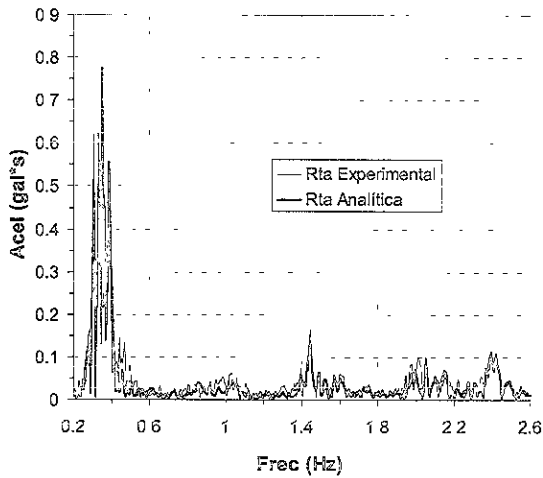
Figura 4.46 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 10/12/94 – N00E y considerando la influencia de la frecuencia.



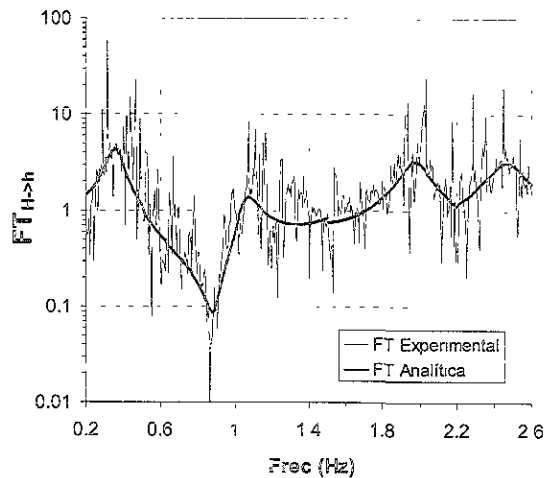
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



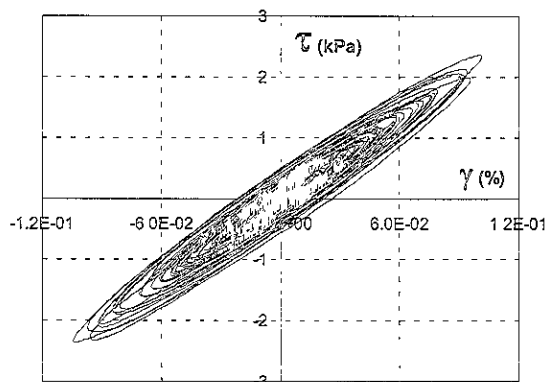
b) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



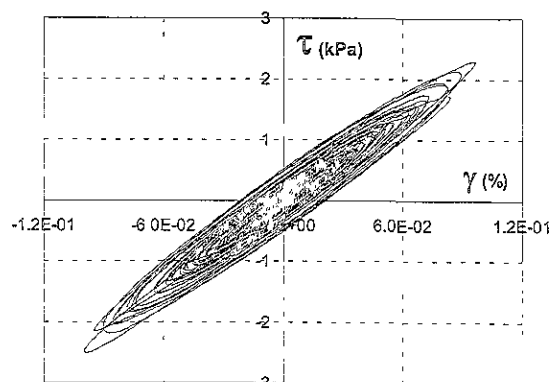
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

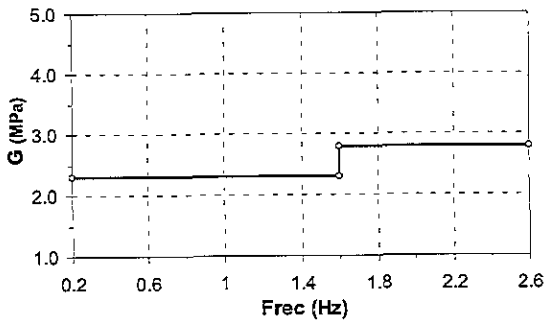


e) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo convencional.

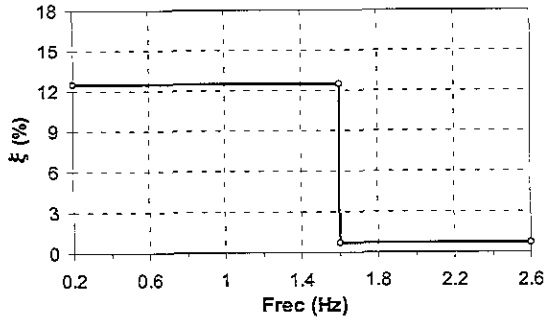


f) Curva esfuerzo-deformación a 21 m según el modelo fundamental.

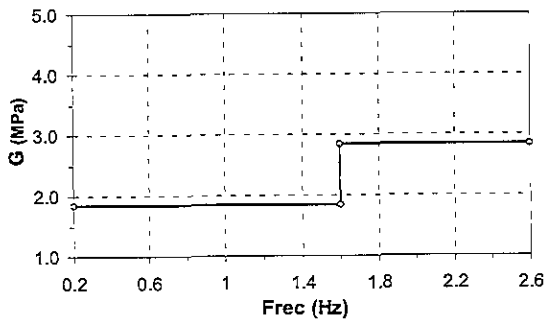
Figura 4.47 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 12 y 30 m con base en el sismo del 10/12/94 – N90W y considerando la influencia de la frecuencia.



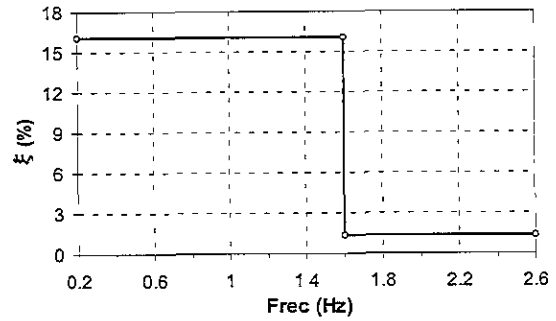
a) G vs Frec en 31/03/93 - N00E.



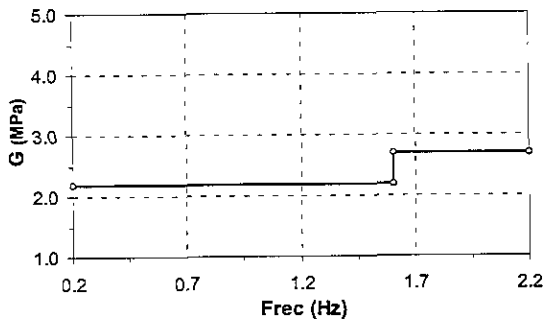
b) ξ vs Frec en 31/03/93 - N00E.



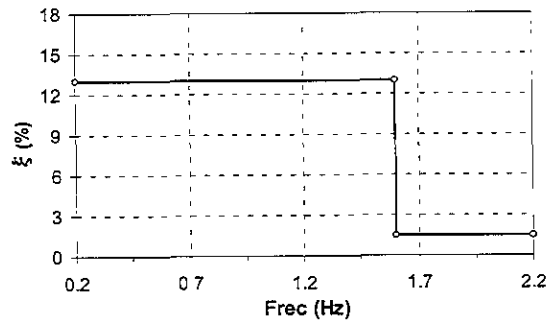
c) G vs Frec en 31/03/93 - N90W.



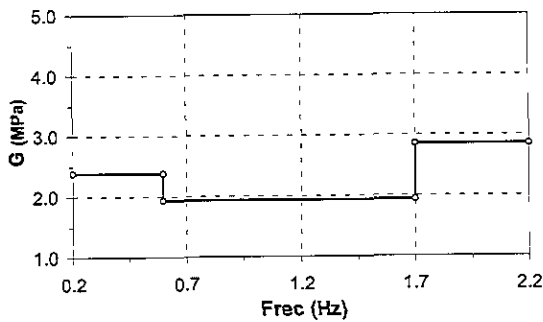
d) ξ vs Frec en 31/03/93 - N90W.



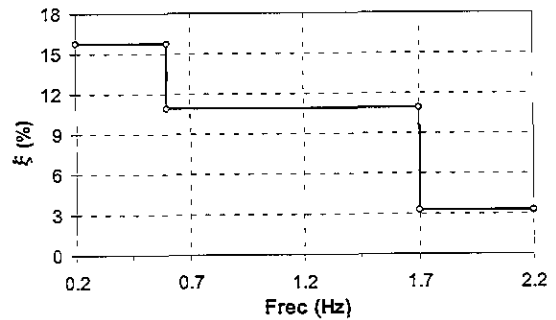
e) G vs Frec en 24/10/93 - N00E.



f) ξ vs Frec en 24/10/93 - N00E.

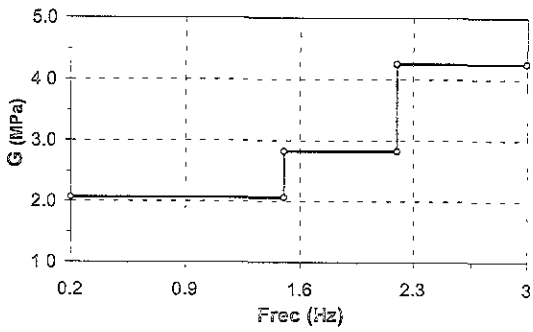


g) G vs Frec en 24/10/93 - N90W.

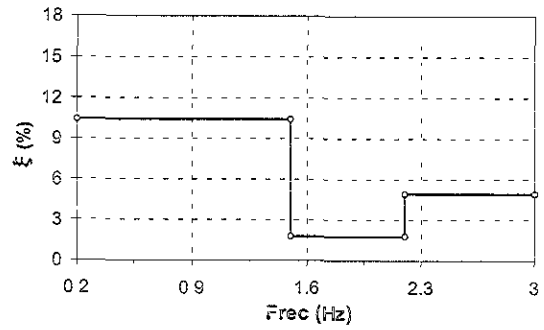


h) ξ vs Frec en 24/10/93 - N90W.

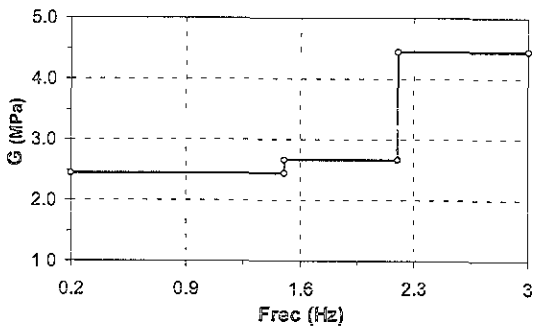
Figura 4.48 Variación de parámetros dinámicos del modelo convencional en sub-intervalos de frecuencia según los sismos del 31/03/93 y 24/10/93.



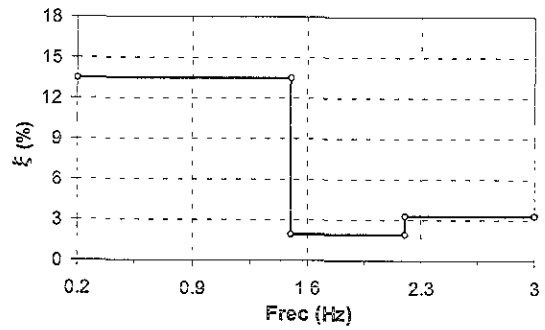
a) G vs Frec en 23/05/94 - N00E.



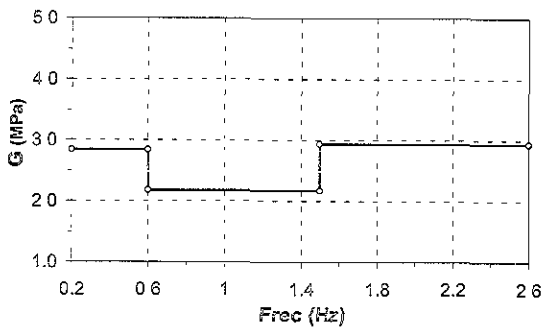
b) ξ vs Frec en 23/05/94 - N00E.



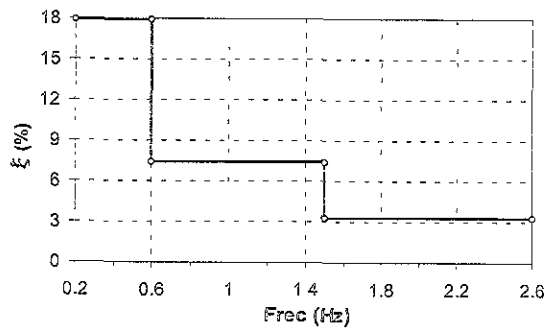
c) G vs Frec en 23/05/94 - N90W.



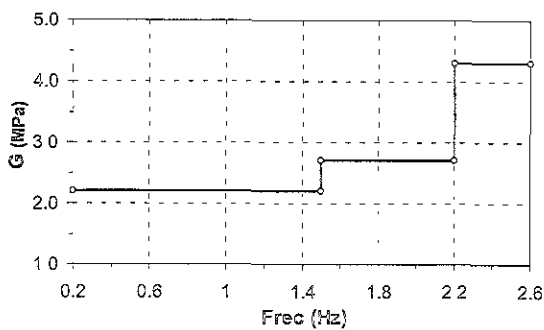
d) ξ vs Frec en 23/05/94 - N90W.



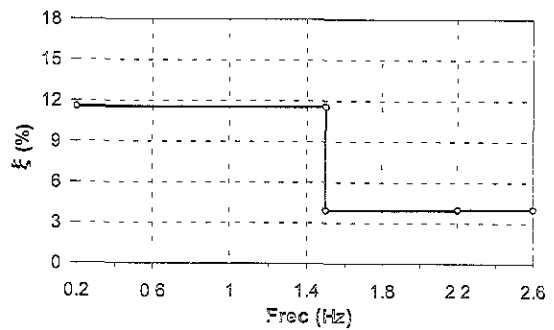
e) G vs Frec en 10/12/94 - N00E.



f) ξ vs Frec en 10/12/94 - N00E.

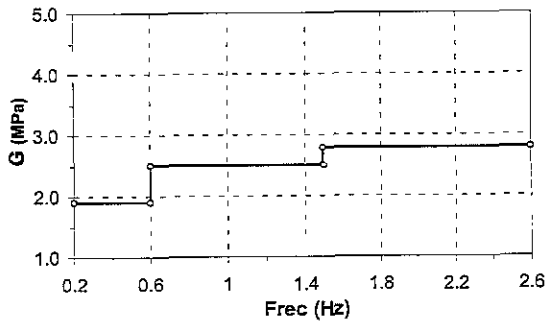


g) G vs Frec en 10/12/94 - N90W.

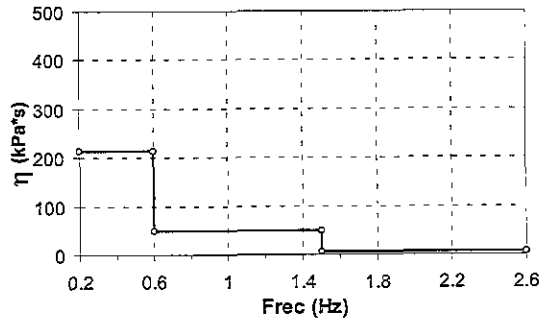


h) ξ vs Frec en 10/12/94 - N90W.

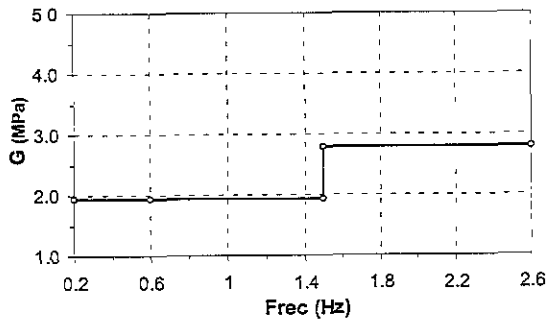
Figura 4.49 Variación de parámetros dinámicos del modelo convencional en sub-intervalos de frecuencia según los sismos del 23/05/94 y 10/12/94.



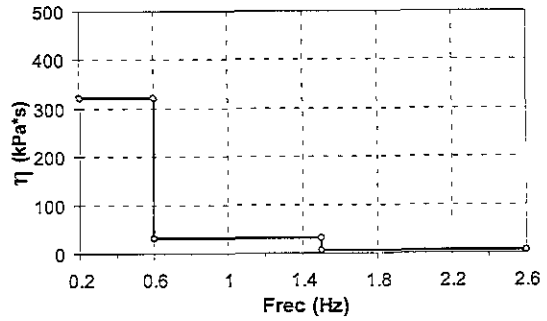
a) G vs Frec en 31/03/93 - N00E.



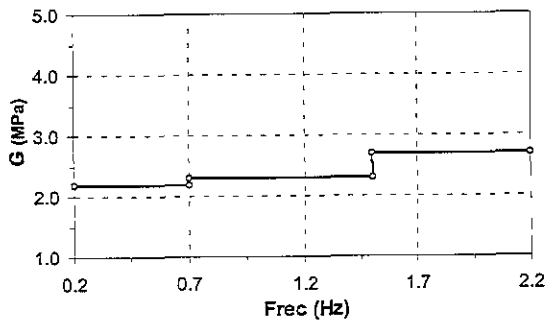
b) η vs Frec en 31/03/93 - N00E.



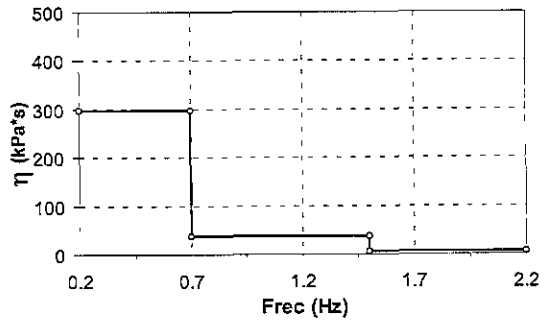
c) G vs Frec en 31/03/93 - N90W.



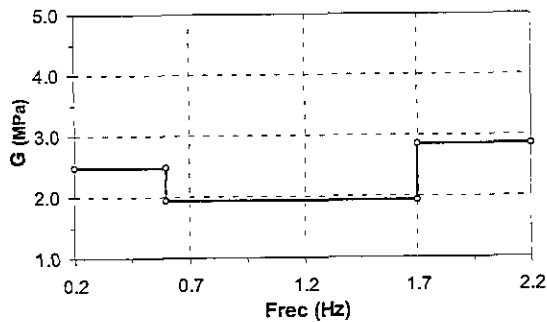
d) η vs Frec en 31/03/93 - N90W.



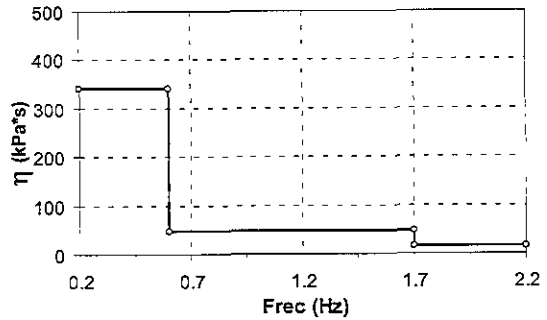
e) G vs Frec en 24/10/93 - N00E.



f) η vs Frec en 24/10/93 - N00E.

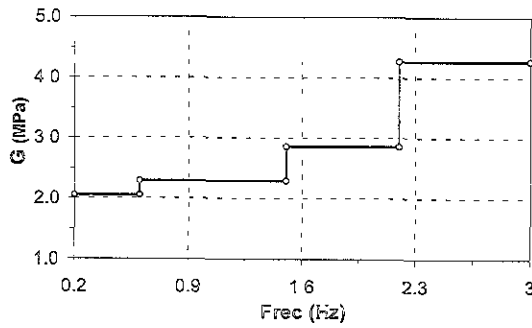


g) G vs Frec en 24/10/93 - N90W.

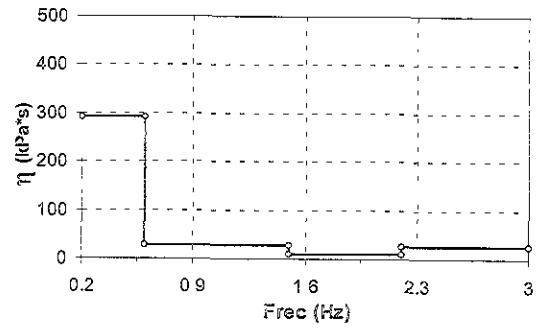


h) η vs Frec en 24/10/93 - N90W.

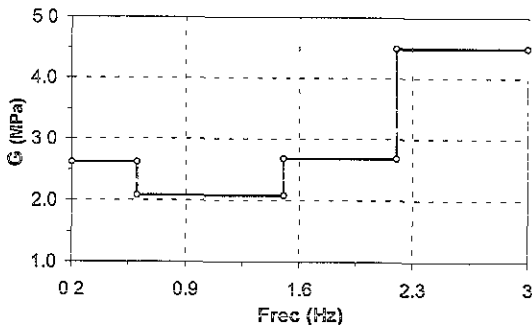
Figura 4.50 Variación de parámetros dinámicos del modelo fundamental en sub-intervalos de frecuencia según los sismos del 31/03/93 y 24/10/93.



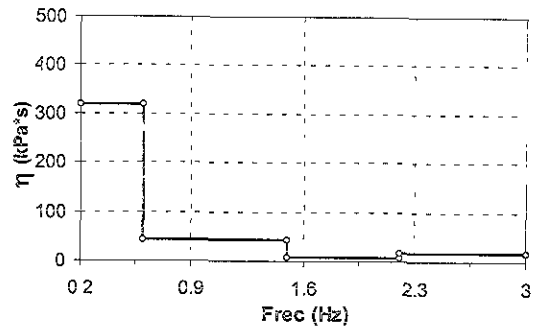
a) G vs Frec en 23/05/94 - N00E.



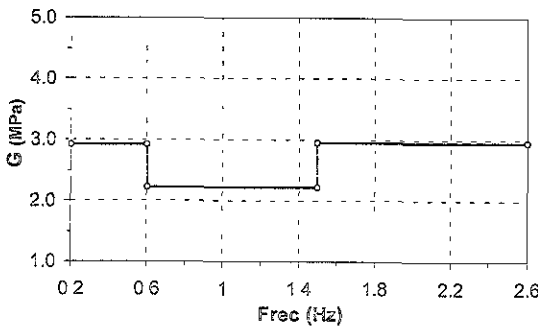
b) η vs Frec en 23/05/94 - N00E.



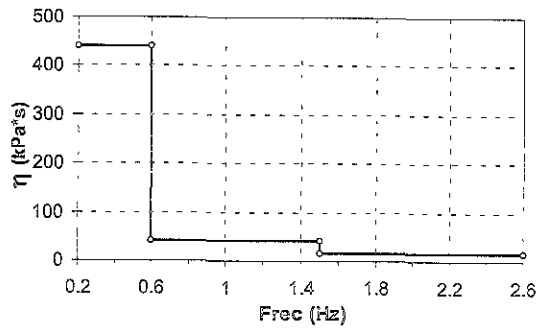
c) G vs Frec en 23/05/94 - N90W.



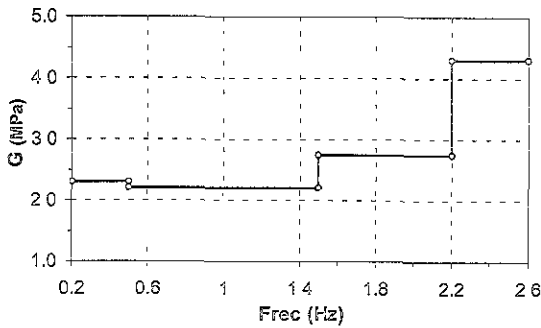
d) η vs Frec en 23/05/94 - N90W.



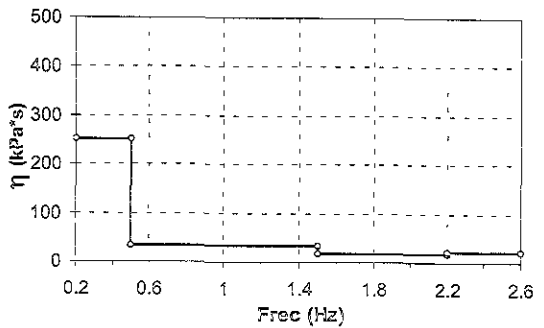
e) G vs Frec en 10/12/94 - N00E.



f) η vs Frec en 10/12/94 - N00E.



g) G vs Frec en 10/12/94 - N90W.



h) η vs Frec en 10/12/94 - N90W.

Figura 4.51 Variación de parámetros dinámicos del modelo fundamental en sub-intervalos de frecuencia según los sismos del 23/05/94 y 10/12/94.

En las Figuras 4.40 a 4.47 se observa que la reproducción analítica de la respuesta experimental considerando parámetros que varían en sub-intervalos de frecuencia es mucho mejor que si se consideran a los parámetros constantes en todo el intervalo de frecuencias significativas (Figuras 4.30 a 4.39). Esta mejora también se ve expresada por los bajos valores de ERROR AMP en las Tablas 4.15 y 4.16 respecto a los valores de las Tablas 4.11 y 4.12.

Las curvas esfuerzo-deformación obtenidas considerando parámetros variables con la frecuencia ilustran una mayor disipación de energía, expresada como una mayor área de las elipses, respecto al caso de parámetros constantes con la frecuencia, principalmente para el modelo fundamental.

En las Figuras 4.48 a 4.51 se puede observar que la variación de los parámetros en sub-intervalos de frecuencia sigue una tendencia. Para el caso del módulo de rigidez esta tendencia se caracterizó por un aumento del valor de G con la frecuencia y para el caso del amortiguamiento y el coeficiente de viscosidad se caracterizó por una disminución del valor de ξ y η con la frecuencia, en la mayoría de los casos. Sin embargo, esta identificación de parámetros por sub-intervalos de frecuencia no indica cual fue el par de parámetros representativo con el cual vibró principalmente la sección equivalente. Una forma de evaluar estos parámetros es analizando las curvas esfuerzo-deformación obtenidas analíticamente a la profundidad media $z=21$ m. En la Figura 2.4 se observa que de la pendiente de la elipse se puede obtener G y del área de la elipse y la deformación angular se pueden obtener ξ y η .

En la Figura 4.52 se ilustran las rectas y las ecuaciones, obtenidas por mínimos cuadrados, que mejor representan las curvas esfuerzo-deformación según el modelo convencional del sismo del 31/03/93 – N00E y considerando el caso de parámetros constantes con la frecuencia y el caso de parámetros variables con la frecuencia.

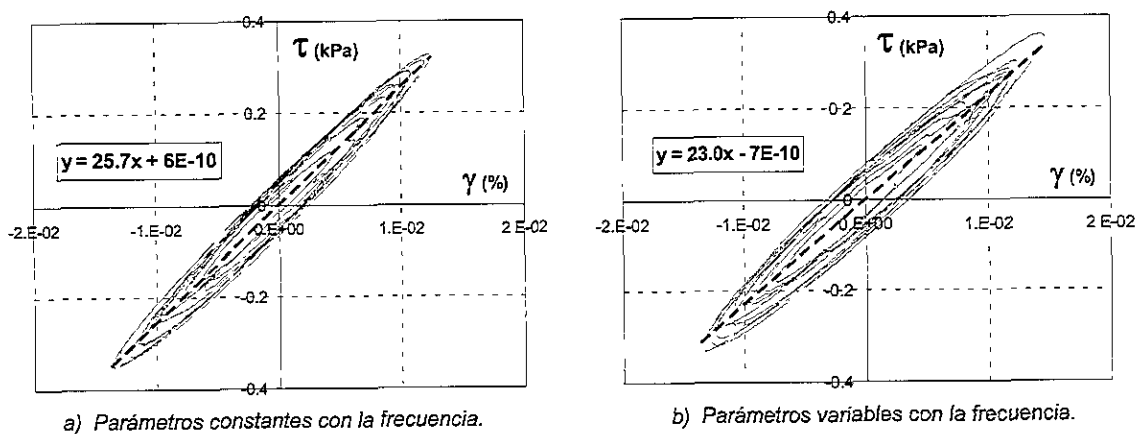


Figura 4.52 Ajuste de las curvas esfuerzo-deformación a 21m del sismo 31/03/93 – N00E según el modelo convencional, a líneas rectas, utilizando mínimos cuadrados.

En la Figura 4.52a se aprecia que la pendiente de la recta, expresada por el término que acompaña a x en la ecuación, representa el módulo de rigidez, el cual es el mismo que se presenta en la Tabla 4.11 (tener en cuenta la conversión de unidades de

kPa/% a MPa). El segundo término de la ecuación (término constante) representa la deformación angular permanente, la cual debería ser cero, ya que el análisis es visco-elástico; por tanto, los bajos valores obtenidos (≈ 0) de estas deformaciones corresponden a errores en la manipulación numérica de los datos. Este procedimiento aplicado al caso de parámetros constantes con la frecuencia verifica su utilidad para identificar el G promedio representativo en el caso de curvas esfuerzo-deformación obtenidas por medio de parámetros variables con la frecuencia, como en el caso de la Figura 4.52b. En la Tabla 4.17 se presentan los G (en MPa) obtenidos aplicando la metodología anterior a las curvas esfuerzo-deformación de las Figuras 4.40 a 4.47.

Tabla 4.17 Valores representativos de G de la sección comprendida entre 12 y 30 m, teniendo en cuenta las curvas esfuerzo-deformación de las Figuras 4.40 a 4.47.

MODELO	31/03/93		24/10/93		23/05/94		10/12/94	
	N00E	N90W	N00E	N90W	N00E	N90W	N00E	N90W
<i>Convencional</i>	2.300	1.843	2.190	2.368	2.105	2.464	2.815	2.200
<i>Fundamental</i>	1.916	1.944	2.193	2.466	2.138	2.564	2.893	2.298

Comparando los valores de G de las Tabla 4.15 y 4.16 con los valores de G de la Tabla 4.17 se observa que los G representativos obtenidos por esta metodología tienen valores muy cercanos al G evaluado en el primer sub-intervalo de frecuencia en cada sismo-componente. Por tanto, se asumirá que aproximadamente los valores de ξ y η representativos de la sección también corresponden a los valores evaluados para el primer sub-intervalo de frecuencia en cada sismo-componente.

En las Tablas 4.18 y 4.19 se presentan el valor promedio, μ , y el coeficiente de variación, C.V, de los resultados presentados en las Tablas 4.15 a 4.17 (los valores a promediar de ξ y η se tomaron solamente del primer sub-intervalo).

Tabla 4.18 Parámetros equivalentes promedio de la sección comprendida entre 12 y 30 m, teniendo en cuenta el modelo convencional y considerando la influencia de la frecuencia.

Componente	Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)		ξ (%)		ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
		μ	C.V	μ	C.V			
N00E	0.2 → 2.2	2.35	0.14	13.5	0.24	35.4	16.0	$9.6 \cdot 10^{-3}$
N90W	0.2 → 2.2	2.22	0.12	14.3	0.15	32.4	13.4	$1.2 \cdot 10^{-2}$

Tabla 4.19 Parámetros equivalentes promedio de la sección comprendida entre 12 y 30 m, teniendo en cuenta el modelo fundamental y considerando la influencia de la frecuencia.

Componente	Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)		η (kPa*s)		ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
		μ	C.V	μ	C.V			
N00E	0.2 → 2.2	2.29	0.18	310.9	0.30	33.8	19.6	$9.4 \cdot 10^{-3}$
N90W	0.2 → 2.2	2.32	0.12	308.4	0.13	30.6	10.2	$1.1 \cdot 10^{-2}$

Los valores de la deformación angular promedio, γ_{prom} , en la profundidad media de la sección ($z=21$ m) indican que el suelo se mantuvo dentro del intervalo de pequeños desplazamientos (intervalo elástico). Los valores promedio de G obtenidos con el SIPD considerando la influencia de la frecuencia difieren en un 15 %, aproximadamente, del G obtenido por medio de sonda suspendida (ver Tabla 4.2). Los valores de ξ y η son prácticamente iguales en las dos direcciones al igual que los valores de G en los dos modelos. En este caso los resultados indican que existe una isotropía en la sección.

4.5.3 Sección equivalente entre 30 y 60 m

La tercera sección que se evaluará será la localizada entre los acelerógrafos C266 y C366. El intervalo de muestreo de los dos acelerógrafos es de 0.01 s y el peso unitario promedio de esta sección es de 14.3 kN/m^3 . Esta sección está conformada por estratos de arcilla, arena y limo, fuertemente estratificada. En la Tabla 4.20 se indican los tiempos de recorte a los registros acelerográficos originales (ver Tabla 4.4 y Figuras 4.15 a 4.21) utilizados para la evaluación de las propiedades equivalentes de la sección entre 30 y 60 m, con el fin de simular la estacionaridad en la respuesta.

Tabla 4.20 Tiempos de recorte a los registros originales utilizados para evaluar las propiedades equivalentes de la sección entre 30 y 60 m.

Sismo (d/m/a)	Componente	Prof. (m)	Tiempo de recorte al registro original (s)		Duración (s)
			Inicio	Final	
24/10/93	N00E y N90W	12	0.97	142.26	100
		30	0	85.63	
23/05/94	N00E y N90W	12	0	91.51	50
		30	0	91.34	

En las Tablas 4.21, 4.22 y en las Figuras 4.53 a 4.56 se presentan los resultados obtenidos de la evaluación de parámetros equivalentes constantes con la frecuencia de la sección entre 30 y 60 m, con el SIPD, considerando el modelo fundamental (G , η) y el modelo convencional (G , ξ). En las figuras se ilustran los semi-espectros de amplitudes de la respuesta experimental y la respuesta analítica, el espectro de amplitudes de la $FT_{H \rightarrow h}$ experimental y la $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y las curvas esfuerzo-deformación en la profundidad media de la sección, para cada modelo.

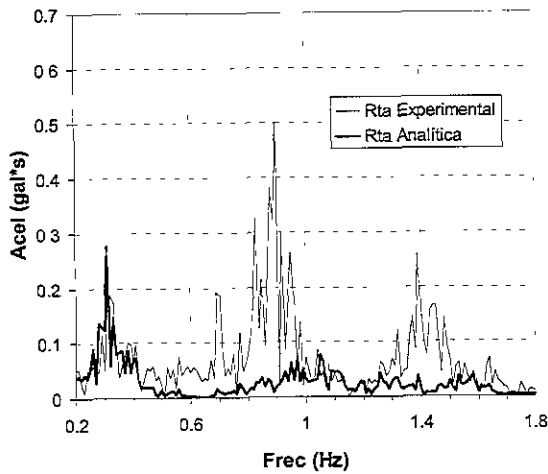
Tabla 4.21 Parámetros equivalentes de la sección comprendida entre 30 y 60 m, teniendo en cuenta el modelo convencional y sin considerar la influencia de la frecuencia.

Sismo (d/m/a) – componente		Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)	ξ (%)	ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
24/10/93	N00E	0.2 → 1.8	8.02	4.4	71.6	-83.8	$4.5 \cdot 10^{-3}$
	N90W	0.2 → 1.8	6.61	1.8	72.9	-56.9	$7.0 \cdot 10^{-3}$
23/05/94	N00E	0.2 → 3.2	7.40	2.4	76.5	-83.2	$4.6 \cdot 10^{-3}$
	N90W	0.2 → 3.2	7.96	3.7	74.8	-100.0	$2.6 \cdot 10^{-3}$

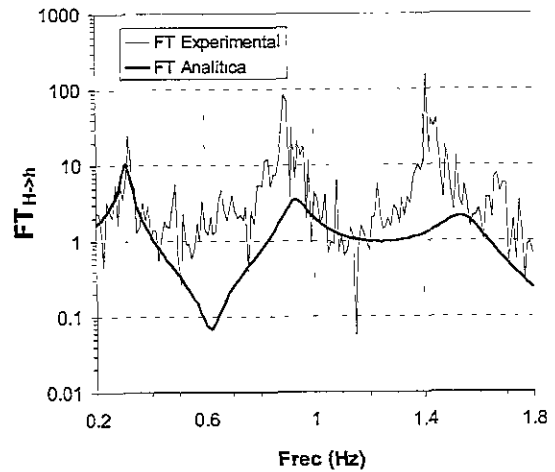
Tabla 4.22 Parámetros equivalentes de la sección comprendida entre 30 y 60 m, teniendo en cuenta el modelo fundamental y sin considerar la influencia de la frecuencia.

Sismo (d/m/a) – componente		Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)	η (kPa*s)	ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
24/10/93	N00E	0.2 → 1.8	8.27	109.9	75.3	-58.5	$8.7 \cdot 10^{-3}$
	N90W	0.2 → 1.8	6.60	26.7	86.4	114.2	$2.1 \cdot 10^{-2}$
23/05/94	N00E	0.2 → 3.2	8.06	33.5	72.3	-84.5	$3.4 \cdot 10^{-3}$
	N90W	0.2 → 3.2	7.41	24.2	76.1	-60.1	$1.0 \cdot 10^{-2}$

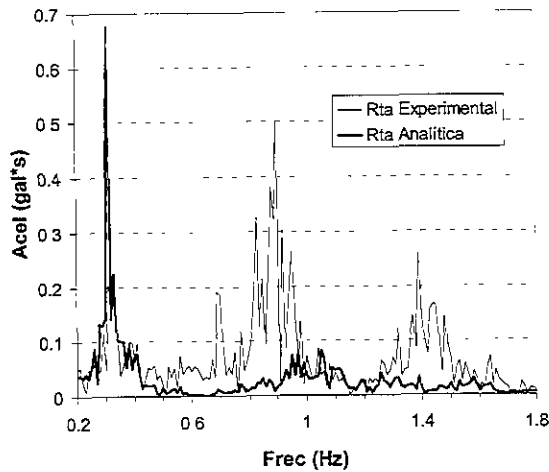
Debido a la fuerte estratificación de la sección, la evaluación de parámetros por medio del SIPD fue insuficiente, lo cual se refleja numéricamente en los altos valores de ERROR AMP y ERROR POT en las Tablas 4.21 y 4.22. Sin embargo, estos resultados eran de esperarse ya que el modelo analítico asume que el depósito es homogéneo y el grado de evaluación de los parámetros equivalentes con el SIPD depende del grado de estratificación de la sección.



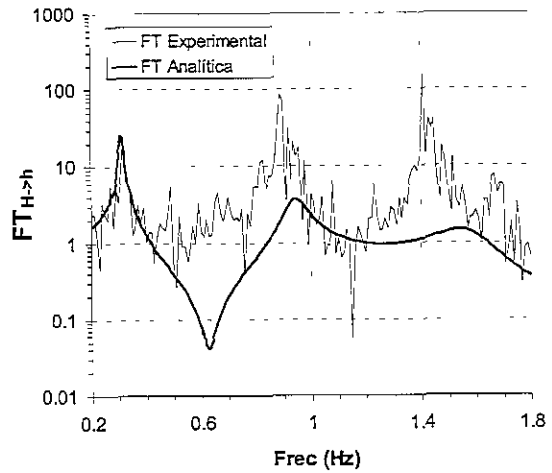
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



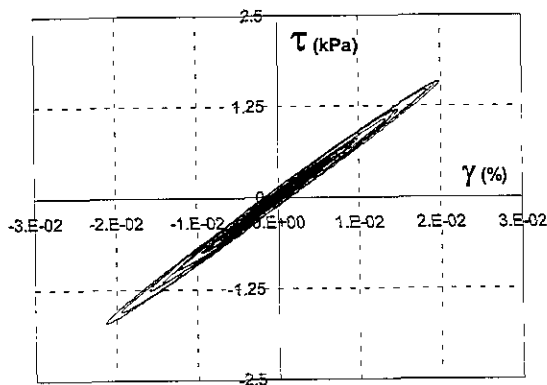
b) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



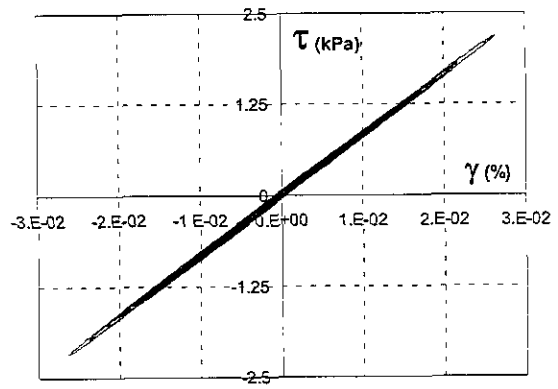
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

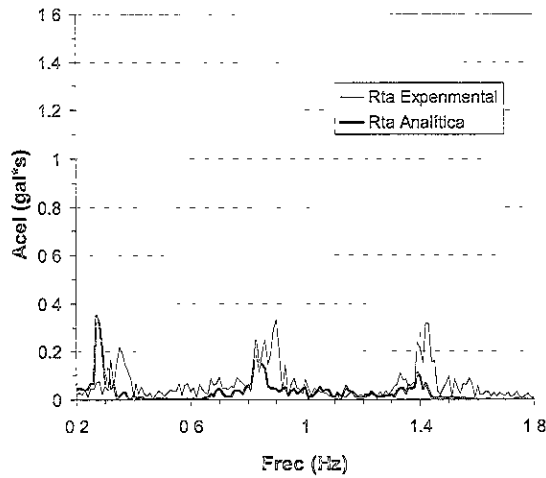


e) Curva esfuerzo-deformación a 45 m según el modelo convencional.

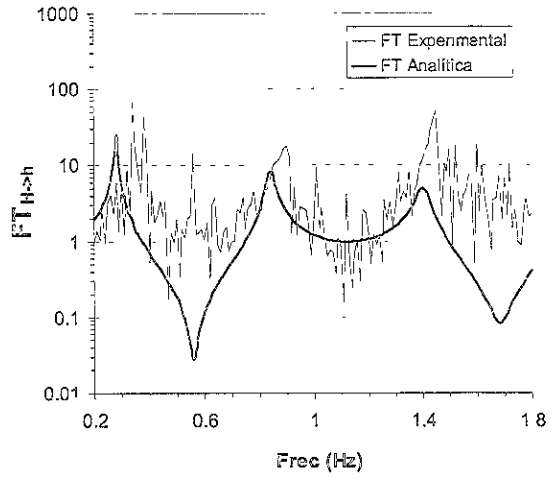


f) Curva esfuerzo-deformación a 45 m según el modelo fundamental.

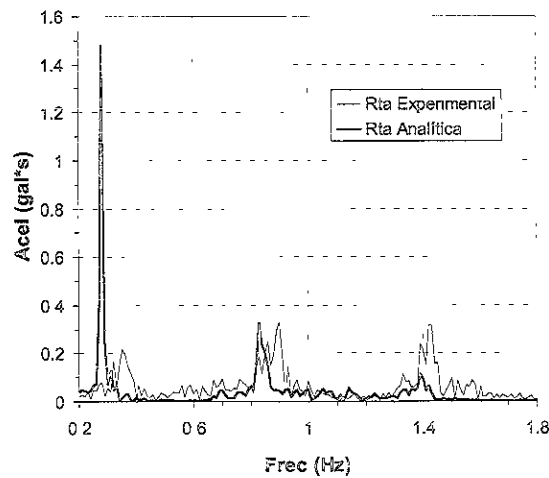
Figura 4.53 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 30 y 60 m con base en el sismo del 24/10/93 - N00E.



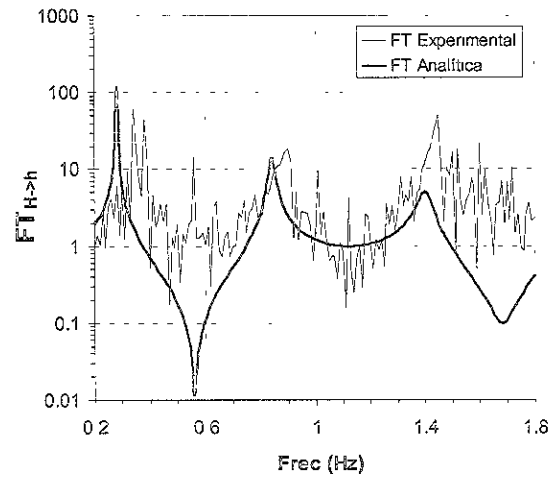
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



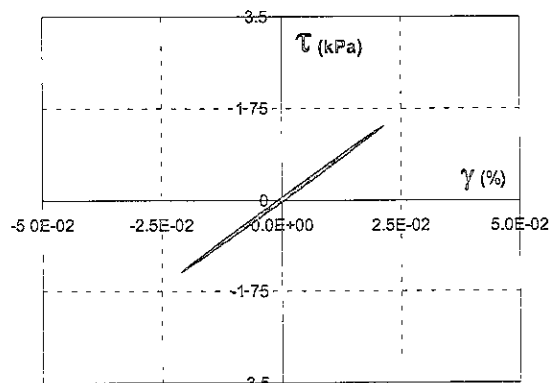
b) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



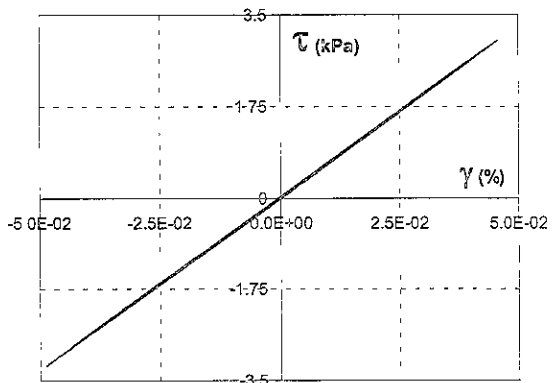
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

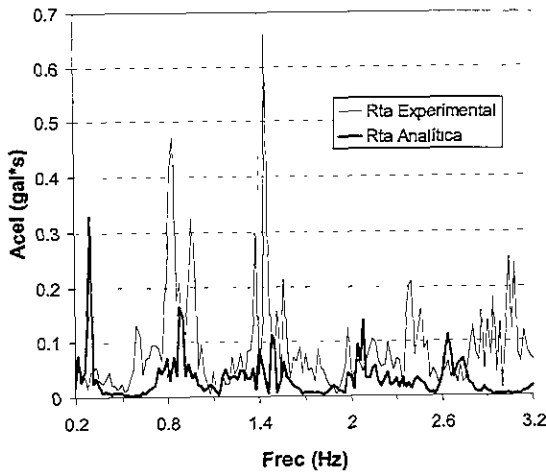


e) Curva esfuerzo-deformación a 45 m según el modelo convencional.

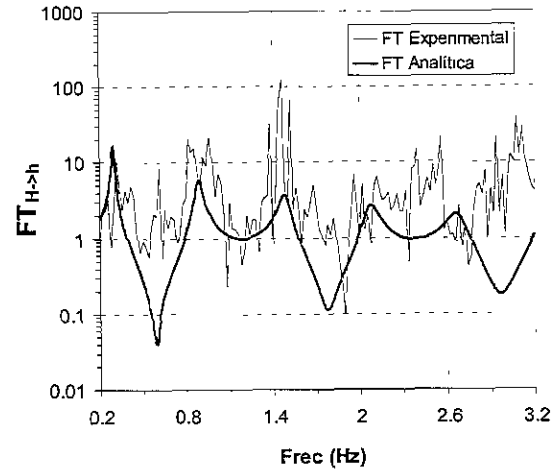


f) Curva esfuerzo-deformación a 45 m según el modelo fundamental.

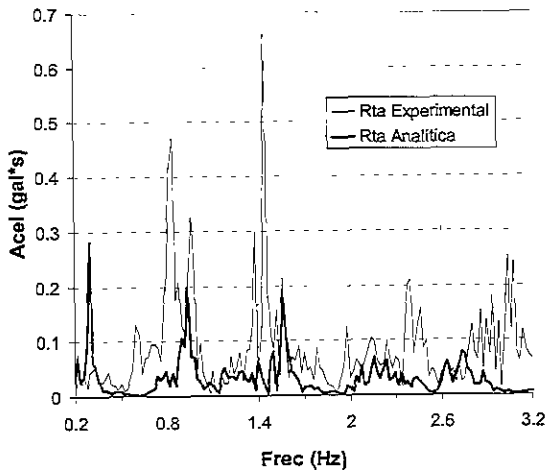
Figura 4.54 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 30 y 60 m con base en el sismo del 24/10/93 - N90W.



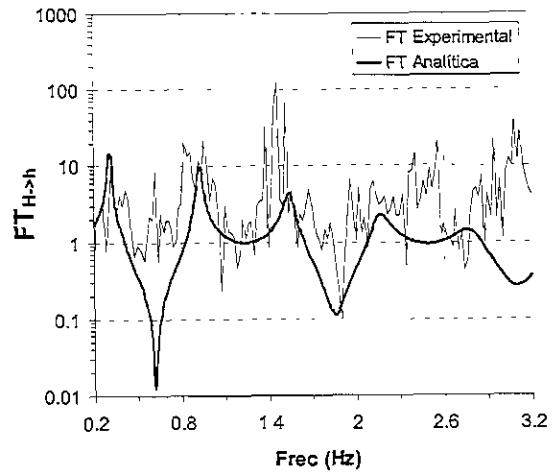
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



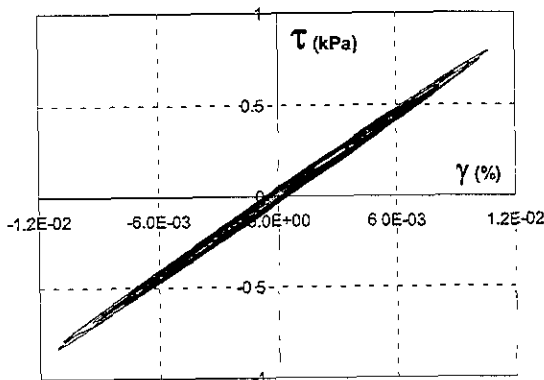
b) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo convencional.



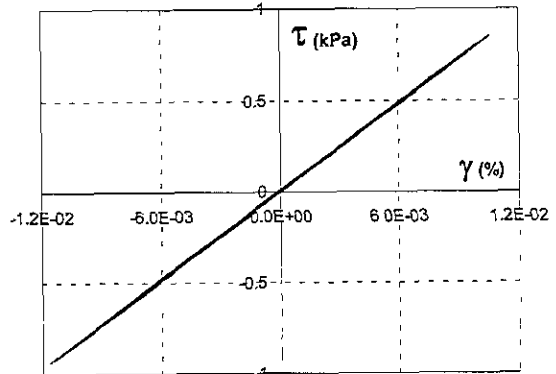
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) $FT_{H \rightarrow h}$ analítica y experimental según el modelo fundamental.

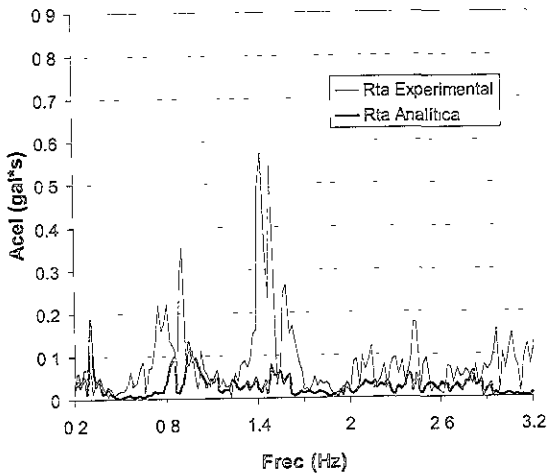


e) Curva esfuerzo-deformación a 45 m según el modelo convencional.

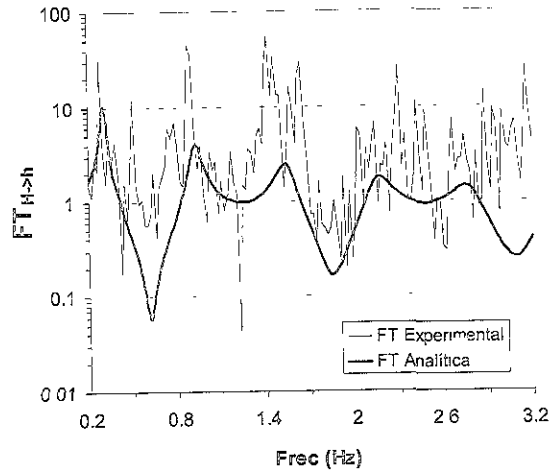


f) Curva esfuerzo-deformación a 45 m según el modelo fundamental.

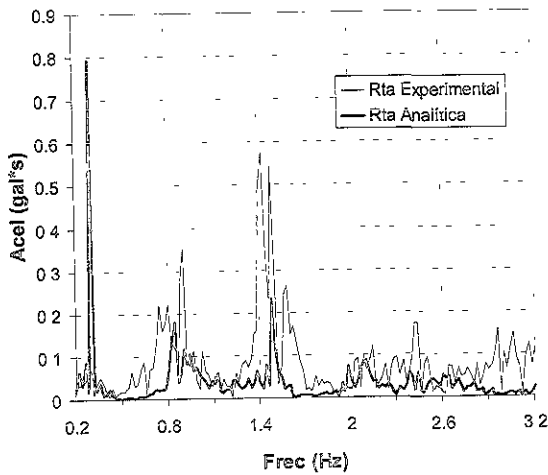
Figura 4.55 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 30 y 60 m con base en el sismo del 23/05/94 – N00E.



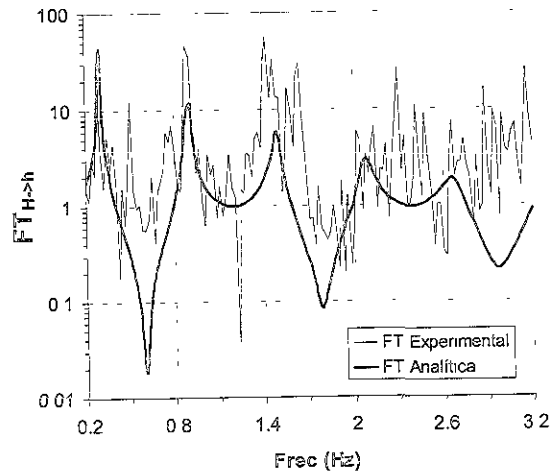
a) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo convencional.



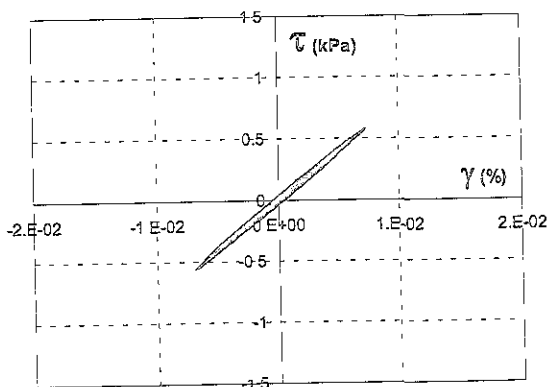
b) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo convencional.



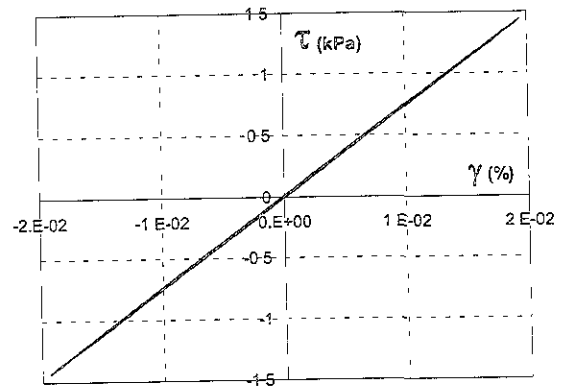
c) Semi-espectro de amplitudes de la rta analítica y experimental según el modelo fundamental.



d) FT_{H-h} analítica y experimental según el modelo fundamental.



e) Curva esfuerzo-deformación a 45 m según el modelo convencional.



f) Curva esfuerzo-deformación a 45 m según el modelo fundamental.

Figura 4.56 Evaluación de parámetros equivalentes de la sección entre 30 y 60 m con base en el sismo del 23/05/94 - N90W.

Las Figuras 4.53 a 4.56 reflejan el bajo grado de aplicabilidad del SIPD en secciones fuertemente estratificadas. Por esta razón, no se realizó la evaluación de parámetros por sub-intervalos de frecuencia.

En las Tablas 4.23 y 4.24 se presentan el valor promedio, μ , y el coeficiente de variación, C.V, de los resultados presentados en las Tablas 4.21 y 4.22.

Tabla 4.23 Parámetros equivalentes promedio de la sección comprendida entre 30 y 60 m, teniendo en cuenta el modelo convencional y sin considerar la influencia de la frecuencia.

Componente	Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)		ξ (%)		ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
		μ	C.V	μ	C.V			
N00E	0.2 → 2.5	7.71	0.06	3.4	0.42	74.1	83.5	$4.6 \cdot 10^{-3}$
N90W	0.2 → 2.5	7.29	0.13	2.8	0.49	73.9	78.5	$4.8 \cdot 10^{-3}$

Tabla 4.24 Parámetros equivalentes promedio de la sección comprendida entre 30 y 60 m, teniendo en cuenta el modelo fundamental y sin considerar la influencia de la frecuencia.

Componente	Intervalo de frecuencias significativas (Hz)	G (MPa)		η (kPa*s)		ERROR AMP (%)	ERROR POT (%)	γ_{prom} (%)
		μ	C.V	μ	C.V			
N00E	0.2 → 2.5	8.17	0.02	71.7	0.75	73.8	71.5	$6.1 \cdot 10^{-3}$
N90W	0.2 → 2.5	7.00	0.08	25.5	0.07	81.3	87.2	$1.6 \cdot 10^{-2}$

Los altos valores de ERROR AMP y ERROR POT no permiten analizar cualitativamente los resultados obtenidos, sin embargo, a pesar de que el G promedio obtenido por medio del SIPD difiere en un 350 %, aproximadamente, del G obtenido por medio de la sonda suspendida (ver Tabla 4.2), sí indica que la sección entre 30 y 60 m es la más rígida de todas las secciones del depósito de suelo de CAO.

Los valores promedio de ERROR POT fueron obtenidos a partir de los valores absolutos de ERROR POT de cada sismo-componente. Este procedimiento se aplicó en las tres secciones equivalentes.

4.6 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Las $FT_{H \rightarrow h}$ experimentales de las secciones 0→12 m y 12→30 m, mostraron una regularidad en las frecuencias donde se presentaron los modos de amplificación y los modos de atenuación, en todos los registros. Para la sección 0→12 m el pico de amplificación, o primera frecuencia de vibración, se presentó a 0.90 Hz aproximadamente. Para la sección 12→30 m los picos principales de amplificación de presentaron a 0.35 y 2 Hz y el valle de atenuación se presentó a 0.90 Hz, aproximadamente. Esto indica una regularidad en las deformaciones angulares inducidas a las secciones por parte de los sismos, los cuales no indujeron deformaciones angulares mayores a la deformación angular crítica ($\gamma_{crítica} \approx 10^{-2} \%$, para la arcilla de la Ciudad de México) y por tanto, no existió una degradación en el G .

Las frecuencias donde se presentaron los picos de amplificación y valles de atenuación en las dos secciones indica que la sección 0→12 m se comportó mecánicamente como la sección 12→30 m. Esta similitud en el comportamiento mecánico experimental se puede observar analíticamente calculando la $FT_{H \rightarrow h}$ entre 30→12 m y la $FT_{H \rightarrow h}$ entre 12→0 m para un depósito de suelo homogéneo y un par de parámetros dinámicos dados, como se ilustra en la Figura 4.57.

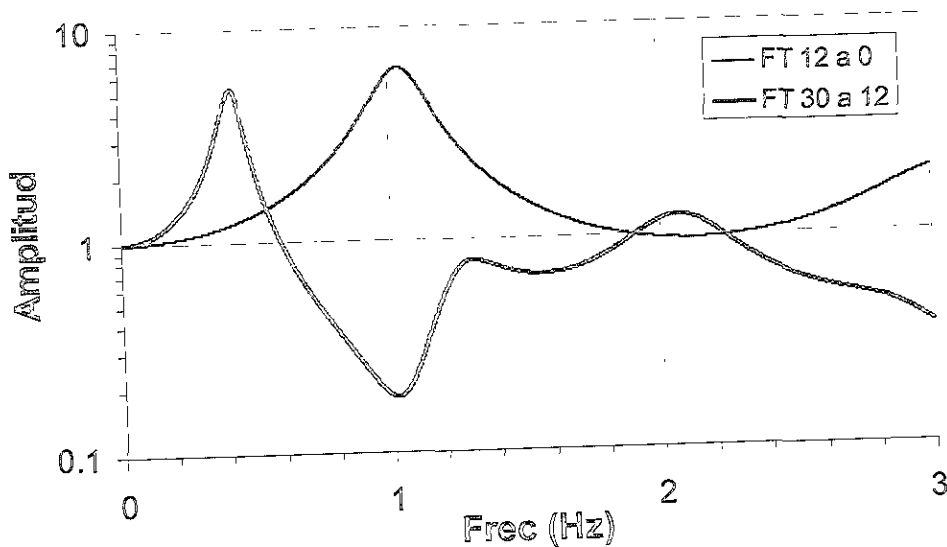


Figura 4.57 $FT_{H \rightarrow h}$ analíticas en un depósito de suelo homogéneo.

Las $FT_{H \rightarrow h}$ analíticas de la Figura 4.57 se calcularon asumiendo que los parámetros permanecen constantes con la frecuencia y con valores de $G=3$ MPa, $\xi=10\%$ y $\rho=12$ kN/m³. En esta figura se puede observar que para la frecuencia donde se presenta el primer modo de amplificación de la sección 12→0 m se presenta el primer modo de atenuación de la sección 30→12 m y que el primer modo de amplificación de la sección 30→12 m se presenta a una frecuencia menor que la frecuencia donde se presenta el de la sección 12→0 m. Los valores de las frecuencias donde se

presentaron los modos de amplificación y atenuación experimentales de las dos secciones corresponden aproximadamente a los valores de la Figura 4.57.

La sección 0→12 m se comporta mecánicamente como una arcilla debido a que la diferencia de rigidez entre los dos estratos que la conforman es muy alta y el intervalo de frecuencias significativas tiene como límite superior una frecuencia relativamente baja ($Frec \approx 1.4$ Hz). Este comportamiento se debe a que el primer pico de amplificación del estrato más rígido se encuentra a una frecuencia mayor que el primer pico de amplificación del estrato menos rígido (ver Figura 2.22) y por tanto, la identificación de parámetros dependerá de las frecuencias contenidas en el intervalo de frecuencias significativas. Para el caso de la sección 0→12 m este intervalo sólo abarcaba el primer modo de amplificación del estrato menos rígido (arcilla).

En la sección 12→30 m se observó que la identificación de parámetros equivalentes considerando intervalos de frecuencia sigue la tendencia a que G aumente con la frecuencia y ξ , η disminuyan con la misma. Este comportamiento podría deberse a que el intervalo de frecuencias significativas es mayor y por tanto alcanza a abarcar los modos de amplificación de los estratos más rígidos presentes en el depósito (localizados fuera de esta sección), los cuales influyen en los registros acelerográficos por medio de las ondas reflejadas y transmitidas, y en las frecuencias más altas del intervalo de frecuencias significativas.

La identificación de parámetros equivalentes de la sección 12→30 m ilustra la ventaja de considerar parámetros variables con la frecuencia en el cálculo de la respuesta, como se observa en la Figura 4.58.

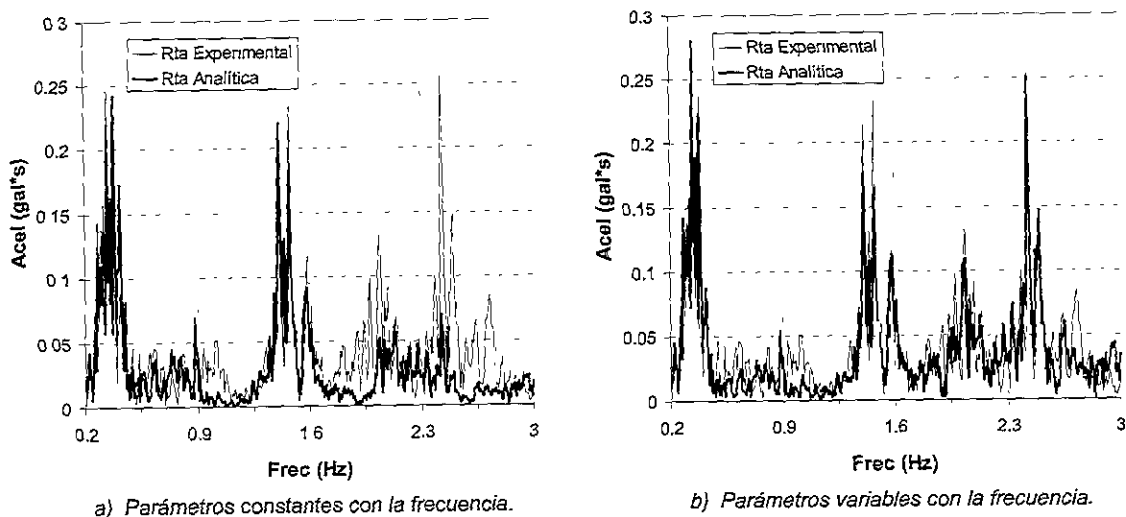


Figura 4.58 Semi-espectros de amplitudes de la respuesta analítica a 12 m según el modelo convencional y el sismo del 23/05/94 – N90W.

En la Figura 4.58a se aprecia cómo al considerar los parámetros constantes con la frecuencia la reproducción analítica de la respuesta experimental para las frecuencias altas es deficiente, lo cual no sucede al considerar los parámetros variables con la frecuencia, como se observa en al Figura 4.58b.

Los resultados de la identificación de parámetros indicaron que el modelo convencional sigue de una manera más aproximada las $FT_{H \rightarrow h}$ experimentales y además, en la identificación de parámetros considerando intervalos de frecuencia requiere menos sub-intervalos que el modelo fundamental para producir los mismos grados de error, aproximadamente.

En las Figuras 4.59a y b se presentan todas las variaciones de G y ξ con la frecuencia de todos los pares de registros analizados en la sección 12→30 m y en las Figuras 4.59c y d se presenta la variación promedio de G y ξ con la frecuencia.

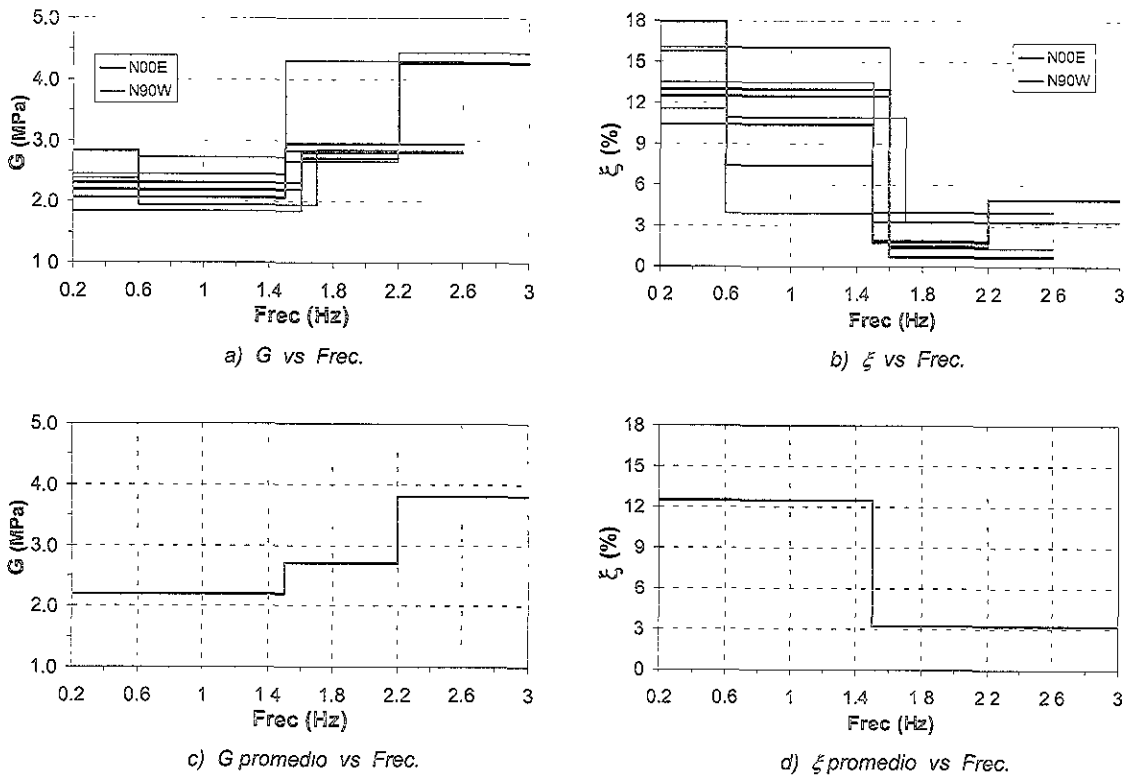


Figura 4.59 Variación de G y ξ con la frecuencia en la sección 12→30 m.

En la identificación de parámetros considerando sub-intervalos de frecuencia se evaluaron los G promedio con base en las curvas esfuerzo-deformación. El procedimiento demostró que los G promedio correspondían aproximadamente a los G evaluados para el primer sub-intervalo de frecuencia. Esto se debe a que las deformaciones angulares son obtenidas a partir de los desplazamientos, los cuales a su vez son obtenidos a partir de las aceleraciones y por tanto, la $FT_{Acel \rightarrow Desp}$ (ver Ecuación 2.79 y Figura 2.37-Id) reduce fuertemente las componentes espectrales de la aceleración para frecuencias $\omega > 1$ rad/s y las amplifica fuertemente para $\omega < 1$ rad/s.

La evaluación de parámetros de la sección 30→60 m presentó deficiencias debido a la fuerte estratificación y a la mala calidad de los registros acelerográficos de excitación a 60 m. Estos factores impidieron realizar un análisis de la influencia de la frecuencia en los parámetros dinámicos de la sección.

Además del criterio explicado en el Capítulo 3.1.2 para los tiempos de recorte a los registros originales con el fin de asegurar la estacionaridad, algunos registros se recortaron también con base en la importancia de las aceleraciones registradas al final, con fines de reducir el tiempo de cálculo.

La longitud del intervalo de frecuencias significativas en los registros estuvo influenciada por la distancia epicentral de los sismos a CAO. El sismo del 23/05/94 (evento 4 en la Figura 4.5) tuvo el intervalo de frecuencias de mayor longitud de todos los sismos analizados y el sismo del 10/09/93 (evento 2) tuvo el intervalo de frecuencias de menor longitud de todos los sismos.

CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos en esta tesis con registros sintéticos y mediciones de campo, se puede concluir que el sistema de identificación de parámetros dinámicos propuesto (SIPD) representa una nueva alternativa para evaluar las propiedades dinámicas equivalentes in situ de un depósito de suelo con base en registros acelerográficos a diferentes profundidades. Sin embargo, la instalación de acelerógrafos en campo y la evaluación de parámetros con base en registros acelerográficos se debe tomar, desde el punto de vista práctico y económico, como una alternativa de investigación para comparar los valores obtenidos en laboratorio con los valores obtenidos in situ por medio de esta técnica; ya que la implementación de arreglos acelerográficos in situ requiere de una inversión de capital considerable y además, se necesita un tiempo considerable para obtener una base de datos acelerográficos.

El grado de aplicabilidad del SIPD depende de qué tan alejadas se encuentren las características del depósito de suelo de las hipótesis del modelo analítico. Puesto que el modelo que se propone considera estratos homogéneos, una mejora sustancial al SIPD sería incluir la estratificación del depósito en el modelo analítico.

Los resultados obtenidos con el SIPD indican que el modelo convencional (G y ξ) representa mejor analíticamente el comportamiento dinámico experimental del depósito de suelo de CAO que el modelo fundamental (G y η). Estos resultados también indicaron que los modelos son más sensibles a G que a ξ ó η , en la identificación.

El procedimiento propuesto para obtener el desplazamiento, la deformación angular y el esfuerzo cortante con base en las funciones de transferencia $FT_{Acel \rightarrow Desp}$, $FT_{Desp \rightarrow Defang}$ y G^* , representa una alternativa para obtener las curvas esfuerzo-deformación a cualquier profundidad considerando todos los modos de vibración presentes en la respuesta dinámica del depósito.

La evaluación de parámetros para la sección 0→12 m indica que el comportamiento dinámico para frecuencias menores a 1.4 Hz, aproximadamente, está influenciado básicamente por la arcilla.

El valor promedio de G de la serie arcillosa superior obtenido in situ por medio del SIPD es aproximadamente el mismo al obtenido in situ por medio de la sonda suspendida.

El valor promedio de ξ obtenido in situ por medio del SIPD indica que el amortiguamiento equivalente de la serie arcillosa superior de CAO es aproximadamente el doble del obtenido en laboratorio. Esto se debe, en parte, a que el ξ obtenido con el SIPD incluye el amortiguamiento geométrico y el histerético, mientras que en el laboratorio sólo se evalúa el segundo.

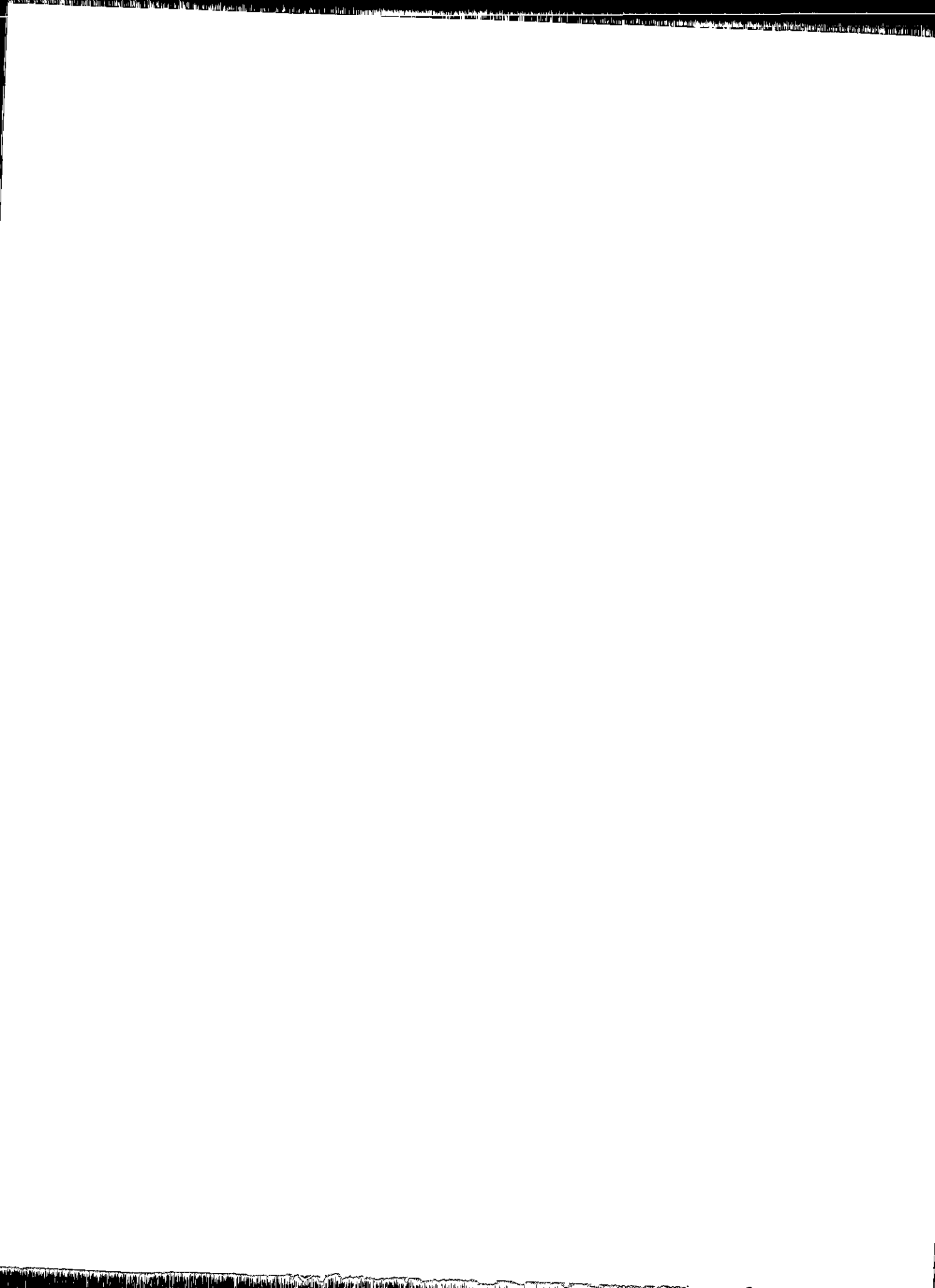
Los resultados indican que existe una influencia de la composición espectral de la excitación en las propiedades equivalentes de la serie arcillosa superior en CAO. Para el caso de los sismos analizados, esta influencia se manifestó por un aumento en el valor de G y un decremento en el valor de ξ y η con la frecuencia, principalmente.

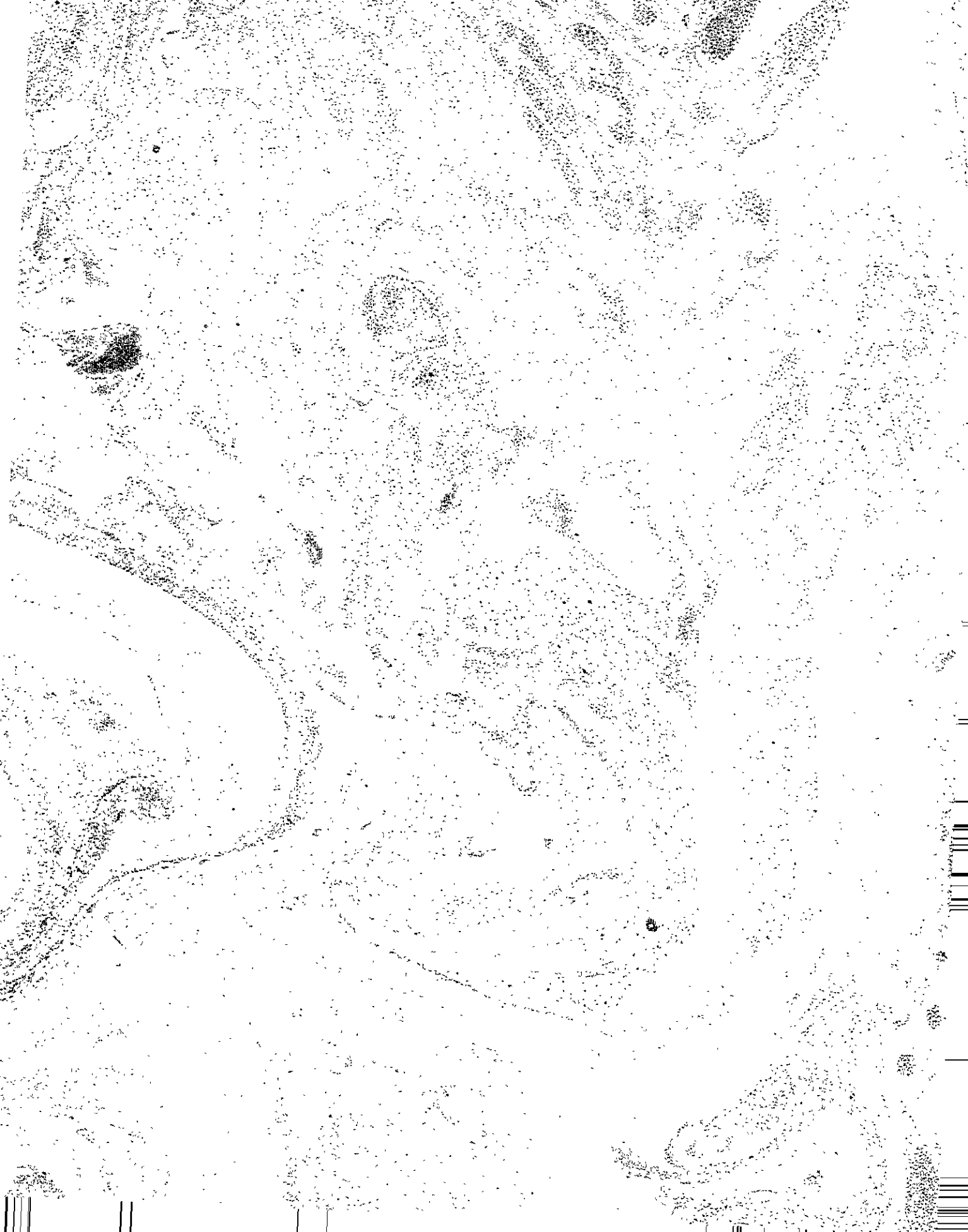
El cálculo de los espectros de amplitudes de la respuesta a 12 m, considerando los parámetros dinámicos constantes con la frecuencia, indicó que se pueden generar errores significativos, los cuales radican en una subestimación de las respuestas experimentales para frecuencias entre 2 y 3 Hz, aproximadamente.

Los sismos analizados en CAO fueron de baja magnitud, por tanto, es de esperarse que las deformaciones inducidas al depósito de suelo se mantuvieron dentro del intervalo elástico. Consecuentemente, los análisis y conclusiones de los resultados obtenidos en esta tesis están sujetos a esa condición.

El SIPD podría representar una nueva herramienta para evaluar propiedades dinámicas equivalentes de depósitos de suelo sujetos a plastificación, considerando la aproximación de respuesta lineal equivalente a las respuestas no lineales.

Existe evidencia [García, 1995] de que el modelo de Kelvin-Voigt no representa adecuadamente el comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México, bajo condiciones de prueba controladas con variación senoidal de carga. Un modelo reológico de cinco constantes permite una mejor aproximación al comportamiento dinámico, con errores inferiores a 4 por ciento. Este modelo resulta más adecuado para representar el comportamiento dinámico de las arcillas. El SIPD puede ser utilizado para identificar las cinco constantes del modelo.





ANEXO A

MODELO CONVENCIONAL

El modelo convencional del comportamiento dinámico de un material visco-elástico tipo Kelvin-Voigt es una modificación del modelo fundamental. Dicha modificación radica en el concepto de módulo de rigidez complejo, G^* , utilizado para expresar el número de onda complejo, K^* .

Según ensayos de laboratorio, se ha observado que el módulo de rigidez es independiente de la frecuencia de excitación, por tanto, una forma de incluir este concepto en el modelo analítico es hacer que el módulo de rigidez complejo sea independiente de la frecuencia. La forma de lograr esta independencia de la frecuencia es expresando la componente viscosa del modelo fundamental ($\omega\eta$) en términos del amortiguamiento viscoso (ξ) en la Ecuación 2.26 con base en la Ecuación 2.7, como se expresa en la Ecuación A.1.

$$G^* = G [1 + 2\xi i] \quad [A.1]$$

Reemplazando la Ecuación A.1 en la Ecuación 2.25 y desarrollando nuevamente todo el procedimiento explicado en las Ecuaciones 2.32 a 2.37 se puede demostrar que los parámetros polares del número de onda complejo del modelo convencional son los expresados en la Ecuación A.2.

$$r_z = \frac{\omega^2 \rho}{G \sqrt{1 + 4\xi^2}} \quad y \quad \phi_z = \tan^{-1}(-2\xi) \quad [A.2]$$

En las Figuras A.1 y A.2 se presentan las funciones de transferencia $FT_{H \rightarrow h}$ para cuatro casos donde el módulo de rigidez, el peso volumétrico y la geometría del

depósito son los mismos utilizados en las Figuras 2.23 y 2.24.

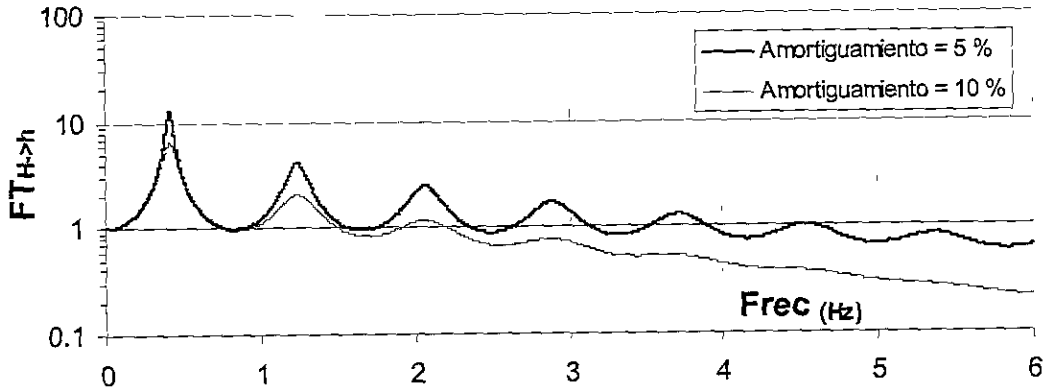


Figura A.1 Topología de $FT_{H \rightarrow h}$ entre $H=30$ m y $h=0$ m para diferentes ξ .

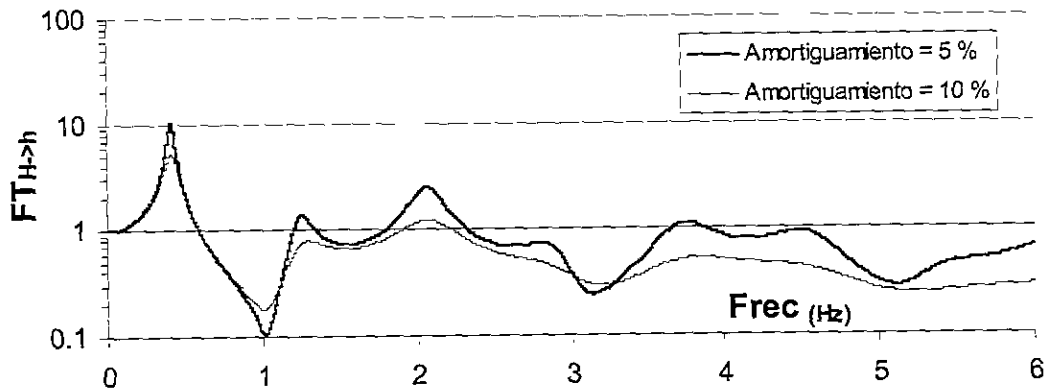


Figura A.2 Topología de $FT_{H \rightarrow h}$ entre $H=30$ m y $h=12$ m para diferentes ξ .

La interpretación física de las Figuras A.1 y A.2 es similar al de las Figuras 2.23 y 2.24 en el Capítulo 2.8.2, sin embargo, en el modelo convencional el efecto de la componente viscosa en función de la frecuencia es más suave que en el modelo fundamental. Este efecto se puede observar comparando la reducción en amplitud de 2 picos de amplificación consecutivos en las Figuras A.1, A.2 y 2.23, 2.24. Por tanto, la disipación de energía elástica en función de la frecuencia varía en menor grado en el modelo convencional que en el modelo fundamental.

REFERENCIAS

- Abdel-Ghaffar A. M., y Scott R. F., [1978]. *Investigation on the dynamic characteristics of an earth dam*. Rep. No. EERL 78-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California, USA.
- Abdel-Ghaffar A. M., y Scott R. F., [1979]. *Shear moduli and damping factors of earth dam*. J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 105(12), 1405-1426.
- Alcántara L., [1997]. *Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF vol 1)*. Universidad de Colima, México.
- Arnush C., [1997]. *Aprendiendo Borland C++ 5 en 21 días*. Prentice-Hall, Edo. de México, México.
- Bolt B. A., [1993]. *Earthquakes*. W.H. Freeman. New York. USA.
- Deitel H. M., y Deitel P. J., [1999]. *C++, como programar*. Prentice-Hall, Edo. de México, México.
- DSP Development Corporation, [1996]. *Filters Software Module*. DADiSP Worksheet.
- Elgamal A., Zeghal M., Taboada V., y Dobry R., [1996]. *Analysis of site liquefaction and lateral spreading using centrifuge testing records*. Soils and Found., 36(2), 111-121.
- García L., [1995]. *Reproducción de vibraciones en arcillas mediante modelos viscoelásticos*. Tesis de maestría. UNAM. México.
- Jaime A., Romo M. P., y Ovando E., [1987]. *Características del suelo en el sitio Central de Abasto Oficinas*. Instituto de Ingeniería. UNAM. México
- Koga Y., y Matsuo O., [1990]. *Shaking table test of embankments resting on liquefiable sandy ground*. Soils and found., 30(4), 162-174.
- Kramer S., [1996]. *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall, USA.

Ljung L., [1987]. *System identification, theory for the user*. Prentice-Hall, New Jersey, USA.

Medina Z., y Auvinet G., [2000]. *Aplicación del análisis geoestadístico a la interpretación de los resultados de campañas de exploración geotécnica*. Memorias del XX congreso nacional de mecánica de suelos, México.

Newland D. E., [1983]. *Vibraciones aleatorias y análisis espectral*. Editorial AC, Madrid, España.

Ordaz M., y Montoya C., [1999]. *Programa Degtra 2000*. Instituto de Ingeniería. UNAM. México.

Rangel J. L., [2000]. *Comunicación personal*.

Romo M. P., y Seed H. B., [1986]. *Analytical modeling of dynamic soil response in the Mexico earthquake of September 19, 1985*. Proceedings of the ASCE Specialty International Conference on The Mexico Earthquakes – 1985, pp. 148-162, Sep 19, Mexico.

Romo M. P., y Villarraga R., [1989]. *Theoretical model for the seismic behavior of dams: El Infiernillo*. Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM. No. 518. Julio. Mexico.

Romo M. P., [1995]. *Clay behavior, 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, Vol. 2, pp. 1039-1051, April.

Romo M. P., Mendoza M. J., y García S. R., [2000]. *Geotechnical factors in seismic design of foundations, State of the Art report*. Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper # 2832, Auckland, New Zealand, February.

Thomson T. W., [1996]. *Teoría de vibraciones, aplicaciones*. Prentice-Hall, México D.F., México.

Schnabel P. B., Lysmer J. y Seed H. B., [1972]. *SHAKE: a Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*. Earthquake Engineering Research Center. Berkeley. California.

Zeghal M., y Elgamal A. W., [1994]. *Análisis of site liquefaction using earthquake records*. J. Geotech. Engrg., ASCE, 120(6), 996-1017.

