C 1763

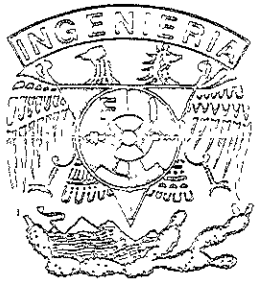
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POST-GRADO

# COMPORTAMIENTO SISMICO DE PRESAS DE TIERRA A PARTIR DE PROTOTIPOS

T E S I S
PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
(MECANICA DE SUELOS)
P R E S E N T A :

ING. REGINALDO JOSE HERNANDEZ ROMERO



ASESOR: DR. MIGUEL P. ROMO O.

MEXICO, D. F. MARZO 2000

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**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 esposa con mucho amor

Por su cariño, apoyo e insistencia para la finalización de este trabajo.

A la memoria de José Alejandro Hernández Vázquez

Mi pequeño a quien prometí la terminación de este trabajo

A mi hija Arely Itzel con amor

Por lo que significa en mi vida.

A mis padres con cariño

Por el gran apoyo moral y por guiarme por un buen sendero

A mis hermanos y familiares con agradecimiento

Por lo mucho que he aprendido de ellos y por su valioso apoyo.

A mis amigos

Por la motivación para la realización de esta etapa y por brindarme su amistad

## Agradecimientos

Al Dr. Miguel P. Romo, por su acertada dirección y el apoyo brindado durante la elaboración de esta tesis

Al los compañeros del Instituto de Ingeniería y de la División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodesica por su amistad durante mi estancia en estos centros.

Al personal de la Comisión Federal de Electricidad por el apoyo brindado

# RESUMEN

Las presas El infiernillo y la villita se encuentran en un ambiente sísmico activo y se han visto sometidas, desde su construcción, a cargas dinámicas de diferente magnitud. Por lo que es particularmente importante el análisis de su comportamiento ante cargas dinámicas.

La metodologias del elemento finito y de la respuesta compleja permitieron conocer los estados de esfuerzo y deformación provocados con tres de los sismos más importantes ocurridos hasta 1990, dando como principal resultado la pérdida de bordo libre de ambas presas. Así mismo, la determinación de las características de vibración de estas presas, obtenidas a partir de los registros de los sismos, indican un comportamiento diferentes de la presa El Infiernillo en sus últimos 30 metros respecto a la base de las mismas y en la Villita una marcada influencia del aluvión de la cimentación sobre la cortina.

En ambas presas el comportamiento no lineal de los materiales que la conforman es más evidente en los últimos metros dado que los movimientos dinámicos aumentas conforme aumenta la severidad del sismo, lo cual se corrobora con los asentamientos y deformaciones medida durante los últimos 30 años.

Un resultado importante calculado en ambas presas muestra un comportamiento diferente entre los respaldo de aguas arriba y de aguas abajo y que esta respuesta no es sólo función de la saturación de los materiales sino también de la magnitud , distancia y profundidad focal del sismo.

Las características de vibración de las cortinas indican que la frecuencia natural de vibración decrece y el factor de amplificación de las aceleraciones disminuye en la medida que la severidad del sismo aumenta, efecto ocasionado por la mayor capacidad de disipación de energía de los suelos por efectos inelásticos. Es importante mencionar que en ambas cortinas los espectros de respuesta de los sismos recuperados de los acelerógrafos instalados en las márgenes son muy diferentes entre si por la variabilidad de los movimientos sísmicos en la boquilla por efectos topográficos.

Las dos presas estudiadas han sufrido asentamientos y desplazamientos que aumentan significativamente al ocurrir un sismo importante. Si bien la magnitud de la deformación es moderada, su tendencia y secuencia apuntan hacia una gradual pérdida de la sección y una paulatina degradación de la estructura, debida a la acción repetida de los sismos.

n los últimos tiempos
s al ser sometidas a
nte el sismo de *Santa*
en Japón y que falló
durante excitaciones
apso total de la presa

étodos de análisis se
tamiento dinámico de
amiento no lineal de

co de presas de tierra
nte, aunque en años
se ha propuesto como
. Por un lado, la Viga
sideraciones de peso.
les, las cuales no son
tro lado, los métodos
ser más laboriosos,
iones de la Viga de

estados de esfuerzo y
respuesta y de los
pueden presentar al
mo es el caso de la
illo analizada con el

modernas de análisis
nitiva de una cortina.
ño de presas, resulta
s observaciones que
para el análisis de la

fiermillo y José Ma.
trales Hidroeléctricas
ticas de vibración de
n los registros de los

Capítulo 2 se presentan los procedimientos analíticos utilizados para calcular la respuesta dinámica y los desplazamientos permanentes inducidos en presas por eventos sísmicos. Para llevar a cabo esta tarea se aplica una metodología desarrollada por *Romo* y *Villarraga* (1989) que se basa en la teoría de vibraciones aleatorias y el método del elemento finito, y la aplicación del procedimiento de *Romo* y *Reséndiz* (1980) para estimar deformaciones permanentes en función de la rigidez y de la resistencia de los materiales. Así mismo, se presenta un método numérico que considera la teoría de

vibraciones aleatorias para evaluar las características de vibración de las presas a través de los eventos sísmicos registrados por los acelerógrafos instalados en ellas.

Las características generales de las cortinas de las presas El Infiernillo y José Ma. Morelos, como son: la ubicación, geología de la boquilla, distribución y tipo de materiales, instrumentación instalada, así como los modelos en que fueron discretizadas se presentan en el capítulo 3. Y se incluye un panorama general de la sismicidad de la zona y se mencionan algunos de las características de los sismos que fueron utilizados para los análisis de este trabajo.

En los capítulos 4 y 5 se presentan los resultados a los que se llegaron analizando a los prototipos de las presas mediante la metodología de Elementos Finitos y vibraciones aleatorias propuesto por *Romo* y *Villarraga* (1989). Estos resultados son comparados con las mediciones y los registros obtenidos en ambas presas.

Las características de vibración de las cortinas, incluyendo los valores del ángulo de fase y funciones de coherencia, obtenidas a partir de los datos registrados en los acelerógrafos instalados en ellas, mediante la metodología de vibraciones aleatorias son presentadas en el capítulo 6.

Y las conclusiones que se obtuvieron del análisis de los resultados obtenidos y discutidos en los capítulos 4 a 6 se concentran en el capítulo 7.

## 2. MÉTODO DE ANÁLISIS

El desarrollo de procedimientos analíticos para realizar estudios dinámicos de presas y terraplenes ha avanzado significativamente. Del método seudoestático utilizado para evaluar la estabilidad sísmica de terraplenes, se ha pasado a métodos de elemento finito que permiten evaluar la estabilidad y las deformaciones potenciales, incluyendo las características esfuerzo deformación del suelo y el desarrollo de presiones de poro en materiales susceptibles a licuación.

El procedimiento para evaluar la respuesta dinámica tridimensional de presas de tierra y enrocamiento que se incluye en este capítulo se basa en las hipótesis siguientes (*Romo* y *Villarraga*, 1989):

- El sismo se considera una vibración aleatoria estacionaria, representada por un espectro de potencia medio, calculado a partir del espectro de respuesta de diseño. Sus tres componentes ortogonales se pueden considerar suponiendo que son estadísticamente independientes entre sí, y se determinan multiplicando el espectro de potencia de la excitación por una constante escalar que puede ser diferente para cada dirección (x, y, z).

- La presa se modela mediante elementos finitos tridimensionales isoparamétricos de ocho nodos con tres grados de libertad cada uno.

- Los materiales de la presa se consideran viscoelásticos que producen ciclos histeréticos elípticos al someterlos a carga y descarga. Los resultados de ensayes de laboratorio han demostrado que la forma de estos lazos de histéresis es independiente de la frecuencia de aplicación de las cargas, en el intervalo de frecuencias de interés para la ingeniería sísmica.

- El comportamiento de estos materiales se puede representar con el módulo dinámico propuesto por *Lysmer* (1973)

$$G^* = G[1 - 2\xi^2 + 2i\xi\sqrt{1 - 2\xi^2}] \qquad 2.1$$

donde

$G$ módulo de rigidez al corte
$G^*$ módulo de rigidez al corte complejo
$\xi$ fracción de amortiguamiento crítico
$i = \sqrt{-1}$

- El comportamiento no lineal de los materiales se tiene en cuenta mediante el método lineal equivalente (*Seed*, 1969).

- La boquilla es rígida; por tanto, todos los puntos se mueven en fase y con la misma amplitud. La validez de esta consideración depende de la rigidez de los materiales de la boquilla, la rigidez relativa entre los materiales de la presa y los de la boquilla, la geometría de esta, el tamaño de la presa y el intervalo de frecuencias de la excitación aplicada.

- La interacción entre la presa y las paredes de la boquilla no se toma en cuenta. Aunque la malla de elementos finitos se podría ampliar para que incluyera parte de la boquilla y la cimentación para considerar tales efectos

- De la misma manera, no se considera la interacción entre la cortina y el embalse. En lo que respecta a las presiones hidrodinámicas, se ha demostrado analíticamente que su efecto en

presas de tierra y enrocamiento es despreciable (*Li y Romo,* 1993). Esto se debe a que por un lado la masa de la estructura térrea es muy inferior a la masa de agua adherida por efecto de interacción embalse-cortina y por otro lado, el enrocamiento colocado en el talud de las presas adopta la función de un disipador de la energía hidrodinámica generada por el movimiento sísmico.

## 2.1 Ecuación de movimiento

Teniendo en cuenta que las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los materiales de la presa son representadas con el módulo dinámico complejo, la ecuación de movimiento. para un modelo como el presentado en la fig. 2.1, está determinado por:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\}+[K^*]\{u(t)\}=-[M]\{r\}\ddot{y}(t) \qquad 2.2$$

donde

$\{u(t)\}$ desplazamientos nodales relativos a la base rígida
$\{\ddot{u}(t)\}$ aceleraciones nodales correspondientes
$[M]$ matriz de masa
$[K^*]$ matriz compleja de rigidez
$\ddot{y}(t)$ aceleración de la excitación en la base rígida
$\{r\}$ vector de cargas que indica la dirección de la excitación

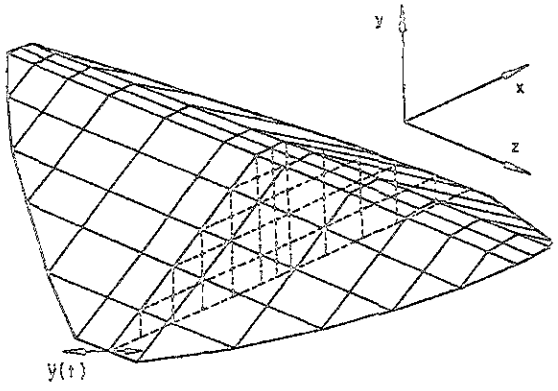



**Fig. 2.1 Modelo tridimensional de elementos finitos de una presa de tierra**

La matriz compleja se ensambla a partir de las matrices de rigidez de cada uno de los elementos. Para incluir el amortiguamiento se emplea el módulo dinámico complejo, determinado por la ecuación. 2.1.

La matriz de masa se calcula sumando una matriz de masa consistente, una de masas concentradas en los puntos nodales y las masas concentradas especificadas como datos del problema

$$[M]=[M_c]r_a+[M_L](1-r_a)+[M_{es}] \qquad 2.3$$

donde

$r$ relación entre masas consistentes y masas concentradas, varía entre 0.5 y 0.75
$[M_c]$ matriz de masas consistentes

$[M_L]$ matriz de masas concentradas
$[M_{es}]$ masas especificadas en los nodos

Para ensamblar la matriz de masa consistente se sigue el mismo procedimiento usado para ensamblar la matriz global de rigidez.

El vector de carga $\{r\}$ está establecido por:

$$\{r\} = C_X \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \end{Bmatrix} + C_Y \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ \cdot \\ \cdot \end{Bmatrix} + C_Z \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ \cdot \\ \cdot \end{Bmatrix} \qquad 2.4$$

En esta expresión $C_x$, $C_y$ y $C_z$ son los factores escalares que indican la magnitud de las componentes del sismo en las direcciones x, y, z.

## 2.2 Método de la respuesta compleja

Para calcular la solución de la ecuación de movimiento se emplea el método de la variable compleja. Este asume que el sistema es lineal y, por tanto, es válido el principio de superposición. Considera que la excitación puede ser representada como una suma finita de armónicas, es decir, como una serie de *Fourier* truncada

$$\ddot{y}(t) = R_e \left\{ \sum_{s=0}^{N} \ddot{y}_s e^{i\omega_s t} \right\} \qquad 2.5$$

donde $N$ es el número de puntos para el cual se especifica el espectro de respuesta de la excitación.

Al reemplazar la ecuación 2.5 en la 2.2, se obtiene

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = -[M]\{r\} R_e \left\{ \sum_{s=0}^{N} \ddot{y}_s e^{i\omega_s t} \right\} \qquad 2.6$$

Lo cual implica que la respuesta estacionaria de este sistema también se representa como una sumatoria de funciones armónicas

$$u(t) = R_e \sum_{s=0}^{N} u_s e^{i\omega_s t} \qquad 2.7$$

Al introducir la ecuación 2.7 en la 2.6 se tiene como resultado el siguiente sistema de ecuaciones lineales para cada frecuencia $\omega_s$

$$\left\{ [K^*] - \omega_s^2 [M] \right\} \{u_s\} = -[M]\{r\} \ddot{y}_s \qquad 2.8$$

El cual se puede solucionar empleando el método de eliminación de Gauss. Con él se pueden establecer los desplazamientos complejos de los nodos para la frecuencia $\omega_s$ y, por tanto, también se determina la función de transferencia compleja de los desplazamientos en esta frecuencia, que está indicada, para la excitación unitaria $\ddot{y}_s$, por

$$H^d(\omega_s) = \left[[K^*] - \omega_s^2[M]\right]^{-1}[M]\{r\} \qquad 2.9$$

Conocida la función de transferencia compleja de los desplazamientos, queda completamente definida la respuesta de la presa en cuanto a la frecuencia y a partir de esta función, se pueden establecer directamente las funciones de transferencia complejas para las velocidades, las aceleraciones, las deformaciones, etc.

## 2.3 Respuesta aleatoria del sistema

La respuesta de un sistema lineal sometido a una excitación aleatoria y estacionaria está expresada como (*Romo*, 1976)

$$P_y^j(\omega) = \left|H_j(\omega)\right|^2 P_x(\omega) \qquad 2.10$$

siendo

- $P^j_y(\omega)$ Espectro de potencia para los desplazamientos en el nodo j
- $H_j(\omega)$ Función de transferencia compleja de los desplazamientos en el nodo j, con respecto a las aceleraciones en la base (ec. 2.9).
- $P(\omega)$ Espectro de potencia de la excitación en la base rígida.

La función de transferencia, $H_j(\omega)$, puede representar a las velocidades, aceleraciones o deformaciones que son calculadas a partir de la función de desplazamientos.

El valor medio cuadrático de los desplazamientos, velocidades, aceleraciones y deformaciones se evalúa a partir de los espectros de potencia correspondientes según la expresión (*Romo,* 1989)

$$\left(\sigma_y^j\right)^2 = \sum_0^{\omega_N} P_y^j(\omega)\Delta\omega = \sum_0^{\omega_N} P_x(\omega)\left|H(\omega)\right|^2\Delta\omega \qquad 2.11$$

Los valores máximos esperados se determinan como un múltiplo del valor medio cuadrático, de la forma (*Vanmarcke*, 1970)

$$E_y^j(T,P) = U_{T,P}\sigma_y^j \qquad 2.12$$

donde $E_y(T,P)$ es el valor extremo del parámetro que se quiere calcular y tiene la probabilidad P de no ser excedido en la duración $T$. $T_{U,P}$ es el factor extremo que se determina con la siguiente expresión (*Romo,* 1989)

$$U_{T,P} = 2\ln\left[2n\left\{1 - e^{-q\sqrt{\pi\ln(2n)}}\right\}\right]^{0.5} \qquad 2.13$$

donde

$$n = \frac{-\nu T}{\ln c}$$

$$\nu = \left[\frac{1}{2\pi}\right]\cdot\left[\frac{M_2}{M_o}\right]^{0.5}$$

$$M_1 = \int_{\infty}^{-\infty} \omega^1 P(\omega) d\omega$$ $M_1$ es el momento espectral respecto al origen

$$q = \left[1 - \frac{M_1^2}{M_0 M_2}\right]^{0.5}$$

Para calcular la deformación máxima de corte de cada elemento se considera que el estado de esfuerzos de un punto está dado por un tensor de deformaciones de segundo orden, de la forma

$$\bar{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \qquad 2.14$$

Con este tensor se pueden obtener las deformaciones principales, y con la máxima y la mínima se determina fácilmente la deformación máxima de corte. La deformación efectiva de corte se ha definido como el 65 por ciento de la deformación máxima (*Seed & Idriss*, 1969). Se puede utilizar la raíz del valor medio cuadrático de las deformaciones, como una definición alternativa, la cual se utiliza en el proceso iterativo para tomar en cuenta los aspectos no lineales del comportamiento del suelo.

Los valores máximos esperados de los esfuerzos se calculan a partir de los máximos esperados para las deformaciones, de acuerdo con la teoría de la elasticidad.

## 2.4 Cálculo del número de ciclos equivalentes

Cuando una presa es excitada por un sismo, el estado inicial de esfuerzos al que está sometido un elemento del suelo se modifica durante la acción dinámica de manera aleatoria, como se indica en la figura 2.2. Para evaluar el efecto de esta historia de esfuerzos en el comportamiento del suelo, se establece la hipótesis de que la variación irregular de esfuerzos se puede representar por un número equivalente de ciclos de esfuerzos de amplitud uniforme.

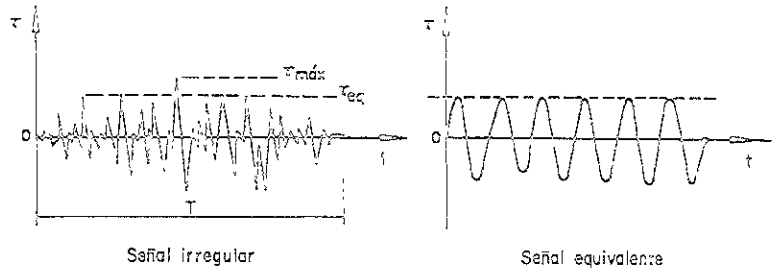



Fig. 2.2 Cálculo de la señal equivalente uniforme de esfuerzo cortante

Para calcular el número de ciclos equivalentes, se asigna un peso a cada ciclo de la historia irregular de esfuerzos, el cual se determina a partir de una curva de peso que corresponde a la de resistencia del material; obtenida mediante ensayes de laboratorio con ciclos de carga de amplitud constante (*Chan et al*, 1972; *Seed et al*, 1975). El peso asignado a cada ciclo de la historia de carga irregular corresponde a un número de ciclos uniforme. Sumando los pesos de cada ciclo se obtiene el número equivalente de ciclos de amplitud constante.

Para evaluar la estabilidad sísmica de una presa con el método del elemento finito, hay que calcular las historias de esfuerzos en cada elemento para obtener el número equivalente de ciclos de esfuerzos de amplitud constante, como se indicó anteriormente. Debido al alto número de elementos que requieren determinación, el procedimiento resulta un tanto engorroso. En este trabajo se propone una forma alterna probabilista que se basa en establecer la igualdad entre las energías contenidas en la señal aleatoria y la equivalente senoidal. Así, la energía máxima de deformación, $e_d$, para un ciclo de carga y la energía equivalente, $e_{eq}$, para una onda senoidal, están dadas por las siguientes expresiones (*Romo*, 1989)

$$e_{eq} = \int_0^{t_{eq}} \left( \tau_{eq} \operatorname{sen}\left( \frac{2}{\tau_{eq}} t \right) \right)^2 dt = \frac{\tau_{eq}^2}{2} t_{eq} \qquad 2.15$$

$$e_d = \frac{(\tau_{eq}^2)}{2G} \qquad 2.16$$

donde

$\tau_{eq}$ esfuerzo de corte equivalente
$t_{eq}$ período del pulso senoidal.
$G$ módulo de rigidez de corte (fig. 2.3)

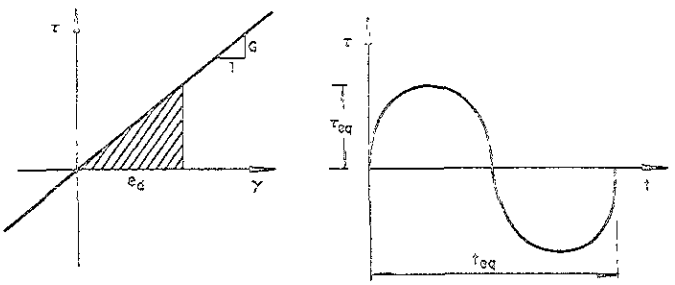



Fig. 2.3 Pulso uniforme senoidal

A partir de estas expresiones se relaciona la energía de deformación con el concepto de contenido de energía

$$e_d = \frac{e_{eq}}{Gt_{eq}} \qquad 2.17$$

Para la historia irregular de esfuerzos el contenido de energía está determinado por

$$E = \int_0^T \tau^2(t)dt \qquad 2.18$$

donde $T$ es la duración.

La energía de deformación, $E_d$, para la historia irregular, se puede calcular con la siguiente ecuación

$$E_d = \frac{E\nu}{G} \qquad 2.19$$

donde $\nu$ es la frecuencia característica del proceso estocástico y está expresada por la ecuación

$$\nu = \left(\frac{1}{2}\pi\right)\left(\frac{\lambda_2}{\lambda_1}\right)^{0.5} \qquad 2.20$$

Por tanto, el número equivalente de ciclos uniformes se determina considerando la relación de las energías de deformación, como

$$N_{eq} = \frac{E_d}{e_d} = \frac{\left[\int_0^T \tau_2(t)dt\right]\nu}{\frac{\tau_{eq}^2}{2}} \qquad 2.21$$

Además, por las propiedades de la función de autocorrelación de una vibración aleatoria, se sabe que

$$\frac{1}{T}\int_0^T \tau^2(t)dt = \frac{1}{2\pi}\int_0^{\omega_1} S(\omega)d\omega \qquad 2.22$$

Al introducir este término en la ec. 2.21 se obtiene la siguiente relación para el número de ciclos equivalentes

$$N_{eq} = \frac{T\nu \int_0^T S(\omega)d\omega}{\pi\tau_{eq}^2} \qquad 2.23$$

Considerando al esfuerzo equivalente $\tau_{eq}$ como el 65 por ciento del esfuerzo máximo, se puede expresar como un múltiplo del valor medio cuadrático. De forma que el número de ciclos equivalente se obtiene de

$$N_{eq} = \frac{T\nu\sigma^2}{\pi(0.65\ U_{T,P}\ \sigma)^2} = \frac{T\nu}{1.327\ U_{T,P}^2} \qquad 2.24$$

donde $U_{T,P}$ está dado por la ec. 2.13.

## 2.5 Método lineal equivalente

El método de análisis presentado es válido para sistemas lineales, pero el comportamiento dinámico de los suelos es no lineal y sus propiedades de rigidez y amortiguamiento pueden variar apreciablemente con el nivel de deformación.

Para tener en cuenta los efectos no lineales, producidos por las deformaciones inducidas por un sismo en una presa de tierra, el método lineal equivalente (*Seed*, 1969) es una buena opción. El punto clave en este procedimiento es que las rigideces y los amortiguamientos empleados en la solución del sistema lineal sean compatibles con las deformaciones inducidas en él.

Para lograr este objetivo, se sigue un proceso iterativo que parte de unas propiedades iniciales asignadas a todos los elementos del sistema, con las cuales se calcula la deformación de corte efectiva. Conocida esta última, se evalúan los nuevos valores del módulo de rigidez y del amortiguamiento, con las curvas de variación de estas propiedades según el nivel de deformación, las cuales se determinan para los suelos constitutivos, o se toman de las propuestas para suelos similares en la literatura técnica, (véase figura 2.4). Si el valor de estas propiedades es similar al inicialmente propuesto (se admite un error hasta del 10 por ciento), se toma la última solución como la verdadera; en caso contrario, se repite el proceso hasta que entre los valores se presente la convergencia. Se ha observado que para presas de tierra esto ocurre a la cuarta o quinta iteración.

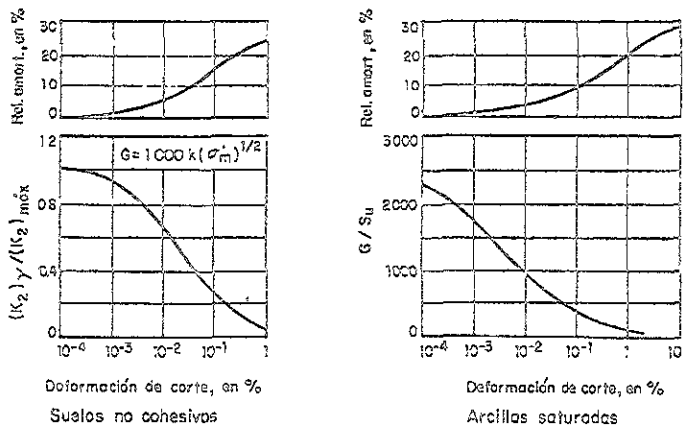



Fig. 2.4 Curvas promedio de variación del módulo de corte y el amortiguamiento *(Seed e Idriss, 1970)*

## 2.6 Deformaciones permanentes

La mayoría de los procedimientos simplificados que se emplean para estimar deformaciones permanentes (entre ellas la pérdida de bordo libre) se basan en el modelo propuesto por *Newmark* (1965), donde la masa de suelo deslizante se supone que se comporta como un cuerpo rígido que se mueve a lo largo de una superficie de falla definida (fig. 2.5). Las deformaciones permanentes inducidas a un terraplén por sismo se calculan a partir de la historia de aceleraciones en la base. Cuando la aceleración en la base excede la aceleración de fluencia (una aceleración para la cual la superficie potencial de falla tiene un factor de seguridad igual a la unidad), el deslizamiento ocurre a lo largo de un plano de falla y la magnitud de los deslizamientos (del bloque rígido) se calculan por doble integración de la historia de aceleraciones.

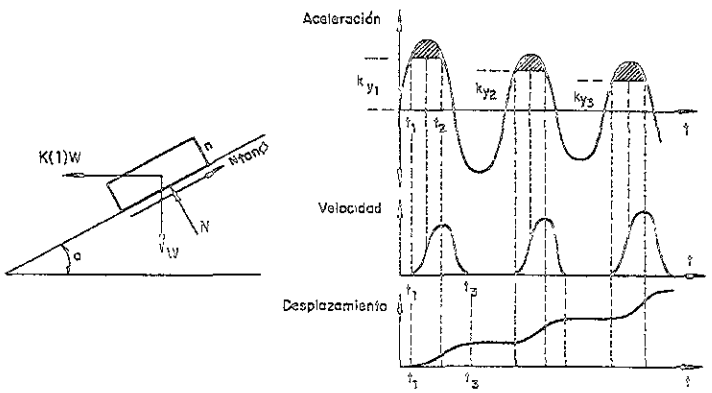



Fig. 2.5 Método de Newmark. Cálculo de los desplazamientos por doble integración

Estos métodos como los de *Makdisi y Seed*, 1978; *Ambraseys y Sarma*, 1967; *Sarma*, 1975, adolecen de la simplificación de que los deslizamientos ocurren a lo largo de una superficie de falla bien definida y no representan correctamente el mecanismo de deformación que se desarrolla en una presa de tierra y enrocamiento, sobre todo cuando ésta se construye con métodos modernos de

compactación. Sin embargo, en la mayoría de los casos el desplazamiento total es el resultado de incrementos de deformaciones pequeñas que ocurren en todo el terraplén. Por tanto, es importante considerar este aspecto en los métodos de análisis de deformaciones permanentes.

*Reséndiz* y *Romo* (1972) propusieron un procedimiento simplificado para el cálculo de deformaciones permanentes en terraplenes bajo peso propio. Posteriormente, este método fue extendido al caso de cargas sísmicas en el cual se toman en cuenta las deformaciones locales y se integran al cálculo de la pérdida de bordo libre por la acción dinámica de los sismos. La siguiente ecuación para calcular el asentamiento de la corona de una presa se derivó suponiendo que tanto el volumen de terraplén como el ancho de la cresta permanecen constantes durante el proceso de deformación (fig. 2.6).

$$\frac{L}{H^2} = \frac{1}{B+b}\left[\left\{\frac{\delta_{max}}{H}\right\}_u + \left\{\frac{\delta_{max}}{H}\right\}_d\right] \qquad 2.25$$

donde, $H$ es la altura del terraplén, $B$ es el ancho de la base del terraplén, $b$ es el ancho de la corona del terraplén. Los subíndices $u$ y $d$ denotan aguas arriba y aguas abajo, respectivamente.

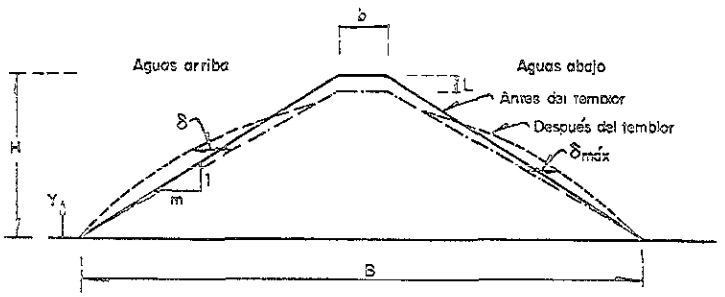



Fig. 2.6 Pérdida de bordo libre

Los valores de $\delta_{máx}/H$ son calculados con la ecuación 2.26.

$$\frac{\delta_{max}}{H} = \frac{1}{93(F-1)} - \frac{1}{535(F-1)^2} + \frac{1}{9310(F-1)^3} \qquad 2.26$$

El término $F$ es el factor de seguridad calculado con el método seudoestático el cual está relacionado con factores de seguridad obtenidos con el método de elementos finitos a través de la relación mostrada en la figura 2.7.

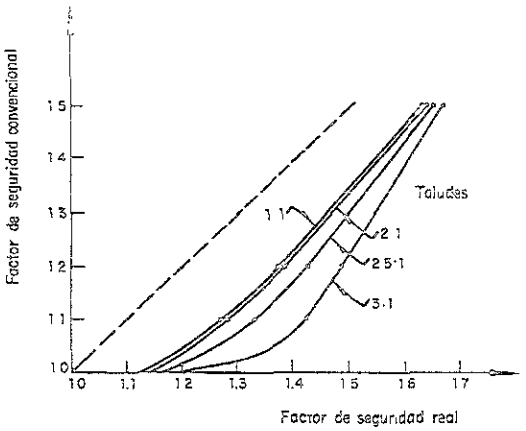



Fig. 2.7 Relación entre los factores de seguridad convencional y real

La ecuación anterior ha resultado poco satisfactoria en el cálculo de la pérdida de bordo libre en las presas José Ma. Morelos y El Infiernillo para el sismo del 14 de marzo de 1979 (*Romo* y *Reséndiz*, 1980). En estas presas como la relación entre la resistencia al corte $\tau$ y el módulo de rigidez tangente al origen $E$, de la curva esfuerzo-deformación es muy variable, se propuso la siguiente ecuación (*Romo*, 1980):

$$\frac{\delta_{max}}{H} = \frac{1}{4.65\left[(F-1)\left(\frac{E}{\tau}\right)\right]} - \frac{1}{1.34\left[(F-1)\left(\frac{E}{\tau}\right)\right]^2} + \frac{1}{1.16\left[(F-1)\left(\frac{E}{\tau}\right)\right]^3} \qquad 2.27$$

En este trabajo se emplearon las ecuaciones 2.23 y 2.27 para calcular los asentamientos de la presa El Infiernillo para los sismos del 14 de marzo de 1979, 19 de septiembre de 1985 y 31 de mayo de 1990, y para la presa José Ma. Morelos con el sismo del 31 de mayo de 1990.

## 2.7 Método de vibraciones aleatorias

Un proceso aleatorio $x(t)$ es estacionario si sus funciones de densidad de probabilidad son constantes para cualquier desplazamiento en la escala de tiempo. Llamaremos excitación al proceso aleatorio $x(t)$ que arriva a la estructura y respuesta $y(t)$ al proceso aleatorio $x(t)$ una vez que atravesó un medio continuo dado.

La función de autocorrelación de la excitación $x(t)$ describe la dependencia de un valor del proceso para un tiempo $t_1$ con otro valor del mismo proceso para otro tiempo $t_2$, y es estacionario si esta función depende únicamente de $\tau = t_1 - t_2$, en cuyo caso se puede obtener mediante la ecuación 2.28.

$$R_x(\tau) = \lim_{T \to \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t)x(t+\tau)dt \qquad 2.28$$

De la función de autocorrelación se obtienen un valor real para cualquier $\tau$ de desfasamiento del proceso, y presenta un máximo cuando su desplazamiento en el tiempo es nulo $\tau = 0$.

Para el cálculo de la función de autocorrelación de la respuesta *y(t)* se utiliza una ecuación similar a la anterior.

$$R_y(\tau) = \frac{\lim}{T \to \infty} \frac{1}{T} \int_0^T y(t)y(t+\tau)dt \qquad 2.29$$

De igual manera la ecuación 2.28 permite calcular la correlación cruzada entre la excitación y la respuesta, simplemente sustituyendo la excitación desplazada en el tiempo $x(t+\tau)$ por la respuesta desplazada en el mismo tiempo $x(t+\tau)$, lográndose la siguiente ecuación:

$$R_{xy}(\tau) = \frac{\lim}{T \to \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t)y(t+\tau)dt \qquad 2.30$$

De la función de autocorrelación se obtienen un valor real para cualquier $\tau$ de desfasamiento entre los procesos y presenta un máximo para un desplazamiento en el tiempo $\tau$. Con esta función se pueden determinar: el tiempo que la señal necesita para atravesar un medio continuo dado y las trayectorias de propagación de la señal, entre otras.

En un experimento el ruido producido por una bocina es captado por dos micrófonos (fig. 2.8). Se considera que el primero capta la señal tal cual es producida por la bocina, y el segundo la señal después de que atravesó un medio continuo. En adición, son colocadas dos superficies que refractan la señal, una lateral equidistante a los dos micrófonos y otra en la parte posterior del segundo micrófono a 0.51m.

Las variantes del experimento consistieron en captar la señal con los dos micrófonos: a) sin superficies que refracten la señal, b) Con la superficie refractante lateral, c) Con la superficie refractante en la parte posterior del micrófono dos y d) Con ambas superficies refractantes.

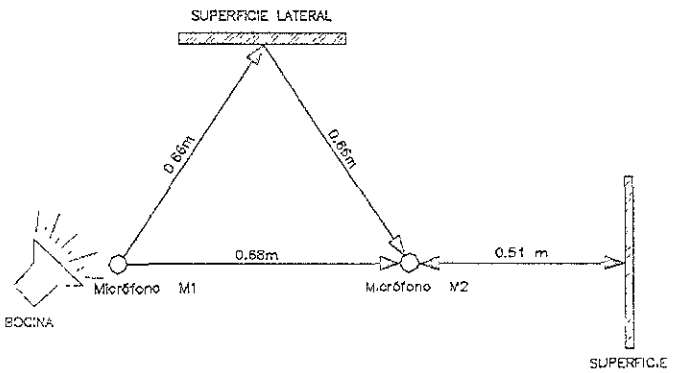



Fig. 2.8 Experimento acústico

Las correlaciones cruzadas entre los dos micrófonos, calculadas para las cuatro variantes del experimento acústico, son dibujadas en la figura 2.9. En esta figura se observa que el tiempo que la señal necesita para pasar directamente de la posición del primer micrófono a la posición del segundo (0.68m) es de 2ms, este está representado por la posición del pico en la función de correlación cruzada. Si existe una superficie reflejante, lateral y equidistante a los dos micrófonos, la señal tarda 3.9ms en recorrer 1.32m (fig. 2.9 b). El tiempo que necesita la señal para pasar de la posición del primer micrófono a la del segundo, pasando por la superficie reflejante ubicada atrás del segundo micrófono (1.70m) es de 5ms (fig. 2.9c).

La superposición de las correlaciones cruzadas de las señales contemplando las superficies refractantes sobre la correlación cruzada sin superficies, representa la curva de correlación de la señal con diferentes rutas de propagación (fig. 2.9d). Se dice entonces que la señal al atravesar el medio continuo entre los micrófonos se encuentra contaminada con ruido proveniente de la misma señal que sigue otra trayectoria de propagación.

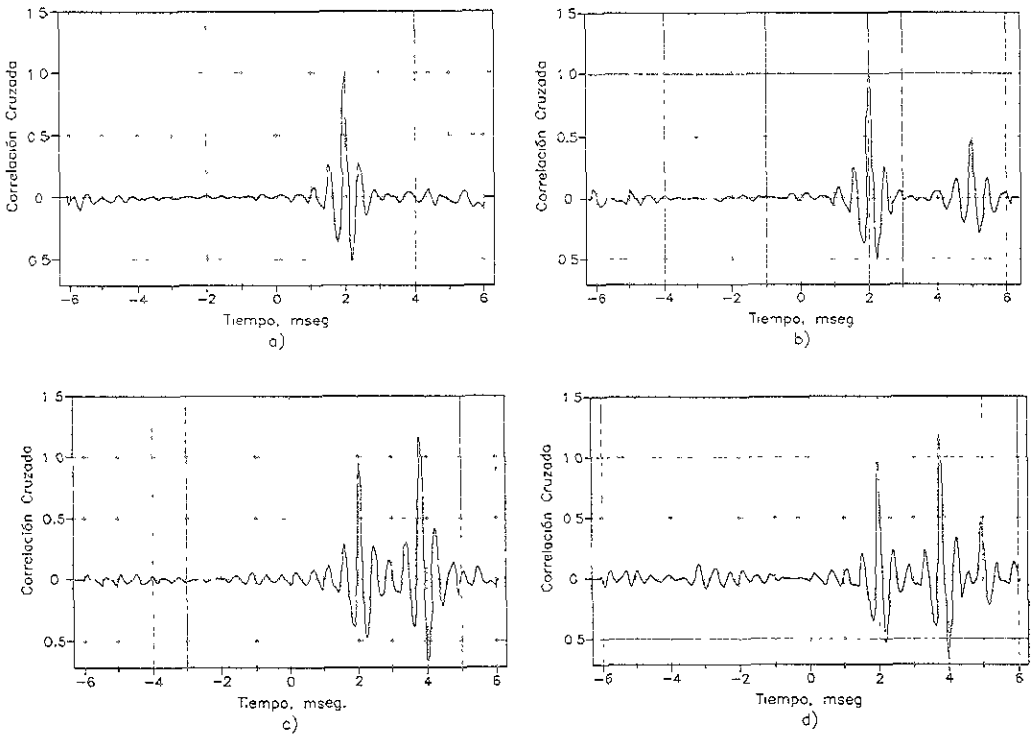



Fig. 2.9 Correlaciones cruzadas del experimento acústico

Al aplicar la transformada de *Fourier* a las funciones de autocorrelación de entrada $R_x(\tau)$ y salida $R_y(\tau)$ se obtiene como resultado la función de densidad espectral. Esta función describe la composición frecuencial del proceso aleatorio y se evalúa mediante la expresión

$$G_x(f) = 2\int_{-\infty}^{+\infty} R_x(\tau)e^{-j2\pi f\tau}d\tau = 4\int_0^{\infty} R_x(\tau)\cos(2\pi f\tau)d\tau \qquad 2.31$$

La función de densidad espectral cruzada de dos procesos aleatorios se obtiene aplicando la transformada de *Fourier* a la función de correlación cruzada. El resultado así obtenido es un número complejo:

$$G_{xy}(f) = C_{xy}(f) - jQ_{xy}(f) \qquad 2.32$$

donde la parte real $C_{xy}(f)$ es llamada función de densidad co-espectral y la parte imaginaria $Q_{xy}(f)$ es llamada función de densidad de cuadratura.

Una vez evaluadas las funciones de densidad espectral y densidad espectral cruzada es posible determinar la función de transferencia, el ángulo de fase y la función de coherencia.

La función de transferencia calculada a partir de una entrada y la salida se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$H(f) = \frac{G_{xy}(f)}{G_x(f)} \qquad 2.33$$

Al expresar la función de densidad espectral cruzada en su notación polar nos permite evaluar el ángulo de fase:

$$G_{xy}(f) = \left|G_{xy}(f)\right| e^{-j\theta_{xy}(f)} \qquad 2.34$$

donde los valores de la magnitud $|G_{xy}(f)|$ y el ángulo $\theta_{xy}(f)$ son calculados a partir de $C_{xy}(f)$ y $Q_{xy}(f)$ mediante las siguientes ecuaciones

$$\left|G_{xy}(f)\right| = \sqrt{C_{xy}^2(f) + Q_{xy}^2(f)} \qquad 2.35$$

$$\theta_{xy}(f) = tan^{-1}\left[\frac{Q_{xy}(f)}{C_{xy}(f)}\right] \qquad 2.36$$

donde la función $\theta_{xy}(f)$ es llamada ángulo de fase. Como ejemplo del significado físico del ángulo de fase, en la figura 2.10 se presentan los cuatro primeros modos de una estructura en cantiliver y se indica el valor del ángulo de fase para cada uno de ellos.

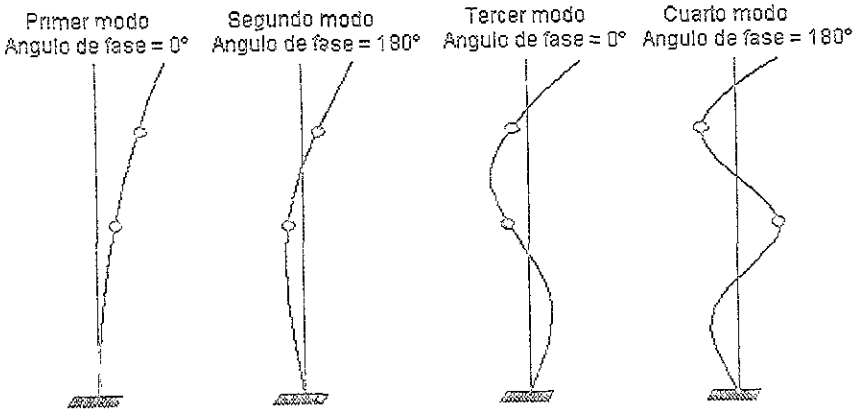



Fig. 2.10 Primeros cuatro modos de vibrar de una estructura en cantiliver

La función de coherencia, que indica la correlación entre la excitación y la respuesta, es obtenida mediante

$$\gamma_{xy}^{\ 2}(f) = \frac{\left|G_{xy}(f)\right|^2}{G_x(f)G_y(f)} \qquad 2.37$$

Los valores de la función de coherencia deben ser menores que 1. Si los procesos de entrada y salida son estadísticamente independientes la función de coherencia es igual que 0.

En la figura 2.11 se presenta las gráficas del ángulo de fase y función de coherencia del experimento acústico (fig. 2.8). En la figura 2.11a se observa que la forma de la curva tiene variaciones lineales entre los valores positivos y negativos del ángulo de fase con máximo igual a ± 180°, y curvas lineales e iguales a uno en las funciones de coherencia cuando la señal tiene una única ruta de propagación (fig. 2.11a). En la figura 2.11b se muestran las curvas de ángulos de fase y función de coherencia cuando existen diferentes rutas de propagación.

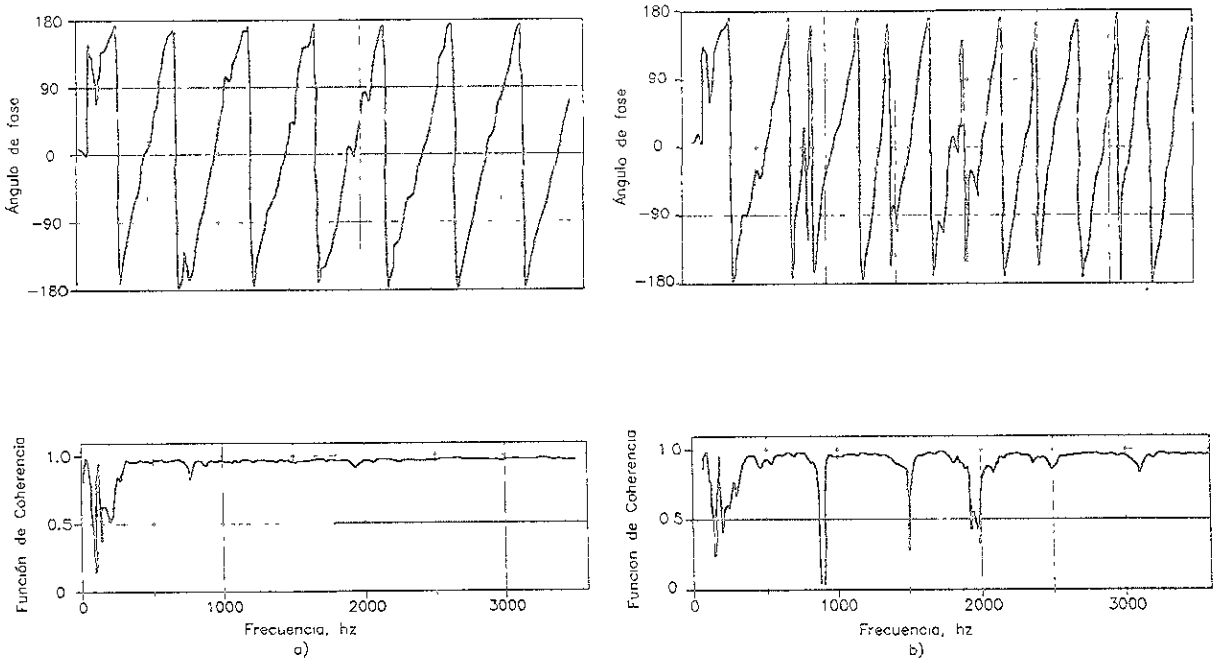



Fig. 2.11 Angulo de fase y función de coherencia del experimento acústico

En las estructuras térreas, es bien sabido que las ondas sísmicas arriban a todo lo largo de la cimentación. Para considerar tal efecto se pueden calcular las funciones de transferencia utilizando los sismos registros en los instrumentos instalados sobre las laderas.

Un proceso en el cual existen varios arribos de la señal a la estructura se representa en la figura 2.12.

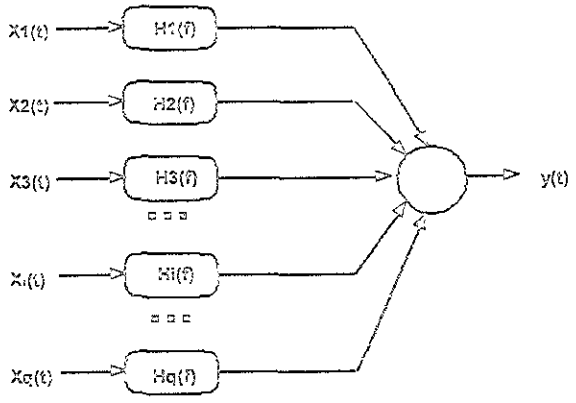



Fig. 2.12 Proceso aleatorio de q arribos y una sola respuesta

En la mayoría de presas se cuenta con dos acelerógrafos instalados uno en cada margen, por lo que las funciones de transferencia para tal situación se pueden evaluar utilizando las siguientes expresiones.

$$H_1(f) = \frac{G_{1y}(f)\left[1 - \dfrac{G_{12}(f)GS_{2y}(f)}{G_{22}(f)G_{1y}(f)}\right]}{G_{11}(f)\left[1-\gamma_{12}^2(f)\right]} \qquad 2.38$$

$$H_2(f) = \frac{G_{2y}(f)\left[1 - \dfrac{G_{21}(f)GS_{1y}(f)}{G_{11}(f)G_{2y}(f)}\right]}{G_{22}(f)\left[1-\gamma_{12}^2(f)\right]} \qquad 2.39$$

Donde las funciones de densidad espectral, $G_{1y}, G_{2y}, G_{11}, G_{22}, G_{12}$ y $G_{21}$ son evaluadas con las ecuaciones 2.31 y 2.32, y la función de coherencia $\gamma^2_{12}$ con la ecuación 2.37.

# 3. GENERALIDADES DE LAS PRESAS ANALIZADAS

## 3.1 Sismicidad de la zona

Las presas El Infiernillo y José Ma. Morelos, que se analizan mediante prototipos numéricos, se localizan en la zona de alta sismicidad asociada a la subducción de la placa de Cocos bajo la placa Norteamericana. Desde el punto de vista de sismos someros la sismicidad en México es la más alta de todo el hemisferio Occidental (*Gutenber* y *Richter*, 1954) y afecta en forma marcada a los estados de *Jalisco*, *Colima*, *Oaxaca*, *Chiapas*, *Guerrero* y *Michoacán*. En los dos últimos estados se tiene la mayor sismicidad de México, y en ellos se encuentran construidas las presas mencionadas (fig. 3.1).

Fig. 3.1 Localización de las presas El Infiernillo y José Ma. Morelos.

Desde su construcción, las presas El Infiernillo y José Ma. Morelos han sido sometidas a cargas dinámicas provocadas por eventos sísmicos de diferentes magnitudes. En la presa El Infiernillo se han podido registrar un total de 233 sismos mientras que en la presa José Ma. Morelos sólo 151 sismos de magnitud mayor que 2. En la tabla 2.1 se aprecia que en El Infiernillo el mayor porcentaje corresponde a los eventos de magnitud entre 4 y 5 (52%), y el 21% a sismos de magnitud superior a 5, mientras que el porcentaje de sismos registrados con magnitud menor a 4 es del 27%. En la presa

José Ma. Morelos el mayor porcentaje de sismos registrados corresponde a los de magnitud menor a 3 (39%), mientras que el 25% corresponde a sismos de magnitud mayor a 5.

Tabla 2.1 Sismos registrados en las presas analizadas

| PRESA | Magnitud Richter | | | |
|---|---|---|---|---|
| | >3 | 3.0 – 4.0 | 4.1 – 5.0 | >5.0 |
| El Infiernillo | 2 | 59 | 123 | 49 |
| José Ma. Morelos | 2 | 57 | 55 | 37 |

## 3.2 Generalidades e instrumentación

Debido a que se cuenta con una amplia gama y un gran número de instrumentos en estas presas, resultó práctico considerarlas como modelos para el estudio desarrollado.

### 3.2.1 Presa El Infiernillo

Esta presa se localiza sobre el río Balsas, aproximadamente a 70km. aguas arriba de la desembocadura de éste en el océano Pacífico (punto 2 de la fig. 3.1). Es una presa esbelta, zonificada, de 146m de altura (que en 1985 se sobre-elevó aproximadamente 4m en su sección máxima), con taludes 1.75:1, con bermas en los niveles 106.6 y 120 m.s.n.m., aguas arriba y aguas abajo respectivamente, que le dan un talud promedio de 1.8.

El núcleo angosto simétrico está constituido por un suelo arcilloso bien graduado de media a alta plasticidad, compactado en capas de 15cm, con un contenido de agua del 3% por encima del óptimo. Los filtros, de 2.50m de espesor, están construidos con arena de origen aluvial y las transiciones, con material de rezaga de las excavaciones subterráneas. Para los enrocados se explotaron varias canteras de conglomerado silicificado y de diorita (fig. 3.2).

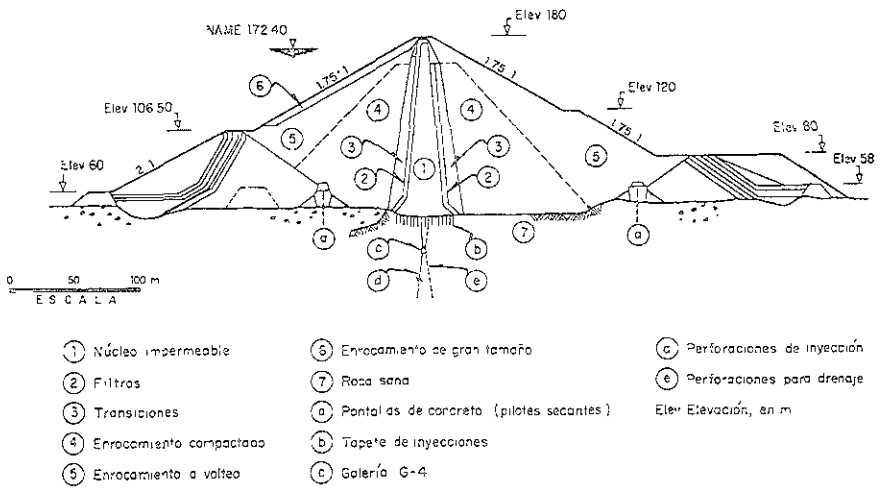



Fig. 3.2 Sección máxima de la presa El Infiernillo

El cañón donde fue construida la presa tiene una forma trapezoidal más o menos simétrica; 50m de longitud en la base y 365m en la corona, lo que le da una relación largo-alto de 2.5, por tanto, es un cañón estrecho (fig. 3.3). Sus laderas están constituidas por conglomerados silicificados, con echados de 30° NE. Estos materiales, de origen sedimentario, fueron soldados por el calor de una intrusión de diorita cercana al sitio. El sistema principal de fracturas tiene una orientación preferencial N-S con inclinación de 70° al Oeste y, ocasionalmente, las fracturas están rellenas de arcilla; presenta intemperismo superficial de 1 a 2m de espesor, especialmente en la parte superior del cañón, y algunos diques de basalto que cruzan el conglomerado y rellenan fracturas del sistema principal. En la margen derecha se observa una zona de corte que fue necesario limpiar hasta 15m de profundidad.

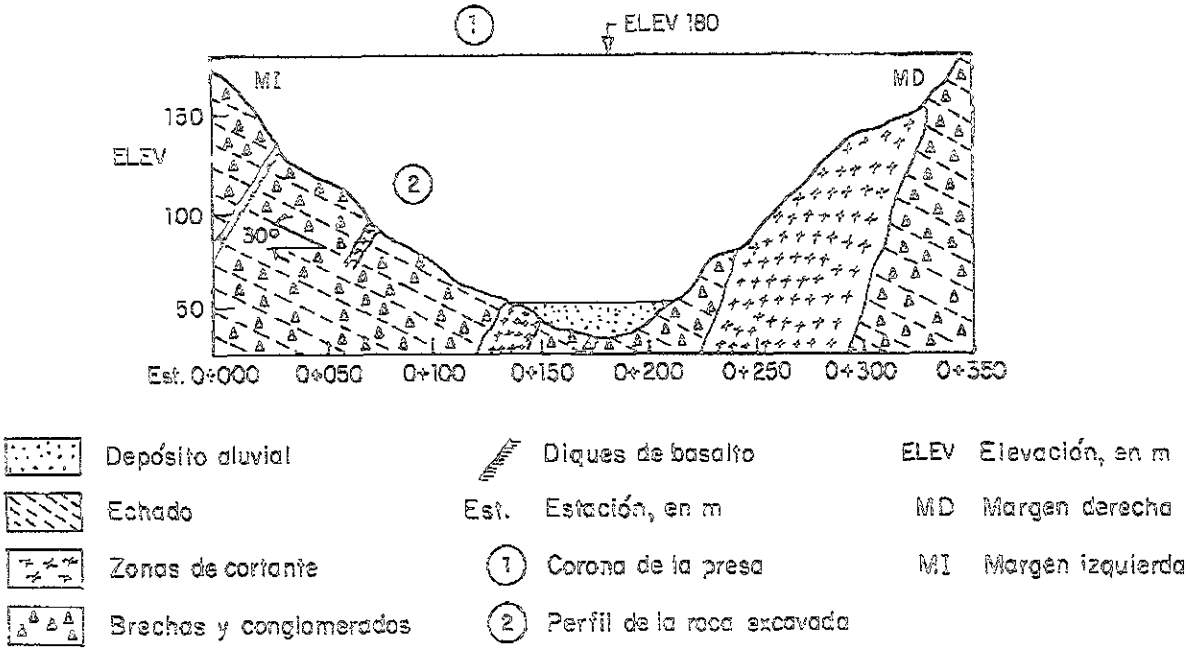



Fig. 3.3 Geología del sitio El Infiernillo a lo largo de su eje

La presa se instrumentó originalmente con aparatos dispuestos en dos secciones principales, una paralela al río y otra en el plano medio del núcleo. Tiempo después se instalaron tres inclinómetros adicionales, ocho líneas de mojoneras y tres líneas transversales de referencias superficiales (fig. 3.4). Con esta instrumentación ha sido posible seguir el comportamiento de la presa desde su construcción.

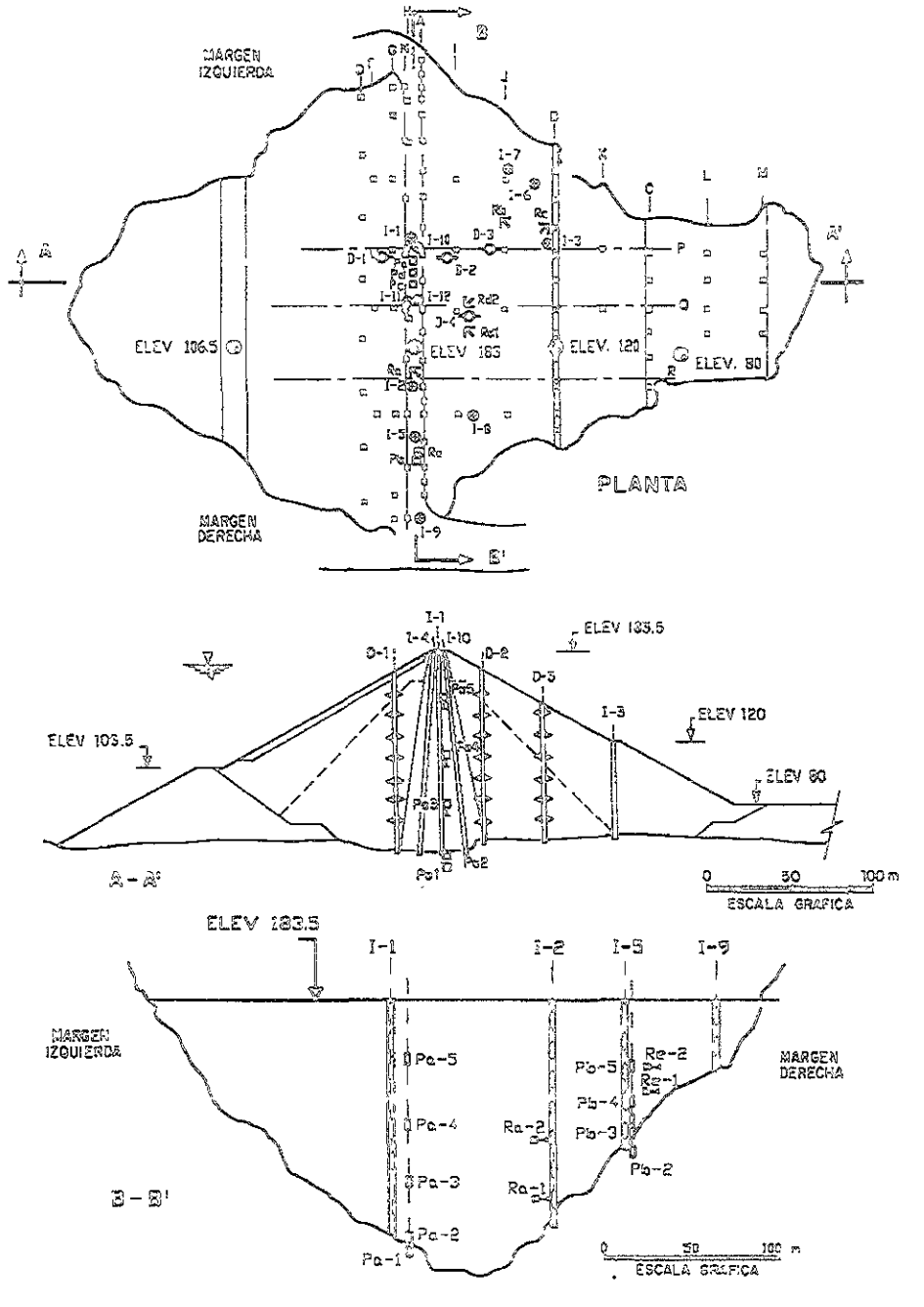



Fig. 3.4 Instrumentación instalada en la presa El Infiernillo

La instrumentación sismológica de la presa consta de nueve acelerógrafos (fig. 3.5), cinco en el cuerpo de la presa (en las elevaciones 180, 155, 130, 120 y 80 puntos E, I, H, F y G respectivamente) y cuatro en roca (casa de máquinas (B), planta de tratamiento (A) y uno en cada una de las márgenes al nivel de la corona (C y D)).

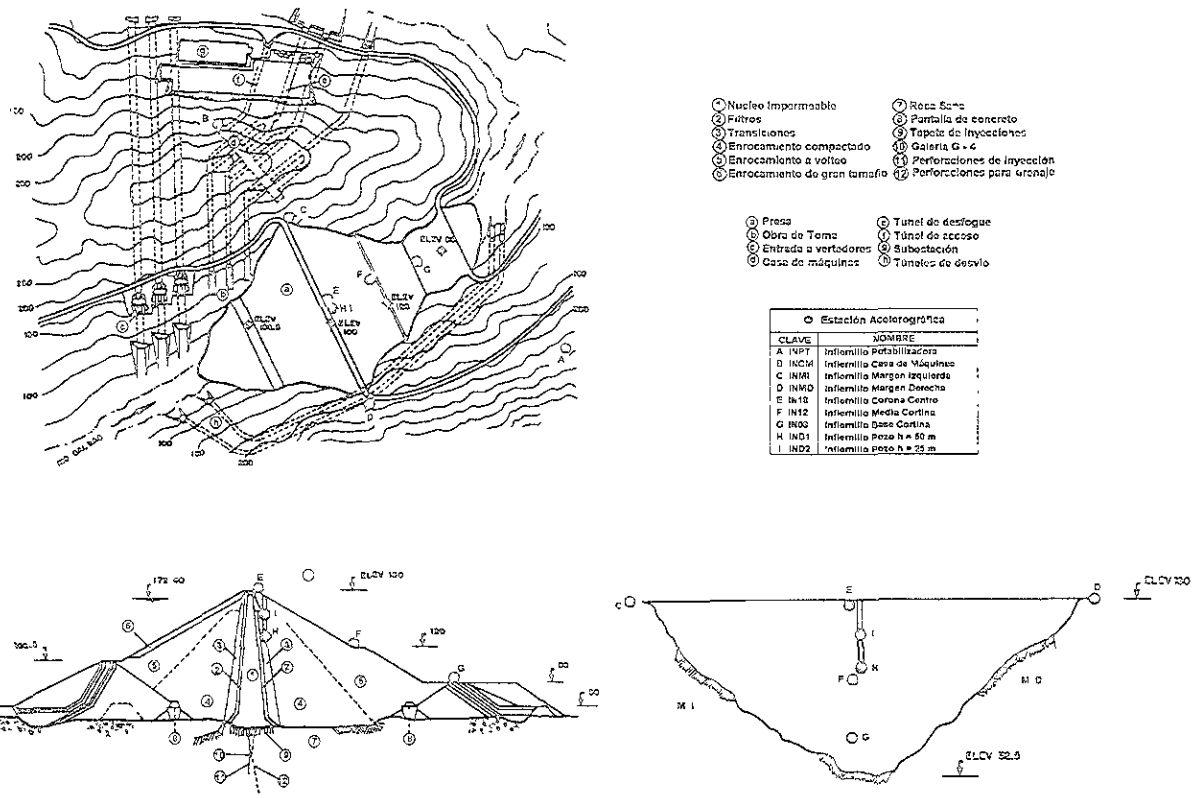



Fig. 3.5 Instrumentación sismológica en la presa El Infiernillo

### 3.2.2 Presa José Ma. Morelos

La presa José Ma. Morelos está construida sobre el río Balsas a 55km aguas abajo de la presa El Infiernillo y a 13km. de su desembocadura (punto 3 de fig. 3.1).

La cortina es de tierra y enrocamiento, tiene una altura máxima de 60m, su eje es ligeramente cóncavo (curvatura con un radio de 800m) hacia aguas abajo, en su cimentación existe una pantalla de concreto de 60cm de espesor y 74m de profundidad máxima, a partir del lecho del río; su longitud en la corona es de 420m. El núcleo central de arcilla está protegido por filtros, transiciones y enrocamientos a ambos lados; la pendiente de sus taludes exteriores es de 2.5:1 (fig. 3.6). Para reducir los asentamientos del núcleo y mejorar el confinamiento y resistencia de la pantalla, se inyectaron los depósitos de río en un espesor de 26m bajo el contacto con el núcleo.

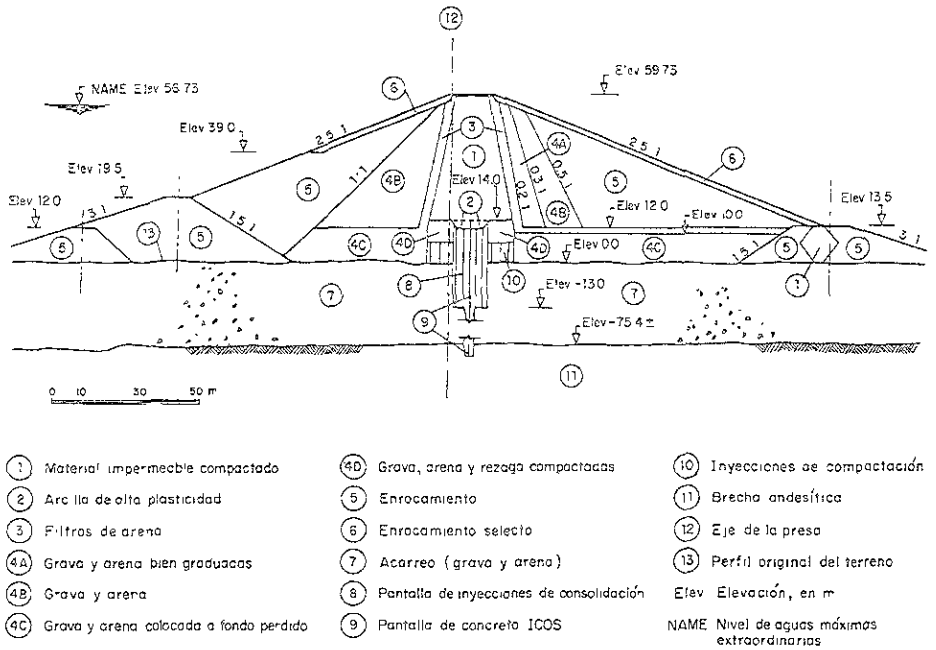



Fig. 3.6 Sección máxima de la presa José Ma. Morelos

En el sitio de la cortina el subsuelo está constituido por capas interestratificadas de andesitas y brechas andesíticas, con rumbo NE-SW y fuerte echado hacia el SE (fig. 3.7). Estas rocas extrusivas están afectadas por un fracturamiento intenso con dirección general NE-SW y buzamiento hacia el NW. El depósito aluvial en el lecho del río alcanza espesores de 70 m y está formado por boleos, gravas, arenas y limos.

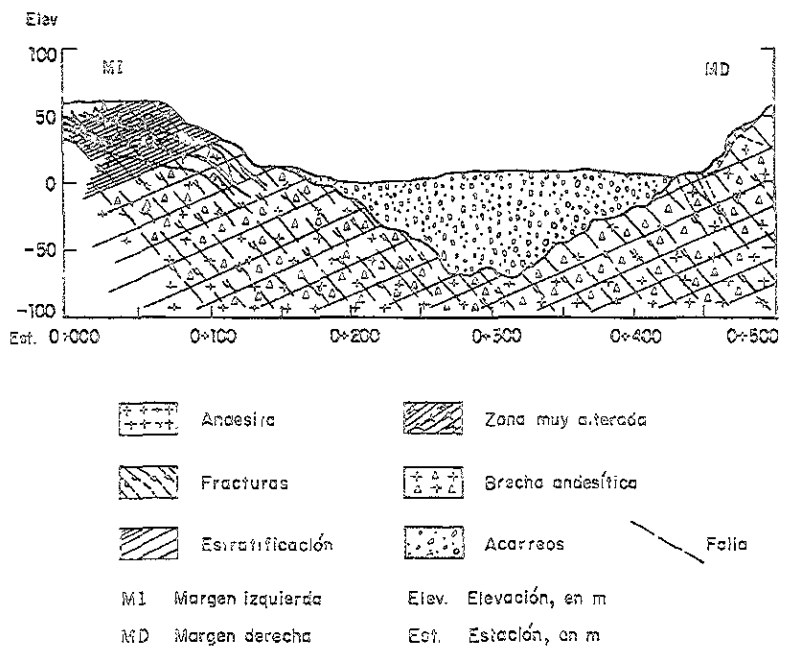



Fig. 3.7 Corte geológico de la boquilla de la presa José Ma. Morelos

La instrumentación de esta presa fue instalada a lo largo de su eje y en varias secciones paralelas al río. Se colocaron 188 aparatos y varias líneas de mojoneras. La ubicación de esta instrumentación se encuentra indicada en la figura 3.8.

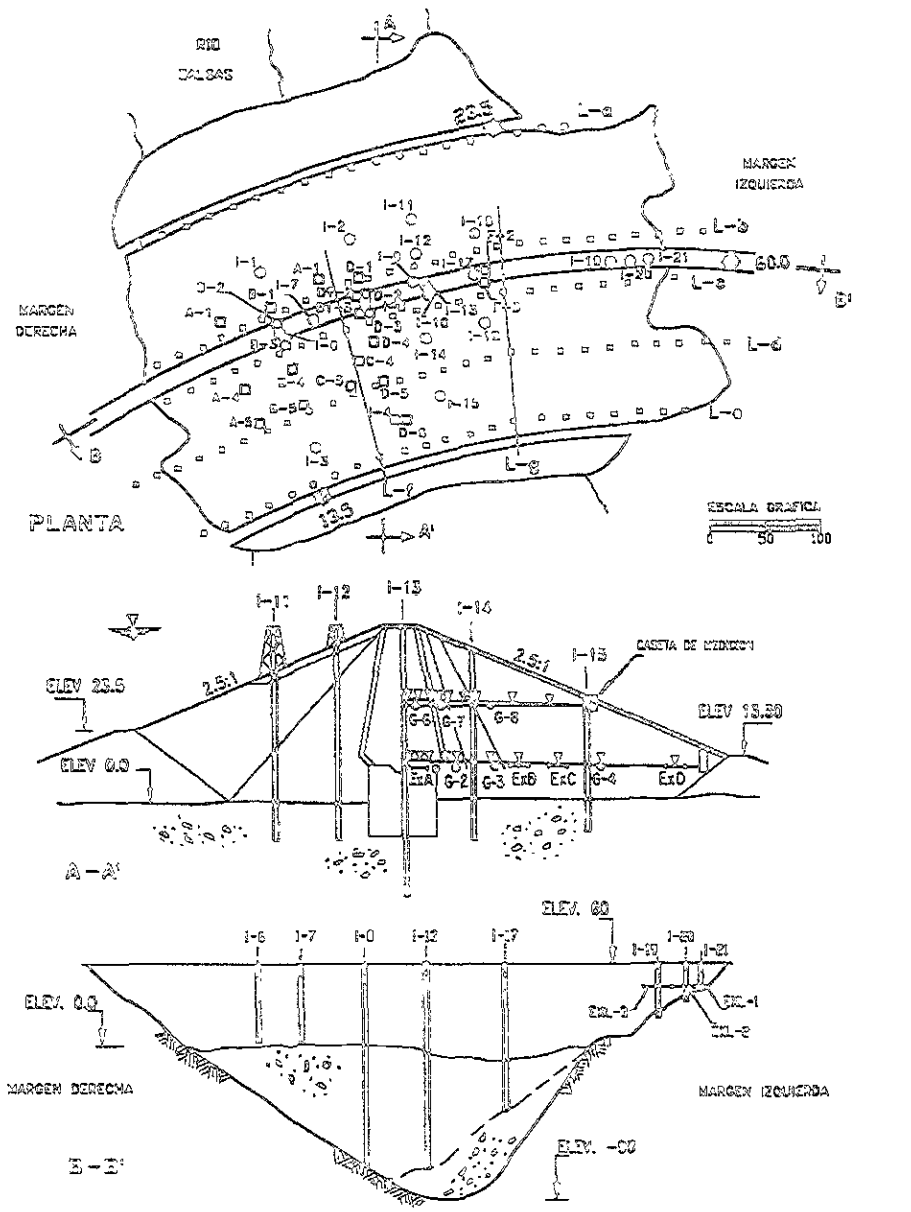



Fig. 3.8 Instrumentación instalada en la presa José Ma. Morelos

La presa está instrumentada con diez acelerógrafos (fig. 3.9), ocho en el cuerpo de la presa en las elevaciones 60 (puntos C, D, F y G), 49.5 (puntos J), 35 (punto I) y 13.50 (puntos E y H)) y dos en roca (uno en cada una de las márgenes al nivel de la corona (puntos A y B)). Con estos instrumentos, al igual que en la presa El Infiernillo, se han registrado sismos de diferentes magnitudes desde 1965 aunque, desafortunadamente, nunca han funcionado todos en un mismo evento sísmico. Al final de la construcción de esta presa fueron colocados los acelerógrafos indicados con los puntos A, B, C y E y los demás fueron instalados en el período de 1987-1989.

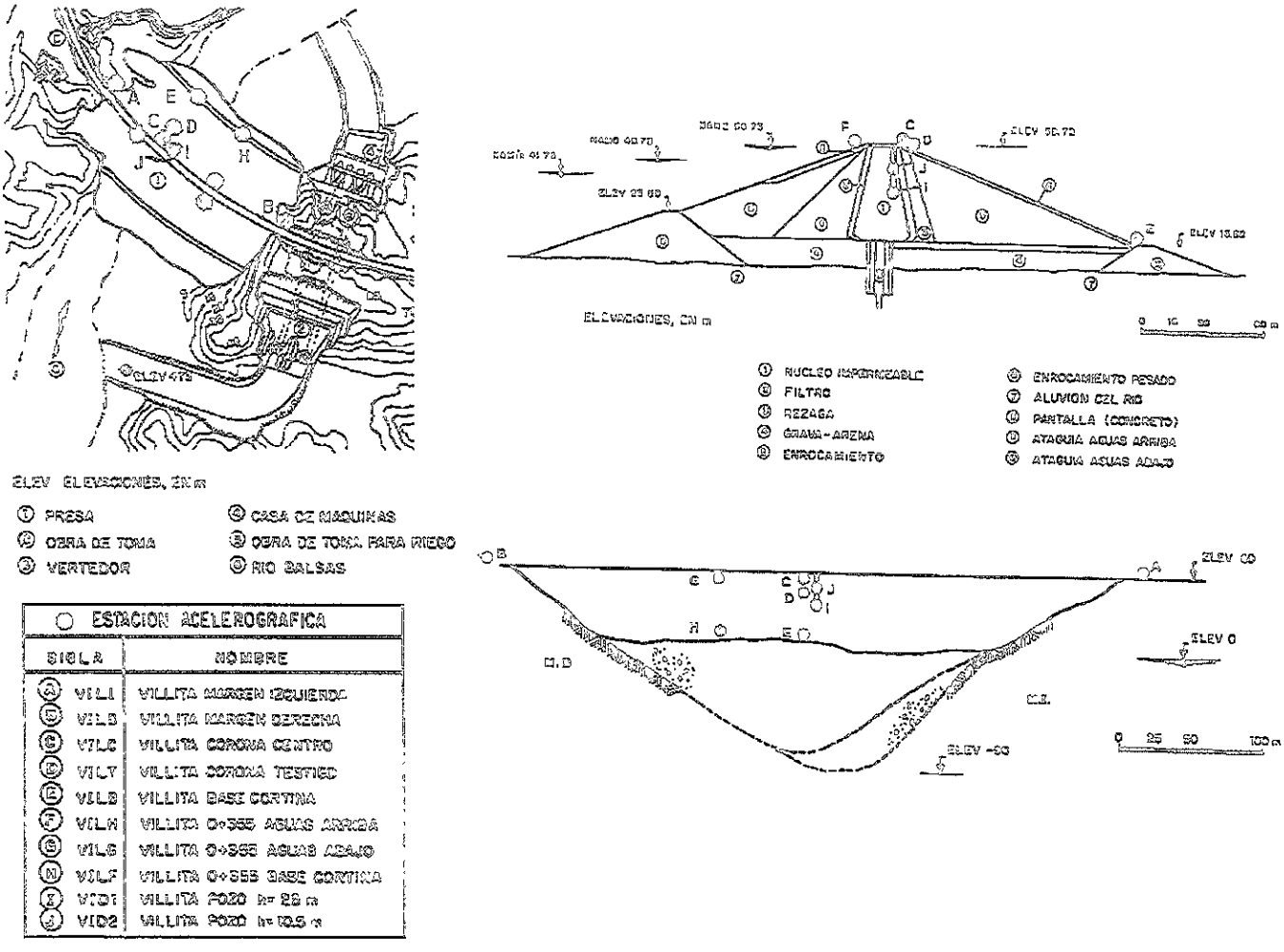



Fig. 3.9 Instrumentación sismológica en la presa José Ma. Morelos

## 3.3 Prototipos numéricos de las presas

### 3.3.1 Presa El Infiernillo

Como el cañón de la presa El Infiernillo es más o menos simétrico (fig. 3.3) sólo se modeló la mitad de la cortina y para formar el prototipo numérico (fig. 3.10) se utilizaron dos malla de elementos finitos tridimensionales:

Malla burda. Este prototipo se idealizó mediante una malla de 444 elementos isoparamétricos y 522 puntos nodales de los cuales 160 están en contacto con los límites rígidos (laderas).

Malla fina. Para este caso se utilizó una malla con 635 elementos isoparamétricos y 770 puntos nodales de los cuales 174 están en contacto con los límites rígidos (laderas).

a razón por la cual se consideraron estas dos mallas fue para observar el efecto del tamaño de los lementos finitos sobre el comportamiento del prototipo.

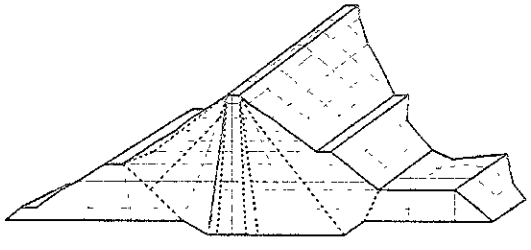


Fig. 3.10 Malla del prototipo numérico de la presa El Infiernillo

### 3.3.2 Presa José Ma. Morelos

ara modelar el prototipo numérico de esta presa se consideró toda la cortina con el fin de ponderar l efecto de la capa de arcilla altamente plástica que se colocó entre las dos etapas constructivas (fig. .11) y que aparentemente ha causado un comportamiento irregular bajo carga sostenida.

Se utilizó una malla de elementos tridimensionales formada por 788 elementos isoparamétricos y 883 puntos nodales de los cuales 261 están en contacto con los límites rígidos (laderas).

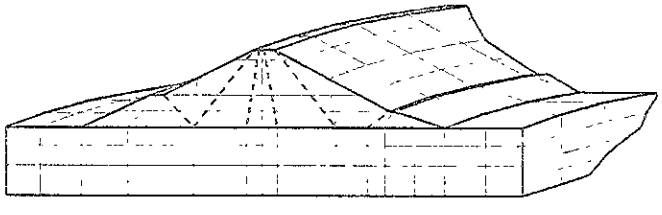


Fig. 3.11 Malla del prototipo numérico de la presa José Ma. Morelos

## .4 Excitaciones de análisis

ara evaluar la respuesta dinámica de las presas consideradas se empleó la metodología descrita en l capítulo 2, para lo cual se utilizó el programa de elementos finitos PTLUSH (*Romo y Villarraga*, 987), y para la determinación de las características de vibración de las presas a partir de algunos egistros sísmicos se utilizó el programa ANESSE (*Hernández*, 1994).

os datos de entrada en los programas PTLUSH y ANESSE son diez sismos de magnitudes, nergías y contenidos de frecuencias diferentes. Cuatro de ellos provocaron agrietamiento superficial

en la corona de la cortina El Infiernillo y sólo uno en la corona de la cortina José Ma. Morelos. Estos agrietamientos no pusieron en riesgo la seguridad de ninguna de las cortinas.

Para poder obtener las características de vibración de las presas en estudio, primero fue necesario acoplar en tiempo todos los registros obtenidos de cada sismo. El acoplamiento de las señales se logró mediante el cálculo de energías.

La localización epicentral de los sismos utilizados se presenta en la figura 3.12. En ésta se aprecia la ubicación de diez de los sismos más importantes que han afectado a ambas cortinas y cuya localización se encuentra principalmente en los estados de Michoacán y Guerrero y en sus costas.

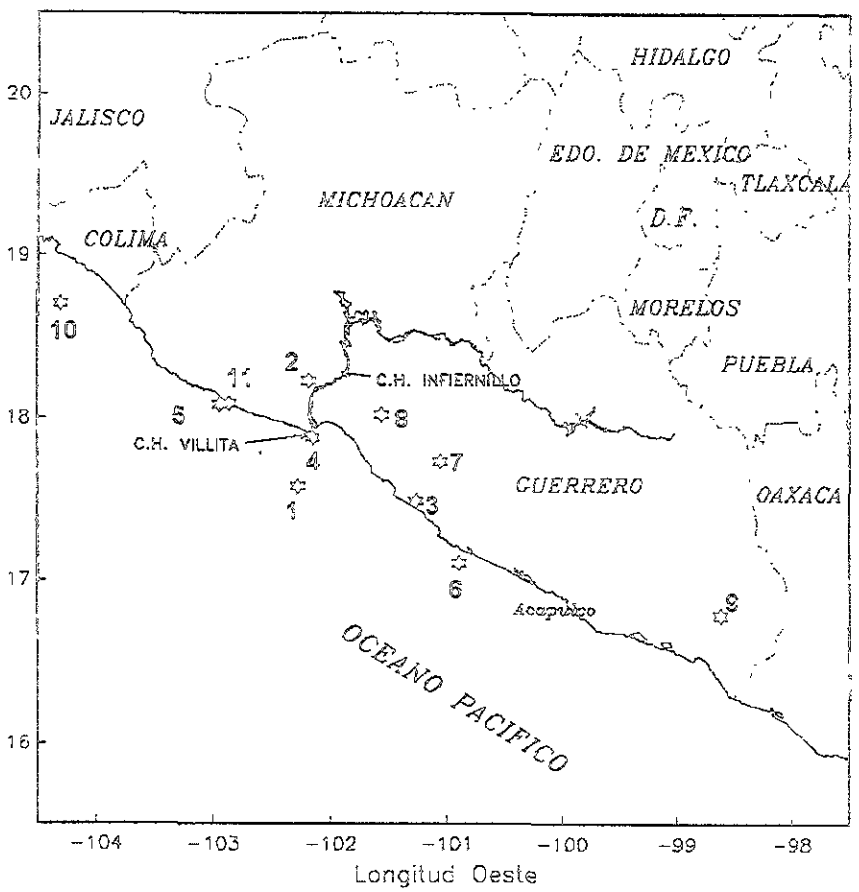



Fig. 3.12 Ubicación de los sismos más importantes

Los espectros de respuesta en roca de los sismos utilizados en la presa El Infiernillo presentan geometrías, contenidos de frecuencia y energías diferentes entre ellos (fig. 3.13). Los sismos del 79-03-14 y 95-10-09 presentan contenidos de frecuencia similares entre 0.3 a 50Hz pero con geometrías y energías diferentes. Los demás sismos que aparecen en la figura 3.13 tienen concentrada su energía en frecuencias altas.

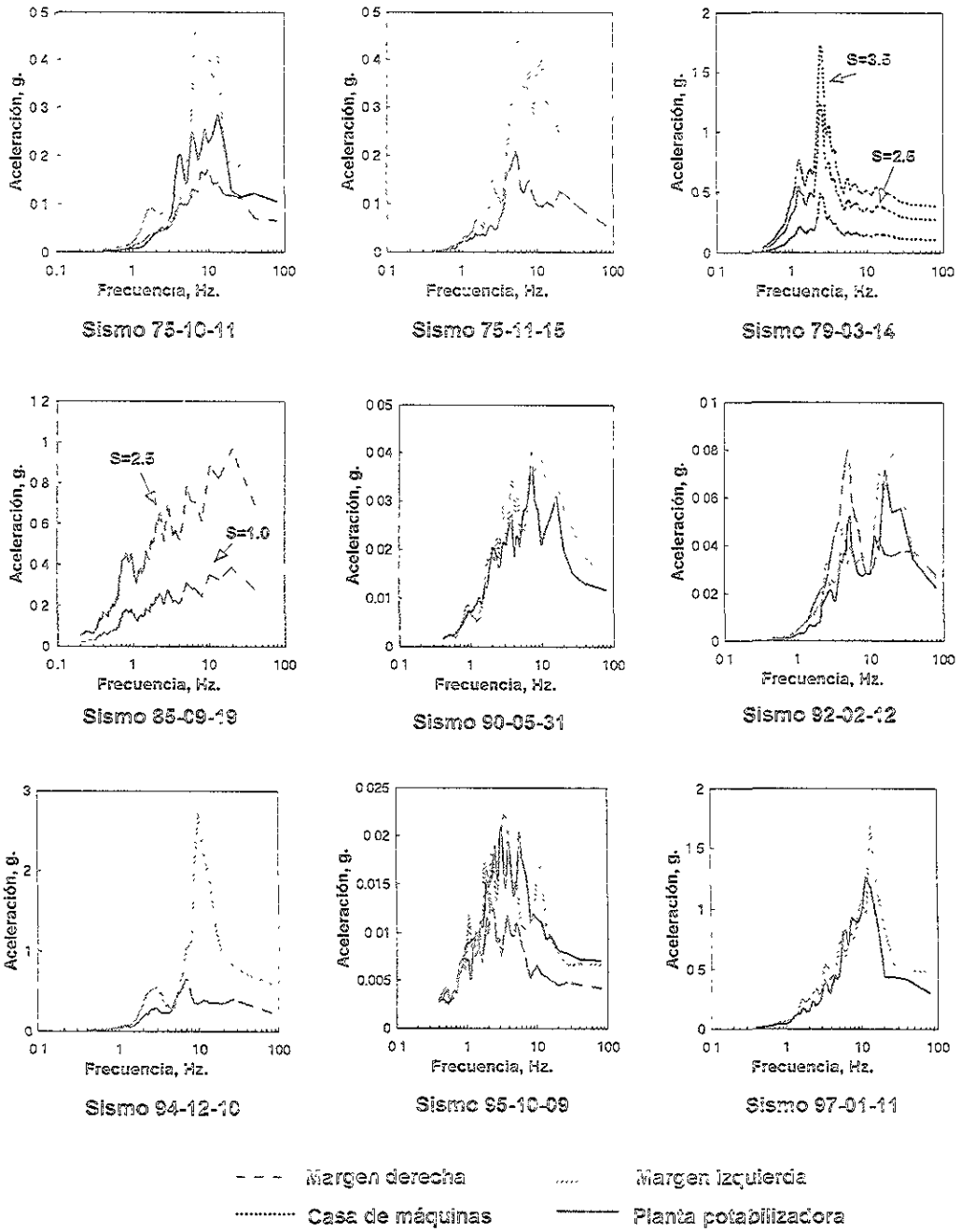



Fig. 3.13 Espectros de respuesta de los sismos utilizados en la presa El Infiernillo

n la figura 3.13 también se aprecia que las ordenadas espectrales de los sismos registrados en la oca de margen izquierda son mayores que las correspondientes de los sismos registrados en la roca e la margen derecha y de la Planta Potabilizadora. Las diferencias de los valores de las ordenadas spectrales son ligeramente mayores entre las frecuencias 0.5 a 5Hz y considerablemente mayores

para frecuencias superiores a 5Hz, como se puede observar en el espectro de respuesta del sismo 94-12-10.

En reportes de visitas de inspección a la presa El Infiernillo se ha mencionado que la roca de la margen izquierda se encuentra decomprimida y fuertemente fracturada, lo que favorece la amplificación de los movimientos sísmicos. En contraste, la roca de la margen derecha está menos alterada, lo que provoca diferencias entre las ordenadas espectrales de los sismos registrados en ambas márgenes (fig. 3.13). Esto indica que en futuros análisis esta diferencia en las características de la boquilla debe tomarse en cuenta.

Los espectros de respuesta en roca de los sismos utilizados en la presa José Ma. Morelos son presentados en la figura 3.14. En ésta se dibujan los espectros de los sismos registrados en la margen izquierda y en la margen derecha. En casi todos los espectros se aprecia que la energía se concentra entre .5 y 20Hz y solo en los sismos de 92-02-12 y 97-01-11 se concentra en frecuencias altas.

Los sismos registrados en la roca de la margen derecha de la presa José Ma. Morelos están influenciados por la cortina y las obras de excedencias y de generación, por encontrarse estas obras en ambos extremos del acelerógrafo. También en reportes de las visitas de inspección se ha indicado que el material de desplante del acelerógrafo de margen derecha está menos alterado que de margen izquierda, incluso se ha mencionado que el material de esta ultima margen ha sufrido deslave por lluvia.

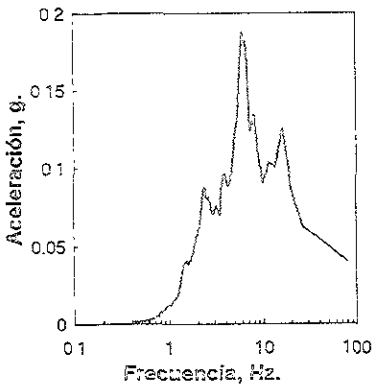
Para el análisis del comportamiento de la presa El Infiernillo mediante el análisis numérico del elemento finito se utilizaron las siguientes funciones espectrales:

- Espectro de respuesta del sismo del 14 de marzo de 1979 registrado en roca (casa de máquinas), que presenta un contenido de frecuencias entre 1 y 10Hz; el máximo tiene un valor de 0.5g en 2.5Hz (fig. 3.13).

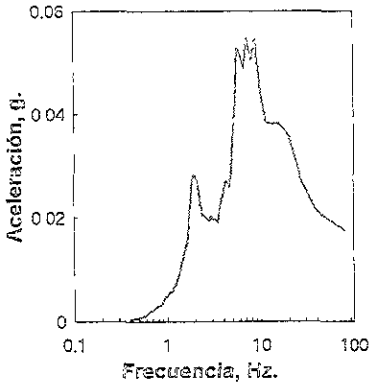
- Espectro de respuesta del sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en roca (margen derecha), el cual presenta un máximo de 0.4g en la frecuencia de 15Hz. El contenido de frecuencia se encuentra definido entre 1 y 30Hz (fig. 3.13).

- Espectro de respuesta del sismo del 31 de mayo de 1990 registrado en roca (margen izquierda), que presenta un contenido de frecuencia entre 1 y 20Hz y con un máximo en 12Hz de 0.085g (fig. 3.13).

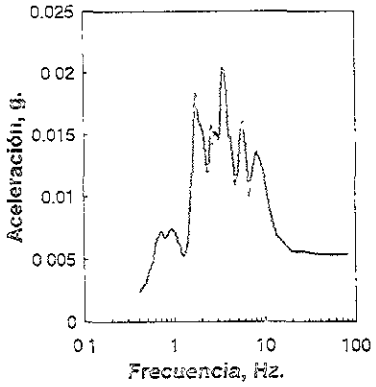
- Se consideró como sismo máximo creíble el registro obtenido en roca durante el temblor del 19 de septiembre de 1985 multiplicado por un factor de 2.5. Se estima que al amplificar 2.5 veces las ordenadas espectrales se cubre ampliamente tanto las magnitudes como las características particulares de los movimientos sísmicos que se originarían al liberarse la energía acumulada en la brecha de Guerrero. Esto es equivalente a aceptar que el mecanismo de subducción es capaz de generar un temblor de magnitud aproximada de 8.5° en la escala de Richter. Así también, el sismo del 14 de marzo de 1979 se amplificó 2.5 y 3.5 veces y el sismo del 19 de septiembre de 1985 se amplificó 2.5 veces. Los espectros amplificados para cada sismo se dibujan en las figuras 3.13 y 3.14



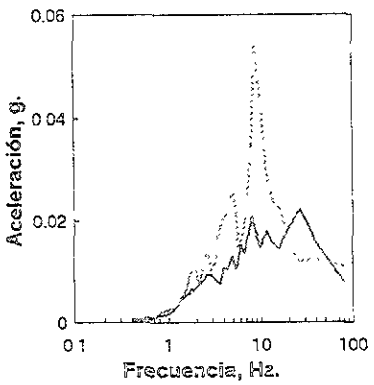

Sismo 75-11-15



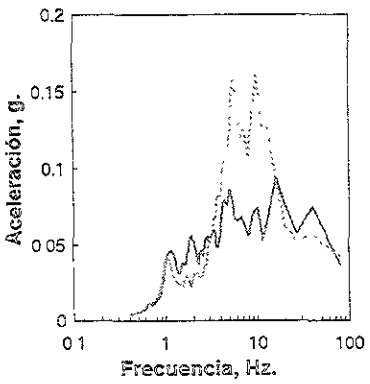

Sismo 79-03-14



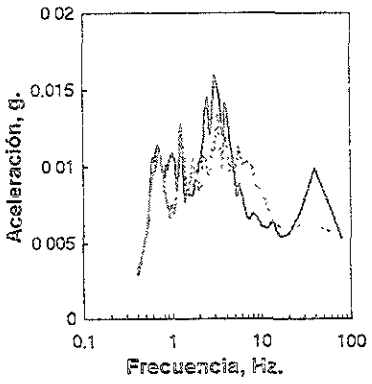

Sismo 90-05-31



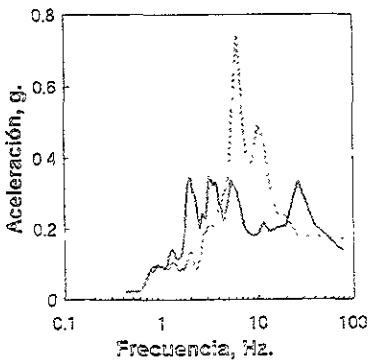

Sismo 92-02-12




Sismo 94-12-10




Sismo 95-10-19




Sismo 97-01-11

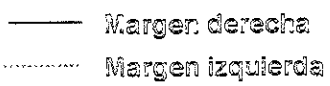



Fig. 3.14 Espectros de respuesta de los sismos utilizados en la presa José Ma. Morelos

Para el análisis del comportamiento de la presa José Ma. Morelos se utilizó el siguiente espectro de respuesta:

- Espectro de respuesta del sismo del 31 de mayo de 1990 registrado en roca (margen izquierda), en el que el máximo se encuentra en 3.4Hz dentro del contenido de frecuencias de 2 a 8Hz (fig. 3.14).

Algunas de las características de los once sismos utilizados se presentan en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Características de los sismos utilizados.

| Sismo | Magnitud Richter | Profundidad Focal (km) | Distancia del epicentro A las presas (km) | | Observaciones |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | José Ma. Morelos | El Infiernillo | |
| 1) Oct, 11, 1975 | M=4.9 | 33 | 52 | 79 | |
| 2) Nov, 15, 1975 | Mb=5.9<br>Ms=5.9 | <5 | 10 | 23 | |
| 3) Mar, 14, 1979 | Mb=7.0 | <5 | 121 | 134 | Petatlán, Guerrero |
| 4) Oct, 25, 1981 | Ms=7.3<br>Mb=6 1 | <5 | 31 | 54 | |
| 5) Sep, 19, 1985 | Mb=6.8<br>Ms=8.1<br>Mc=8.1 | 15 | 58 | 68 | Lázaro Cárdenas, Michoacán |
| 6) May, 31, 1990 | Mb=5.8<br>Ms=5.9<br>Mc=5.5 | 16 | 169 | 170 | Entre Zihuatanejo y Acapulco Guerrero |
| 7) Feb, 12, 1992 | Mb=5.1<br>Ms=4.6<br>Mc=4.4 | <5 | 124 | 109 | Costas de Guerrero |
| 8) Dic, 10, 1994 | Mb=6 5 | 20 | 68 | 47 | Río Balsas inferior |
| 9) Sep, 14, 1995 | Mw=7.3<br>Ms=7.5 | 21 | 405 | 388 | Costas de Guerrero y Oaxaca |
| 10) Oct, 9, 1995 | Mw=7.9<br>Mc=7.5<br>Ms=7.6 | 33 | 240 | 261 | Costas de Colima (Manzanillo) |
| 11) Ene, 11, 1997 | Ms=7.3 | 17 | 73 | 105 | Costas de Michoacán |

## . COMPORTAMIENTO DE LA PRESA EL INFIERNILLO

Partiendo del análisis de la respuesta sísmica del prototipo numérico con el método presentado, se definieron las propiedades dinámicas de los materiales que integran la cortina. Estas se definen por medio del módulo de rigidez al corte y el amortiguamiento histerético en función de la deformación angular. Su definición fue el resultado de un procedimiento de ajuste que consistió en modificar, de manera congruente con el comportamiento dinámico de los suelos, las propiedades supuestas hasta lograr concordancia entre la respuesta calculada y la medida. Este proceso de ajuste se repitió para tres sismos con diferentes contenido de frecuencia e intensidades, con el propósito de cubrir un amplio intervalo de deformaciones con diversas condiciones de carga. Las propiedades dinámicas resultantes para cada excitación se consideran como las propiedades *in situ* de los diferentes materiales, debido a que la presa se representa como un espécimen prototipo colocado en ambientes sísmicos conocidos (*Romo*, 1988).

Para obtener el valor inicial de las propiedades dinámicas de los materiales que conforman la presa, fue necesario emplear relaciones semi-empíricas como las proporcionadas en 1970 por *Seed & Idriss*. Para calcular el módulo máximo de corte (correspondiente a deformaciones angulares menores o iguales a 10 por ciento) del núcleo arcilloso, se empleó la expresión siguiente:

$$G_{max} = 2000 S_u \qquad 4.1$$

donde

$G_{máx}$ Módulo máximo de corte (kg/cm²)
$S_U$ Resistencia al corte no drenada

Para calcular la resistencia al corte no drenada ($S_U$), se empleó la envolvente de resistencia no drenada (UU) de este material (*SRH-CF-UNAM*, 1976).

En los filtros, transición y enrocamientos se usó la ecuación que proponen *Seed & Idriss*, 1970 para materiales granulares.

$$G_{max} = 22.1 K_2 (\sigma_o)^{0.5} \qquad 4.2$$

donde

$G_{máx}$ Módulo de corte dinámico (kg/cm²)
$K_2$ Parámetro función de la relación de vacíos
$\sigma_0$ Esfuerzo medio: $(\sigma_X + \sigma_Y + \sigma_Z)/3$ (kg/cm²)

En el estudio realizado por *Romo* y *Villarraga* (1988) se encontró que $K_2$ toma el valor de 100 para los filtros, transición y enrocado compactado, y de 75 para el enrocado a volteo.

El comportamiento lineal de los materiales térreos se modeló mediante las curvas de variación del módulo de corte y del amortiguamiento con el nivel de deformación (fig. 4.1). Estas curvas son similares a las proporcionadas por *Seed & Idriss* (1970).

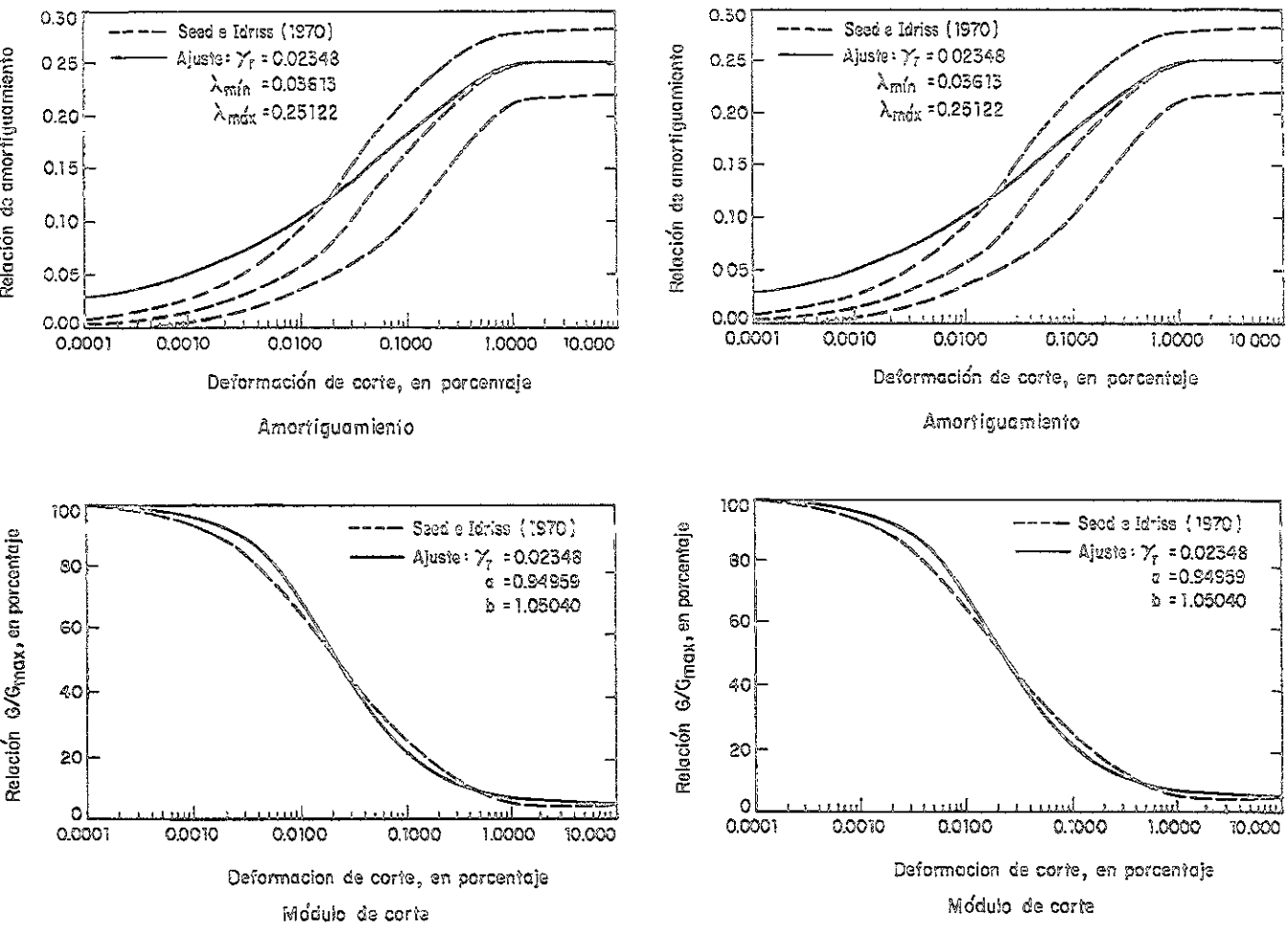



Fig. 4.1 Propiedades dinámicas de los materiales de la presa

## 4.1 Sismo del 14 de marzo de 1979

El espectro de respuesta en la corona obtenido del análisis dinámico de la presa El Infiernillo, excitada con el sismo del 14 de marzo de 1979, muestra que es similar al obtenido del registro medido (fig. 4.2). El contenido de frecuencias y la frecuencia natural son casi los mismos con un error menor del 10% sólo en la amplitud. De lo anterior se considera que la respuesta de la cortina es reproducida adecuadamente por el prototipo numérico y por tanto las propiedades obtenidas son apropiadas para pronosticar el comportamiento de la cortina bajo otras condiciones de carga dinámicas.

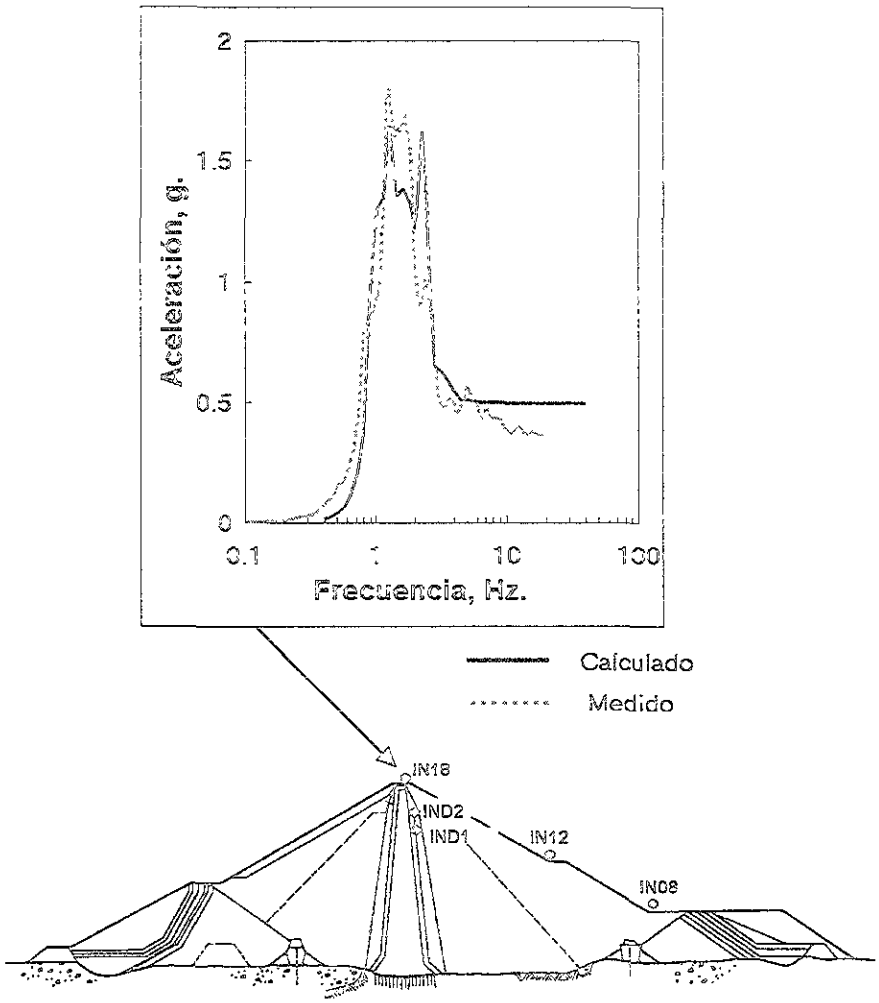



Fig. 4.2 Espectro de respuesta

Realizando los análisis dinámicos con el sismo escalado, se calcularon en diferentes elevaciones los espectros de respuesta (fig. 4.3) y las funciones de transferencia (fig. 4.4), y en la sección transversal máxima el módulo de rigidez al corte (fig. 4.5), el amortiguamiento (fig. 4.6) y la aceleración máxima (fig. 4.7).

En los espectros de respuesta (fig. 4.3) se observa que al aumentar la energía del sismo la amplitud del espectro aumenta, presentando al nivel de la corona incrementos del 100 y 130% respecto al sismo sin escalar. Estos porcentajes de incremento en el espectro de respuesta son diferentes en otras elevaciones y como se puede observar no corresponden al porcentaje en que fue escalado el sismo.

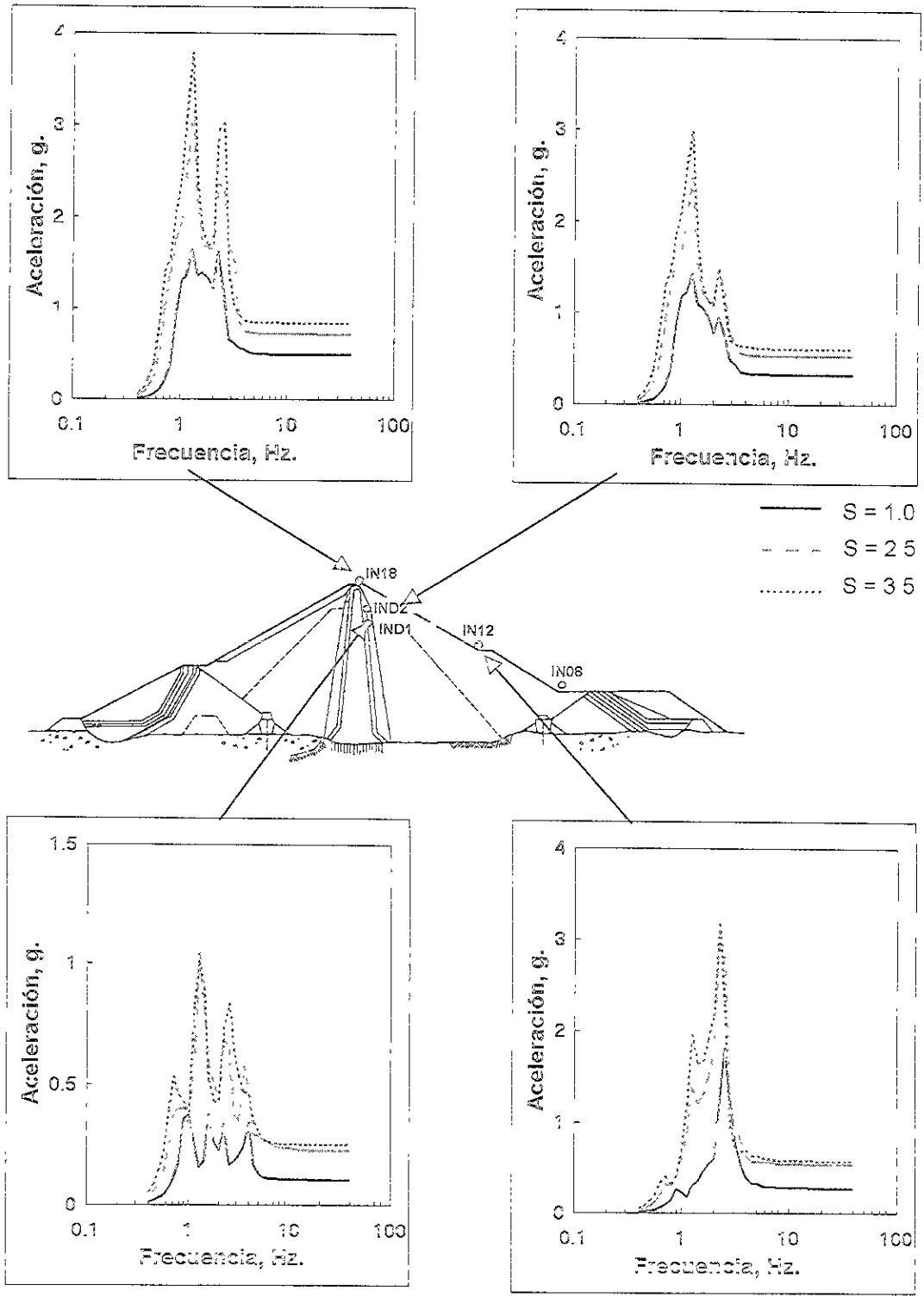



Fig. 4.3 Espectros de respuesta

or otra parte, las funciones de transferencia (fig. 4.4) calculadas con los sismos escalados resentan decrementos en la amplitud y disminución en la rigidez a medida que se aumenta la nergía del sismo.

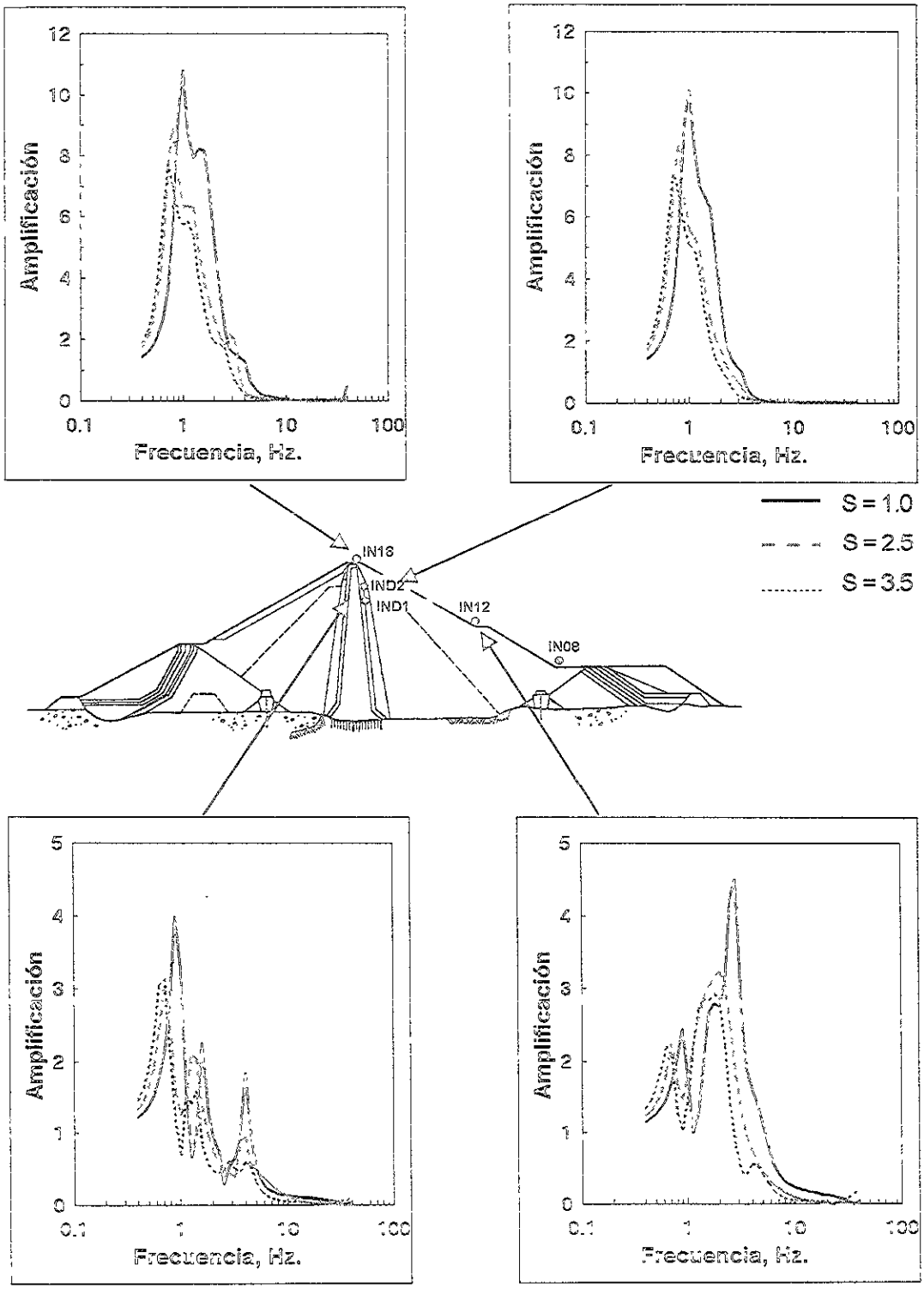
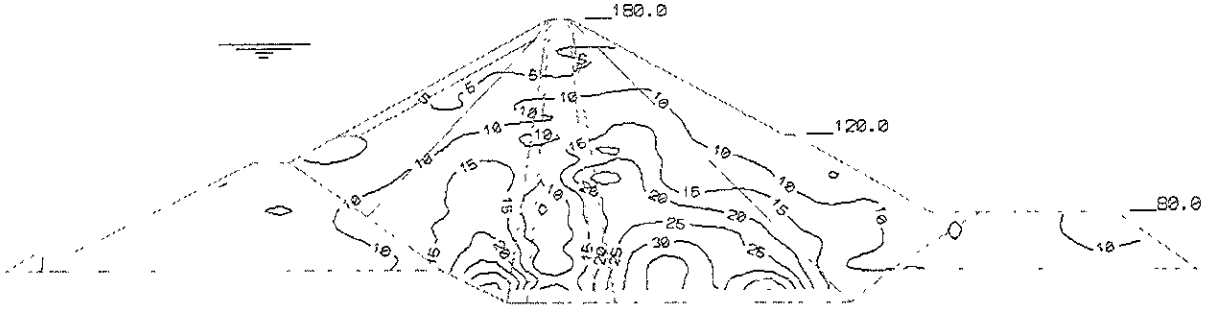


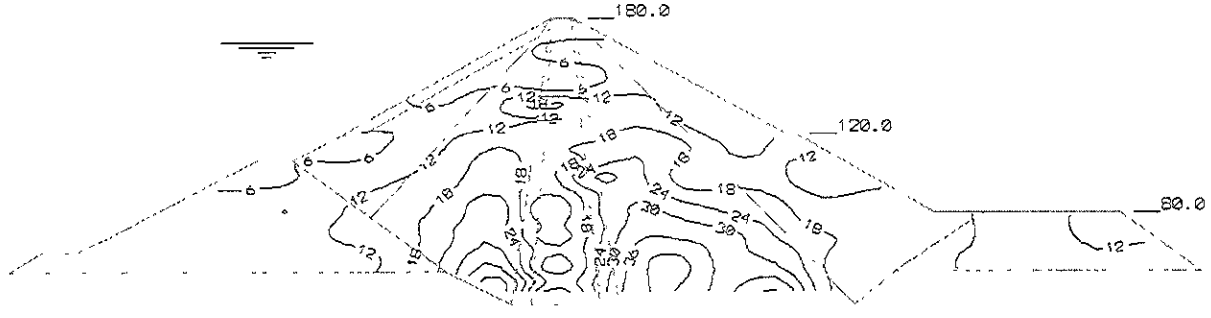

Fig. 4.4 Funciones de transferencia

s fenómenos descritos en el párrafo anterior permiten observar la no-linealidad en el mportamiento dinámico de los materiales que conforman la cortina, esto se puede corroborar servando las isocurvas resultantes de las propiedades dinámicas de los materiales.

iste una notable diferencia entre el módulo de rigidez al corte del núcleo y el de los espaldones (fig. 5), y se presentan zonas más rígidas cerca de las bases de los filtros, ocasionada por las ncentraciones de esfuerzos de confinamiento estático que se producen en este sector. El espaldón aguas abajo resulta ser más rígido que el de aguas arriba, con módulos de rigidez hasta del bie. Asimismo, las líneas de igual módulo tienden a ser paralelas a los taludes del prototipo en bos espaldones arriba del nivel 130. Al comparar las curvas de igual módulo del sismo sin escalar de los sismos escalados se observa claramente que los módulos para escalados llegaron a ser del y 60 por ciento menores a los módulos obtenidos con el sismo sin escalar.




Sismo escalado 3.5 veces

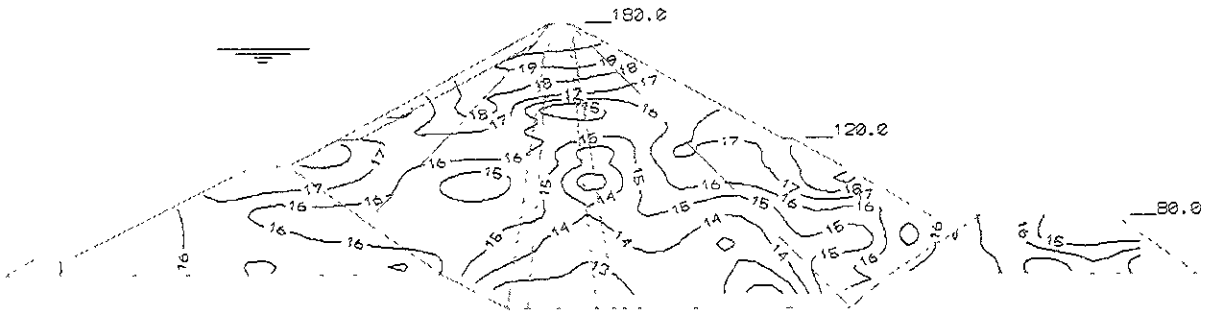



Sismo escalado 2.5 veces

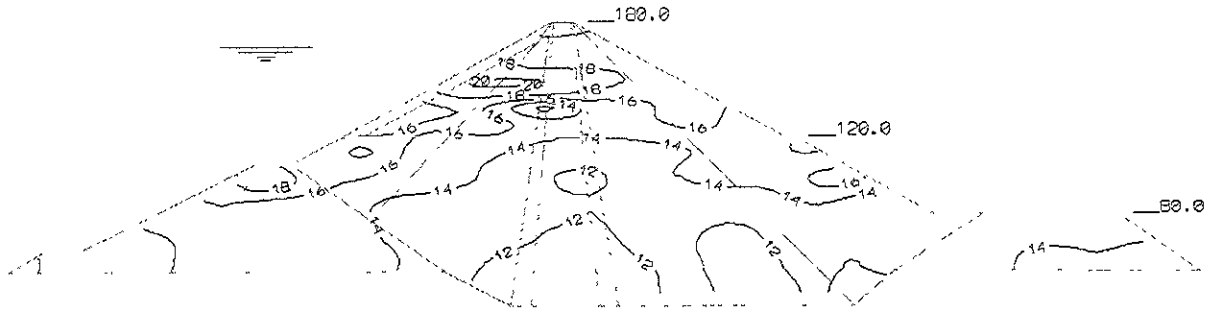
Sismo sin escalar

Fig. 4.5 Módulo de rigidez al corte, t/m² *1000

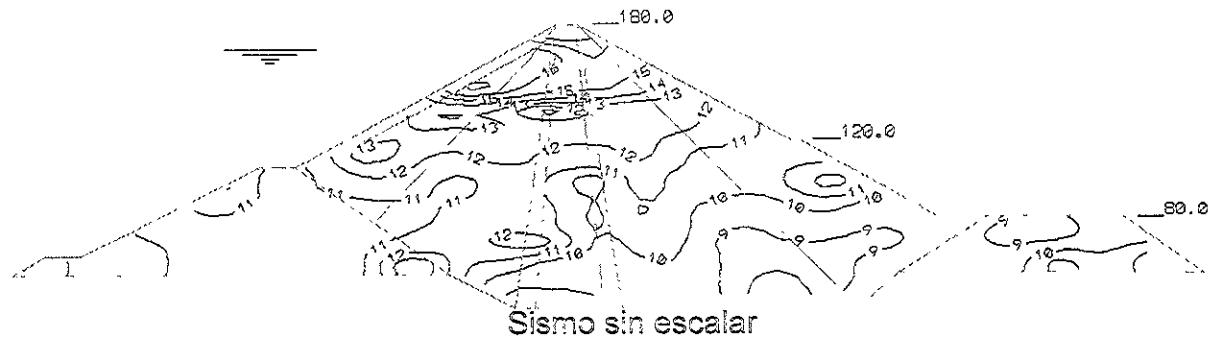
as curvas de igual amortiguamiento (fig. 4.6) indican que éste es mayor en la zona saturada que en
zona seca de la presa, fenómeno que se puntualiza en el nivel donde se ubica la superficie del
mbalse. Cerca de la berma del nivel 120 se nota un cambio en la forma de las curvas del
mortiguamiento, efecto que es más notorio con el sismo escalado 3.5 veces.




Sismo escalado 3.5 veces



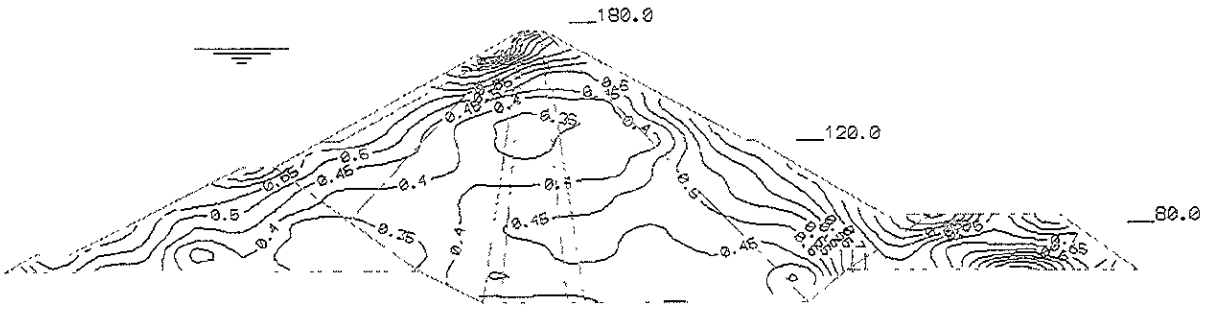

Sismo escalado 2.5 veces



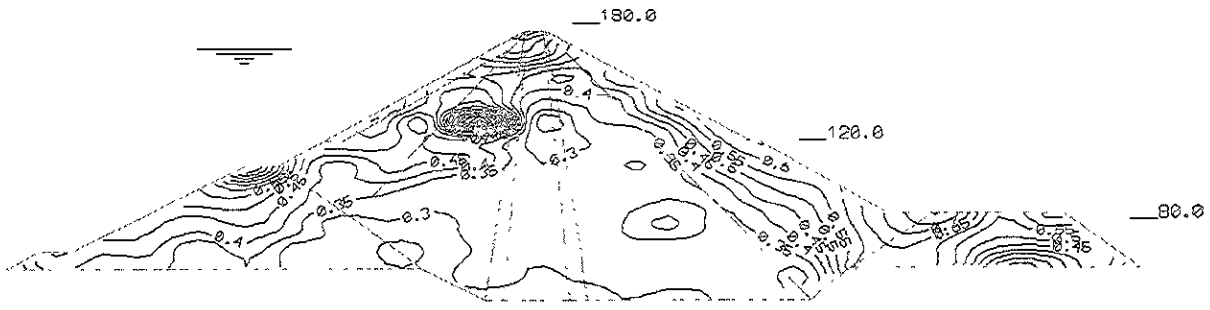

Sismo sin escalar

Fig. 4.6 Amortiguamiento, %

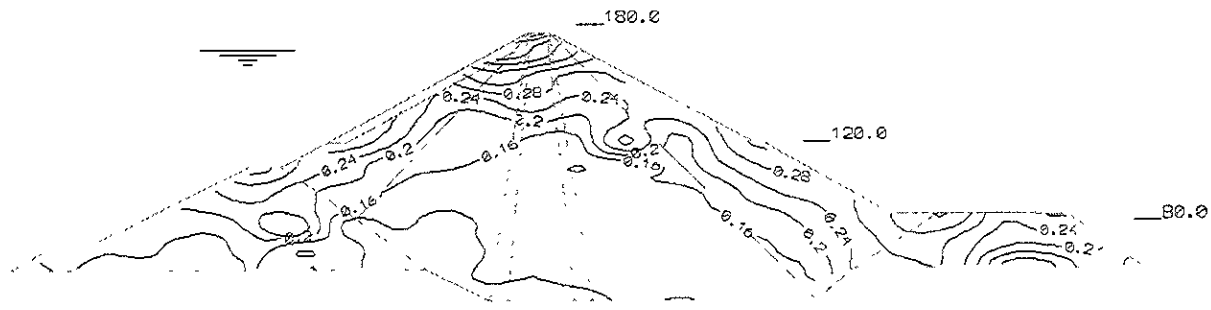
s aceleraciones máximas (fig. 4.7) en el nivel 165 para el sismo sin escalar son del orden del 75% enores a las calculadas con el sismo escalado 2.5 veces y las referidas al sismo escalado 3.5 ces son del orden del 166% mayores a las obtenidas con el sismo sin escalar. Para otros niveles tos porcentajes son completamente diferentes, pero siguen la misma tendencia. En esta figura se serva que en los espaldones y en la corona se presentan las mayores aceleraciones y en el razón impermeable las menores.




Sismo escalado 3.5 veces




Sismo escalado 2.5 veces




Sismo sin escalar

Fig. 4.7 Aceleraciones máximas, g

on los análisis dinámicos de las dos mallas de elementos finitos se calcularon en diferentes levaciones los espectros de respuesta (fig. 4.8) y las funciones de transferencia (fig. 4.9).

Los espectros de respuesta (fig. 4.8) calculados a diferentes elevaciones muestran una marcada diferencia en la magnitud entre los resultados de ambas mallas, aun cuando el contenido de frecuencias y la forma espectral son los mismos. La diferencia en los resultados se debe a que el tamaño de los elementos depende directamente de la velocidad de onda de corte del medio. Para elevaciones menores las diferencias decrecen hasta volverse despreciables.

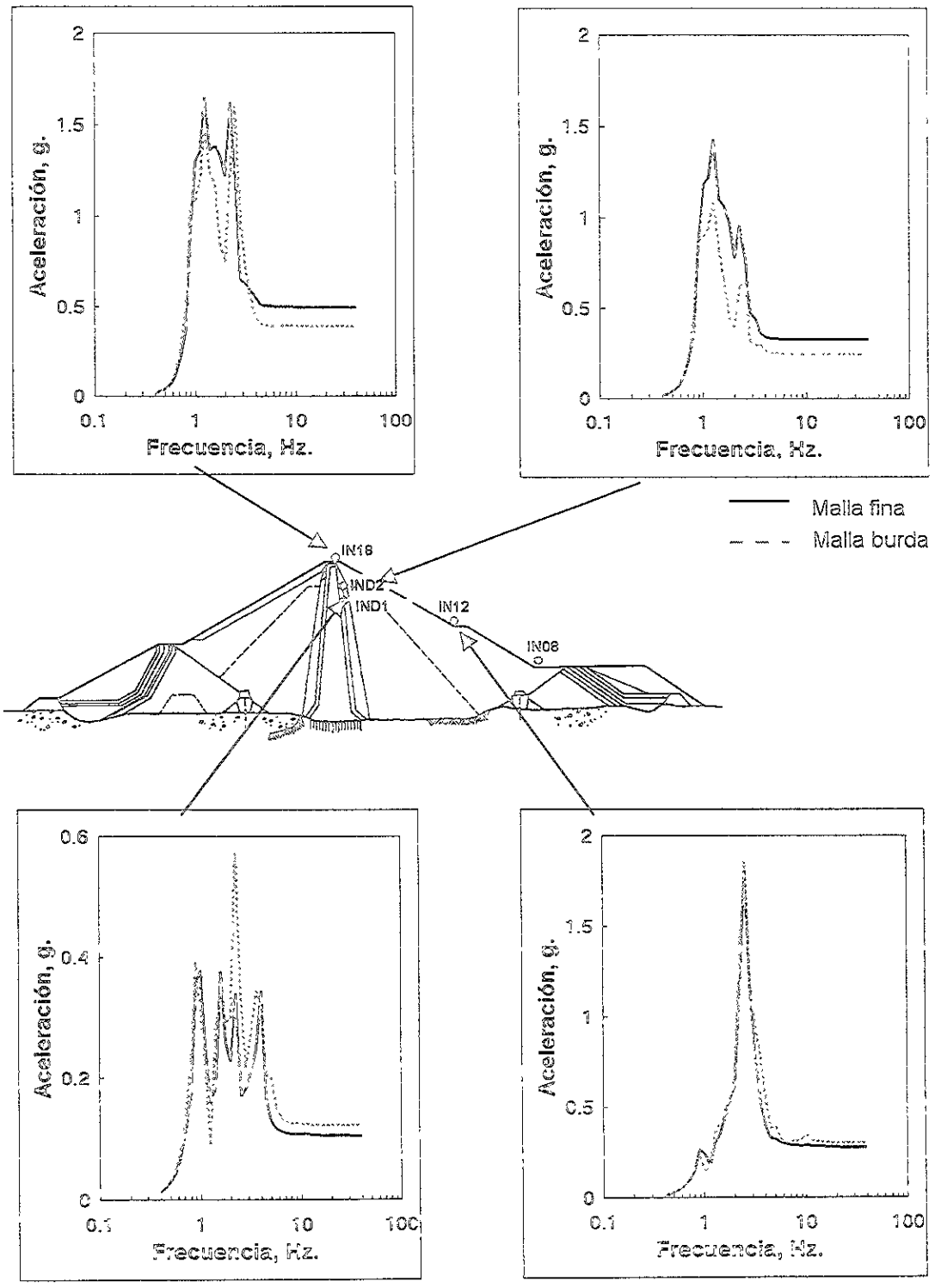



Fig. 4.8 Espectros de respuesta

Las funciones de transferencia (fig. 4.9) entre ambas mallas muestran similitud en su forma en todos los niveles considerados; sin embargo, la respuesta en la corona (nivel 180) y en el nivel 170 obtenida con la malla burda se encuentra desfasada un 10% respecto a la calculada con la malla fina, este fenómeno se genera por la evaluación más precisa de la respuesta y es similar al comportamiento generado por una diferencia en la rigidez. El desfasamiento entre las respuestas de las dos mallas se ve disminuido a menores elevaciones.

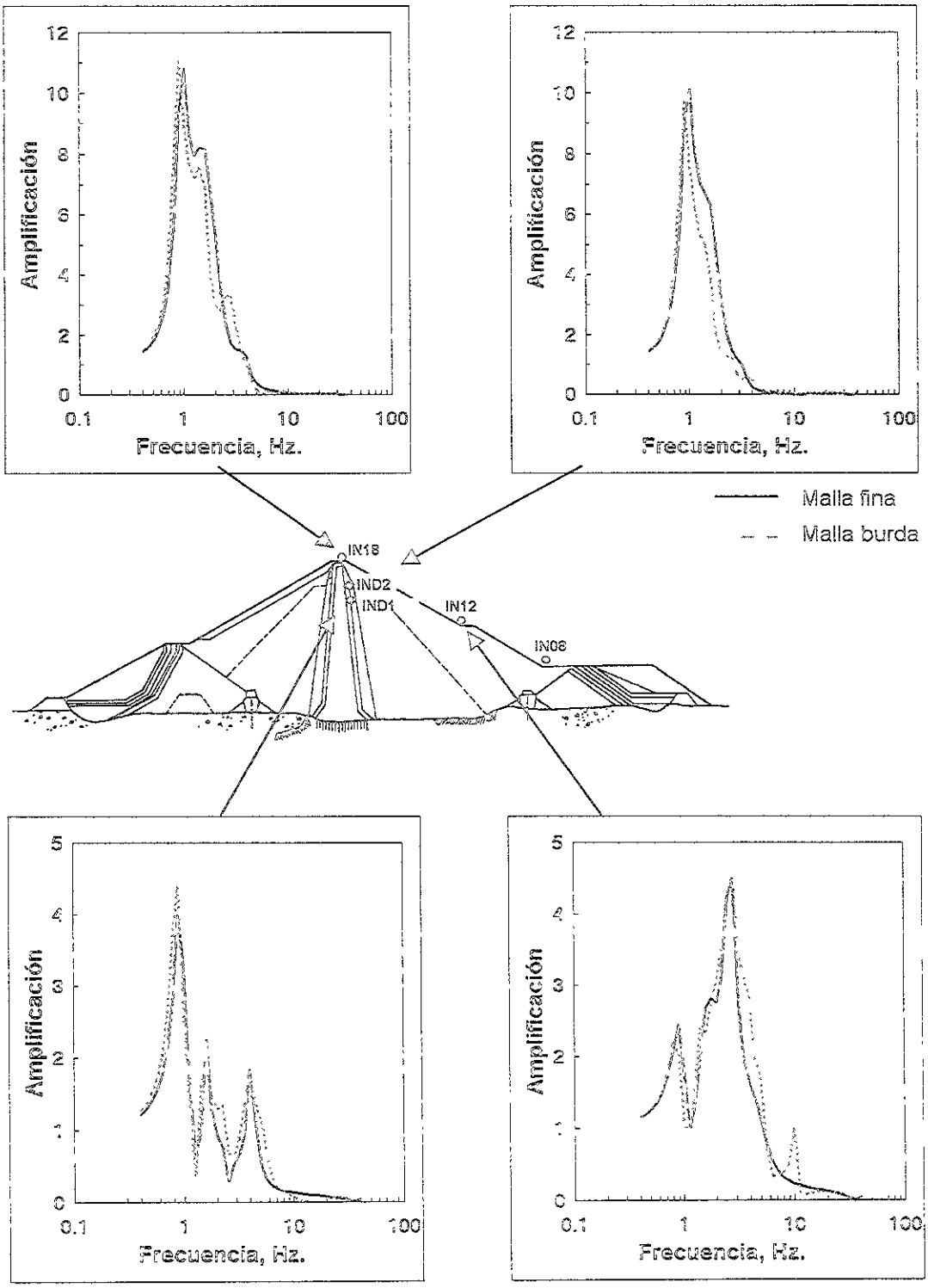



Fig. 4.9 Funciones de transferencia

## 4.2 Sismo del 19 de Septiembre de 1985

Para obtener el comportamiento dinámico del prototipo numérico ante el sismo del 19 de Septiembre de 1985, se utilizaron las propiedades dinámicas de los materiales obtenidas en los análisis realizados con la excitación del 14 de Marzo de 1979. Después de varias iteraciones se observó que el comportamiento del prototipo numérico es razonablemente similar al mostrado por la cortina bajo el sismo de septiembre del 85, para frecuencias menores a 4.5 Hz (fig. 4.10).

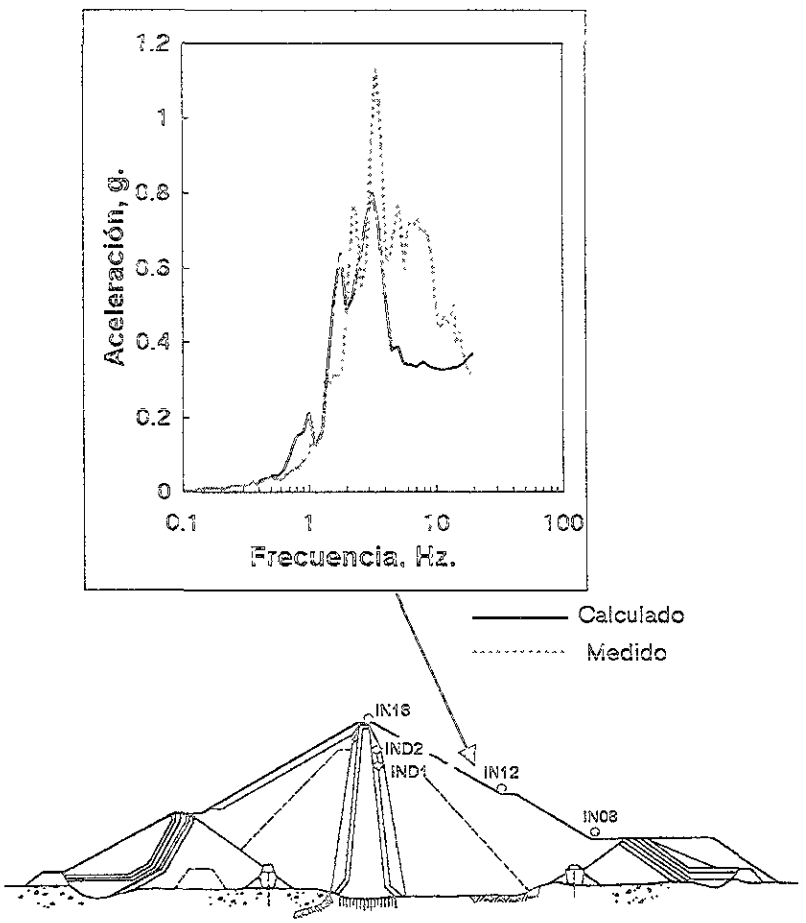



Fig. 4.10 Espectro de respuesta

Con los análisis dinámicos utilizando el sismo sin escalar y el sismo escalado 2.5 veces, se evaluaron en diferentes elevaciones los espectros de respuesta (fig. 4.11) y las funciones de transferencia (fig. 4.12), y en la sección transversal máxima el módulo de rigidez (fig. 4.13), el amortiguamiento (fig. 4.14) y la aceleración máxima (fig. 4.15).

Si analizamos el comportamiento calculado en términos de espectros de respuesta (fig. 4.11) se puede observar el efecto no lineal de los materiales que constituyen a la cortina; el espectro calculado para el sismo sin escalar es menor en un 53 por ciento que el calculado por sismo escalado 2.5 veces. También se observa que a diferentes niveles este porcentaje es diferente, incluso para dos puntos ubicados en el mismo nivel.

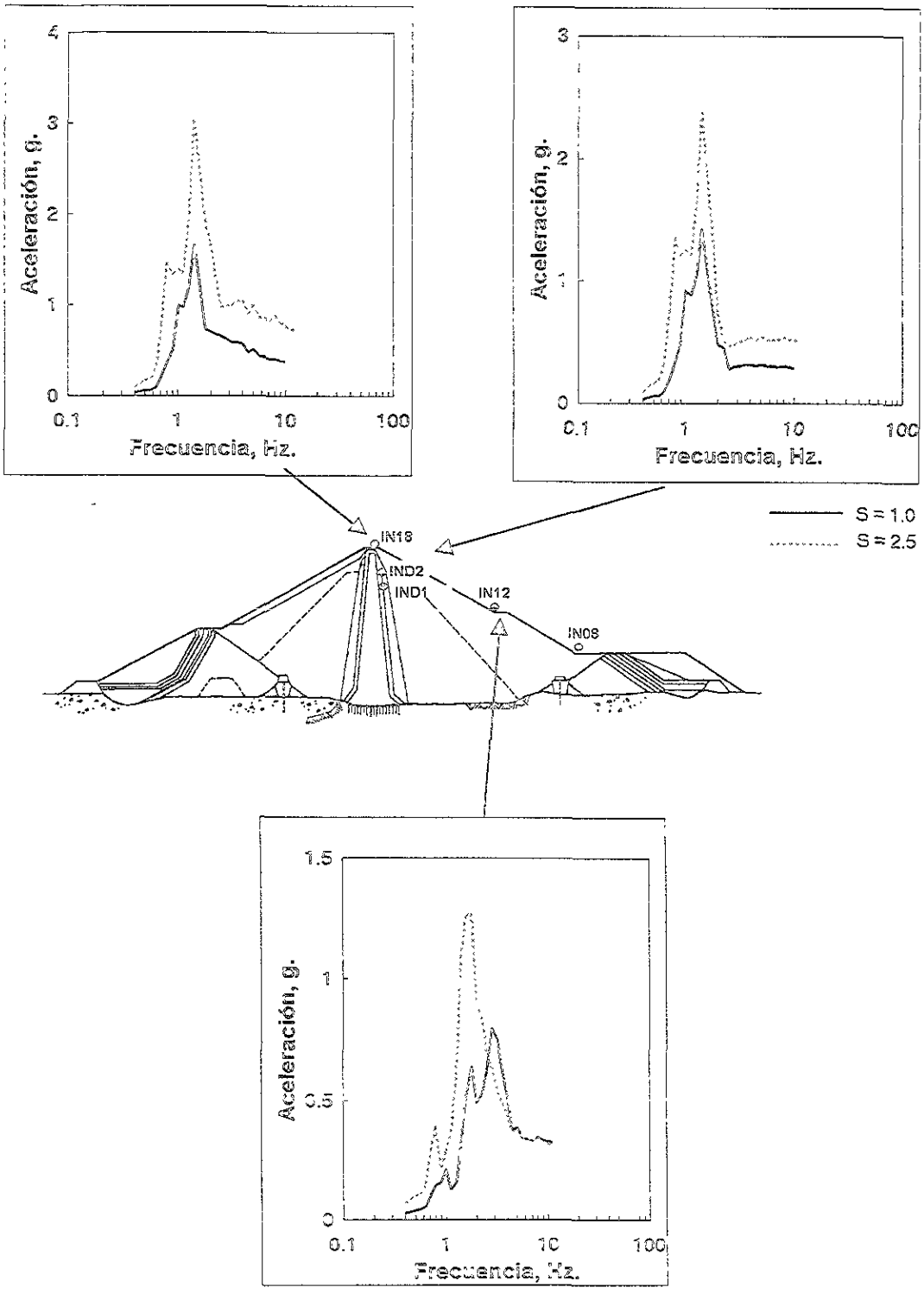



Fig. 4.11 Espectros de respuesta

as funciones de transferencia (fig. 4.12) para los dos sismos muestran disminución de la rigidez y umento en el amortiguamiento del suelo (disminución en la amplitud) a medida que la magnitud del ismo aumenta.

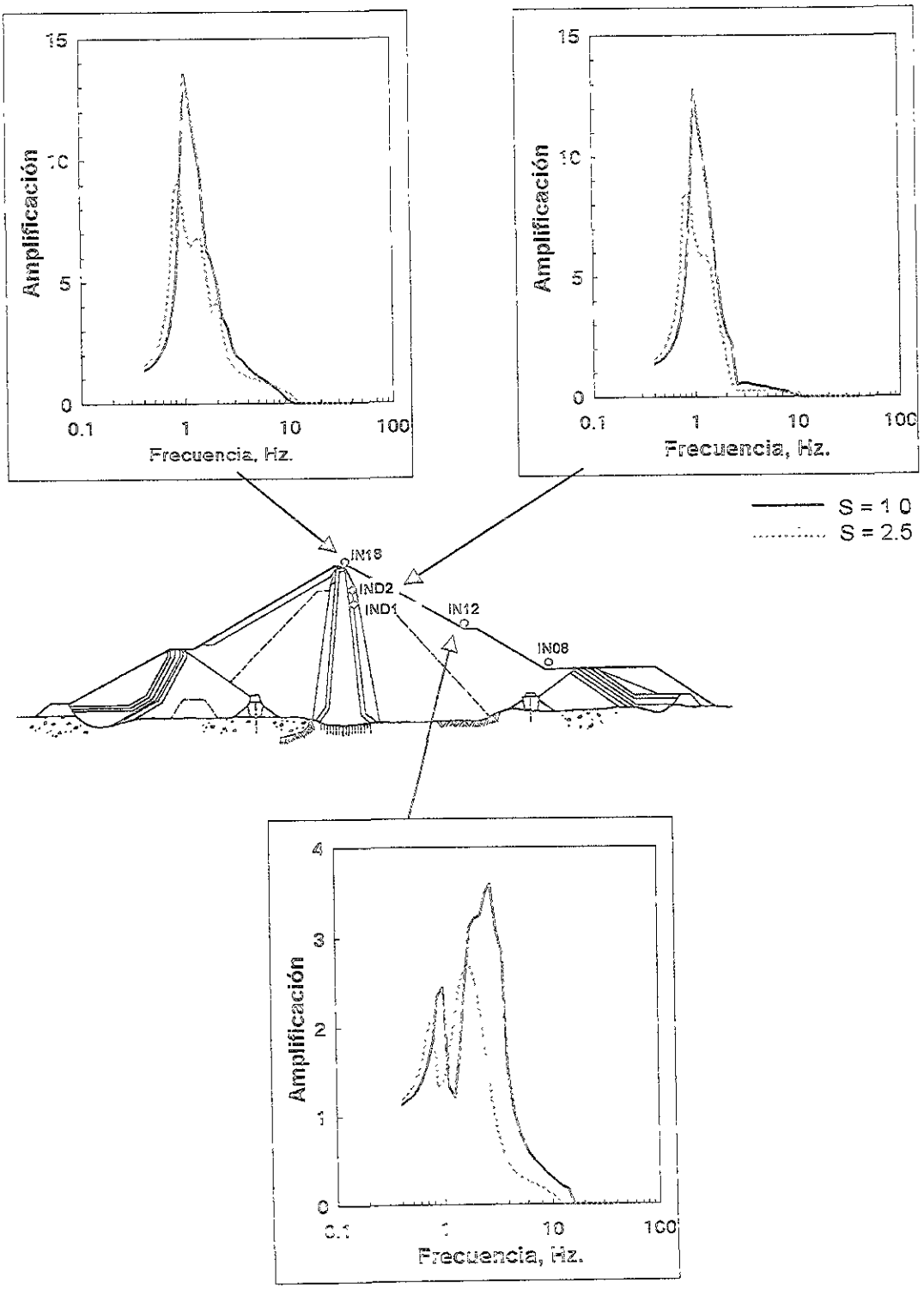
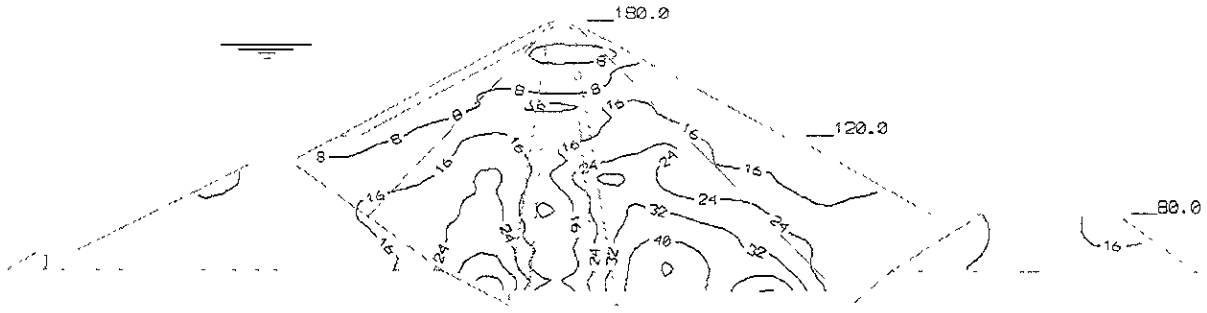


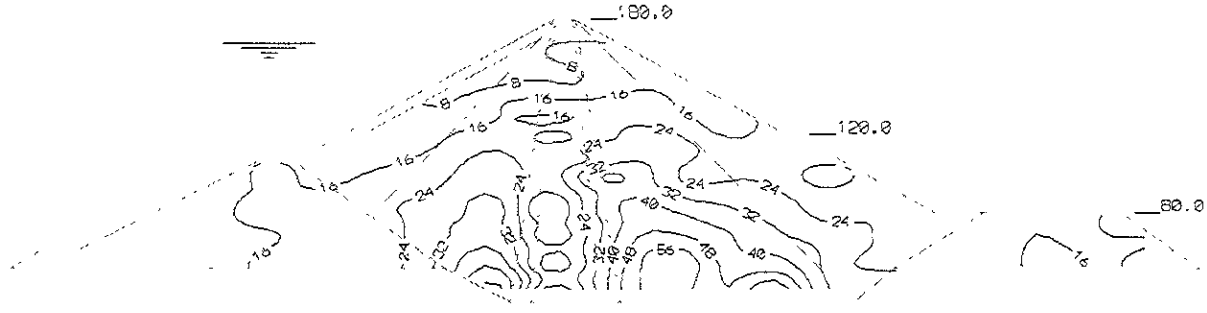

Fig. 4.12 Funciones de transferencia

las curvas de las funciones de transferencias y espectros de respuesta se puede observar que ste una lógica y marcada diferencia entre el comportamiento del corazón impermeable y el rocamiento, puesto que en el primero influye la excitación en la frecuencia de 1.0 Hz y en el gundo arriba de 2 Hz. Este tipo de interacción entre el corazón impermeable y los enrocamientos se puede evaluar con modelos como el de la viga de cortante. Desde el punto de vista de diseño y guridad de una presa de este tipo, este aspecto es de gran importancia. Se puede notar que las plificaciones calculadas con el sismo escalado son un 35 por ciento menores que la producida por sismo sin escalar, lo que muestra que el comportamiento del prototipo no es proporcional al remento en el factor de amplificación, esto es indicativo de la no-linealidad de los materiales que mponen el prototipo.

nsiderando la sección transversal máxima del prototipo se dibujo la distribución de las propiedades ámicas con las que se obtuvo el ajuste mostrado en la figura 4.10. En cuanto al módulo de rigidez g. 4.13), se aprecia el mismo fenómeno observado para el sismo del 14 de marzo de 1979, es cir, que existen diferencias entre los módulos de los espaldones y el núcleo; se presentan zonas ás rígidas cerca de las bases de los filtros, el espaldón de aguas abajo resulta ser más rígido que el aguas arriba (debido a la presencia del agua, la cual disminuye la rigidez volumétrica de los rocados); las líneas de igual módulo tienden a ser paralelas a los taludes del prototipo en ambos paldones y que los módulos obtenidos con la mayor energía son menores a los obtenidos con el mo sin escalar.



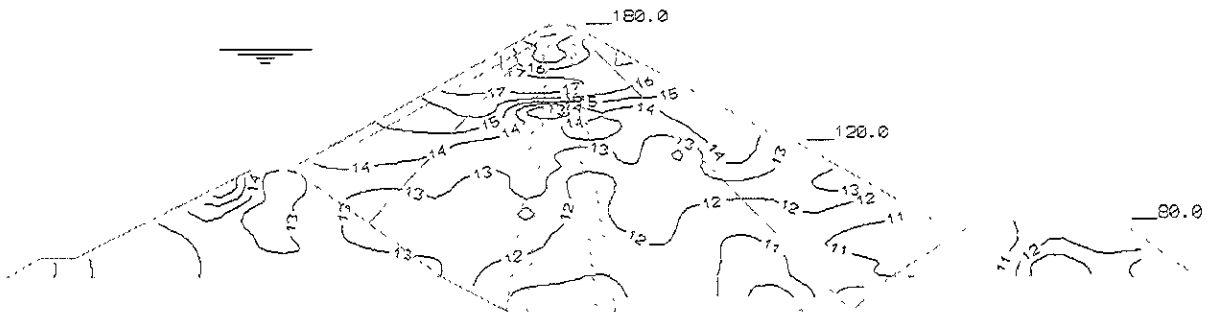

Sismo escalado 2.5 veces



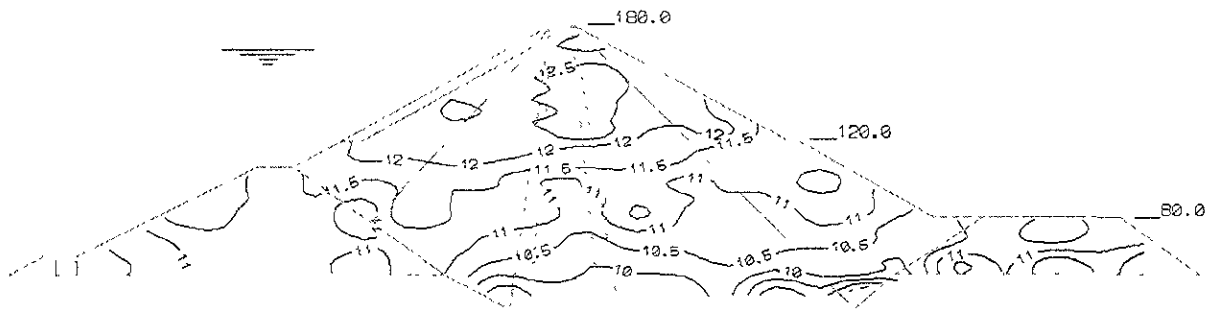

Sismo sin escalar

Fig. 4.13 Módulo de rigidez al corte, t/m² *1000

n la figura 4.14 se presentan las curvas de igual amortiguamiento, en las que se observa que rácticamente el amortiguamiento es constante hasta el nivel 130, para el sismo sin escalar, y hasta nivel 106.5, para el sismo escalado. En el primer caso, se presenta una zona de mayor disipación e energía similar a la calculada para el sismo de 1979.



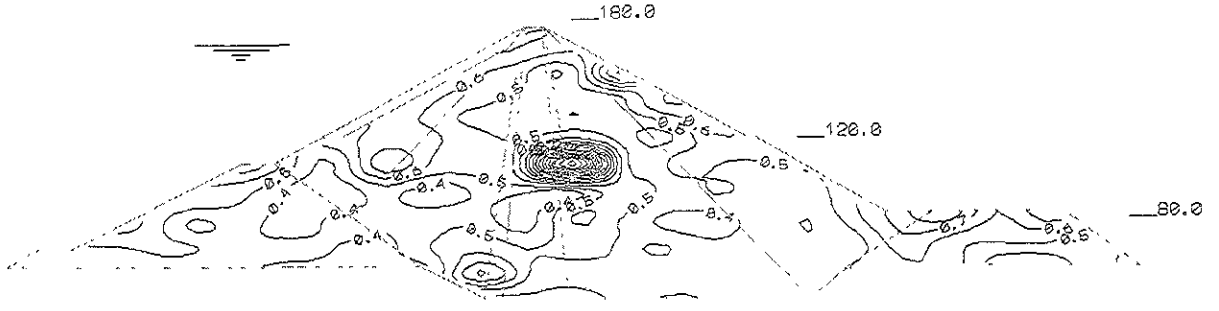

Sismo escalado 2.5 veces




Sismo sin escalar

Fig. 4.14 Amortiguamiento, %

Las aceleraciones obtenidas también en la sección transversal máxima con el sismo sin escalar (fig. 4.15) son del orden del 30 por ciento menores a las calculadas con el sismo escalado 2.5 veces. Mientras que para la corona se tienen porcentajes un poco mayores de 43 por ciento. Además, con el sismo sin escalar se nota una concentración de aceleraciones en la corona y en los espaldones, mientras que con el escalado la concentración se presenta en el nivel 90 en la parte aguas abajo del núcleo impermeable.




Sismo escalado 2.5 veces

Sismo sin escalar

Fig. 4.15 Aceleraciones máximas, g.

## 4.3 Sismo del 31 de Mayo de 1990

Para realizar el análisis de este prototipo con el sismo ocurrido el 31 de mayo de 1990, se utilizaron las propiedades obtenidas del análisis con el sismo del 19 de septiembre de 1985. Para lograr que los resultados calculados y los registros medidos fueran idénticos se modificaron en porcentajes el amortiguamiento y el módulo de rigidez al corte. Con este ajuste se logró obtener una respuesta adecuada del prototipo numérico en comparación con lo registrado con los instrumentos instalados en la cortina. En la figura 4.16 se presentan curvas de espectros de respuesta para diferentes elevaciones, en las que se observa que existe una muy buena similitud entre lo medido y lo calculado, en la corona se tiene la mejor aproximación mientras que para elevaciones menores se puede observar un error mayor.

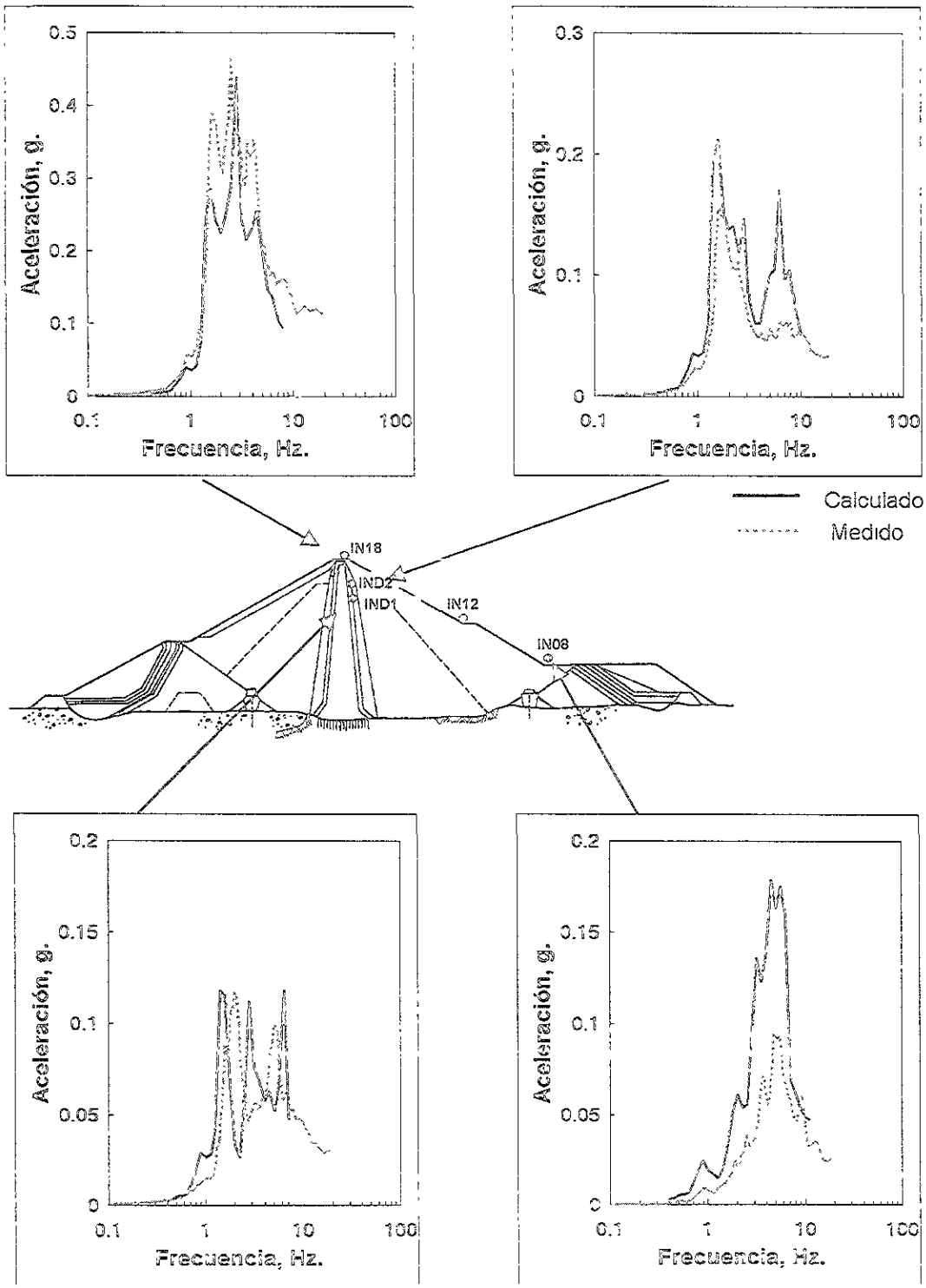



Fig. 4.16 Espectros de respuesta

En este análisis del prototipo los resultados en cuanto a la función de transferencia se dibujan en la figura 4.17, en ella se observa que la máxima amplificación se presenta en la corona en la frecuencia de 1.5 Hz, mientras que las amplificaciones en el corazón impermeable y en la ataguía de aguas abajo (nivel 80) se presentan en frecuencias diferentes.

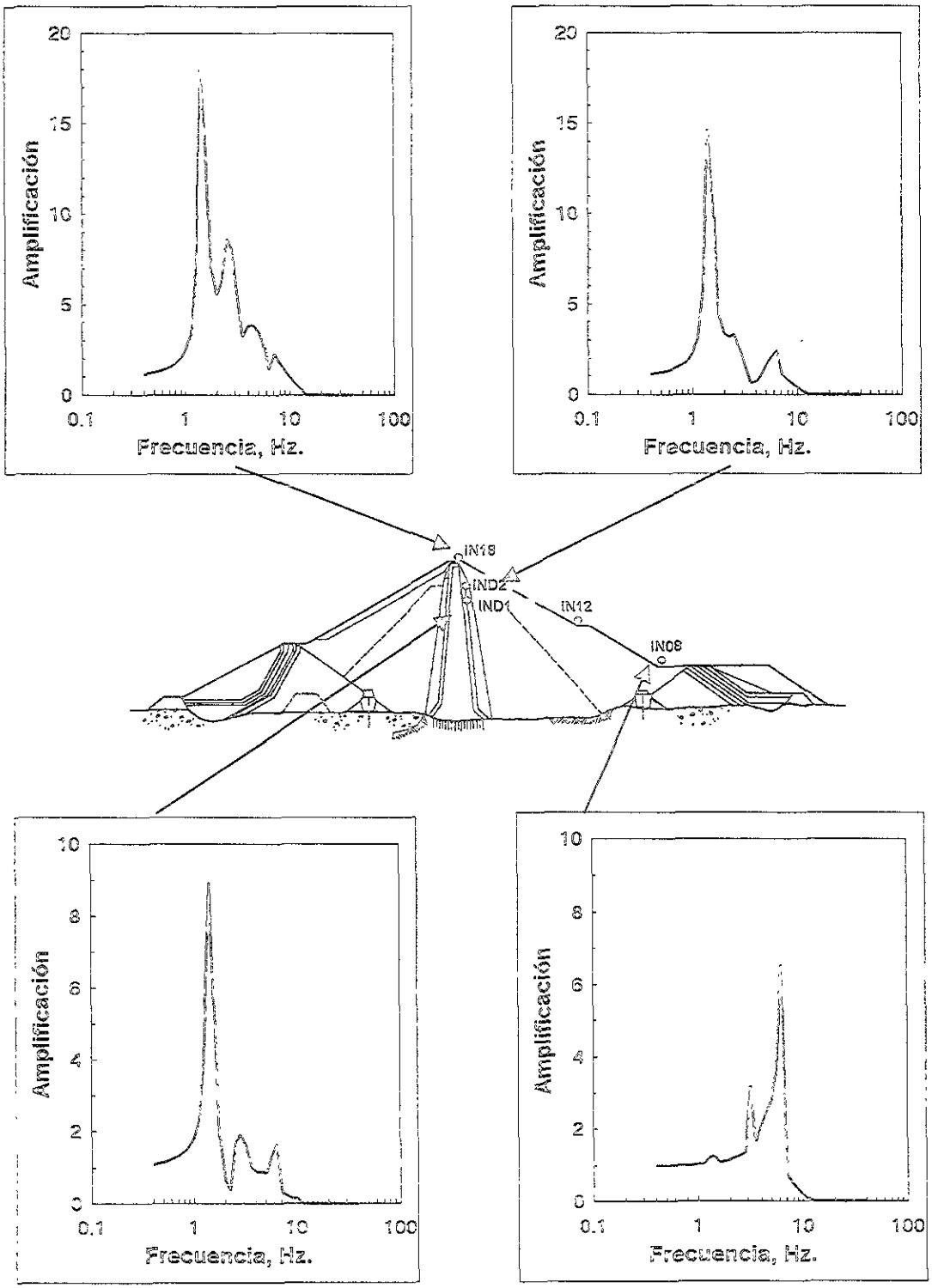



Fig. 4.17 Funciones de transferencia

n la figura 4.18 se observa que el módulo de rigidez del núcleo es muy diferente al módulo de los spaldones. Por otra parte se nota que el espaldón de aguas abajo es más rígido que el de aguas rriba y que en la base del prototipo se tienen los máximos valores del módulo debido a la oncentración de esfuerzos.

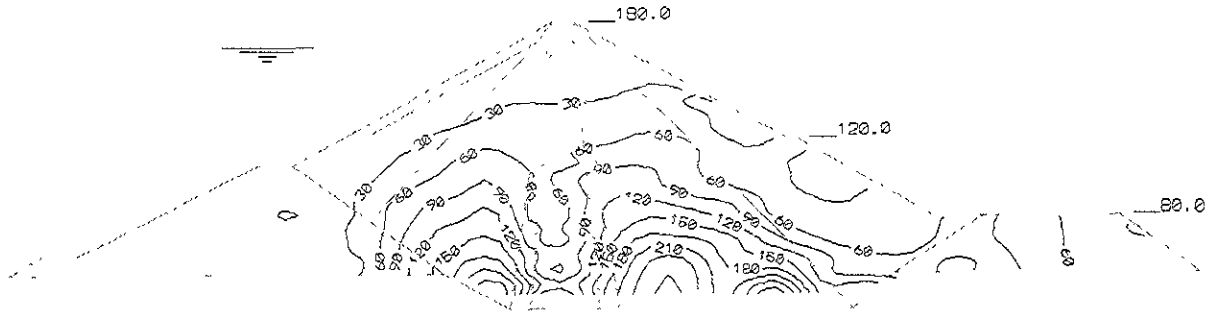



Fig. 4.18 Módulo de rigidez al corte, t/m² * 1000

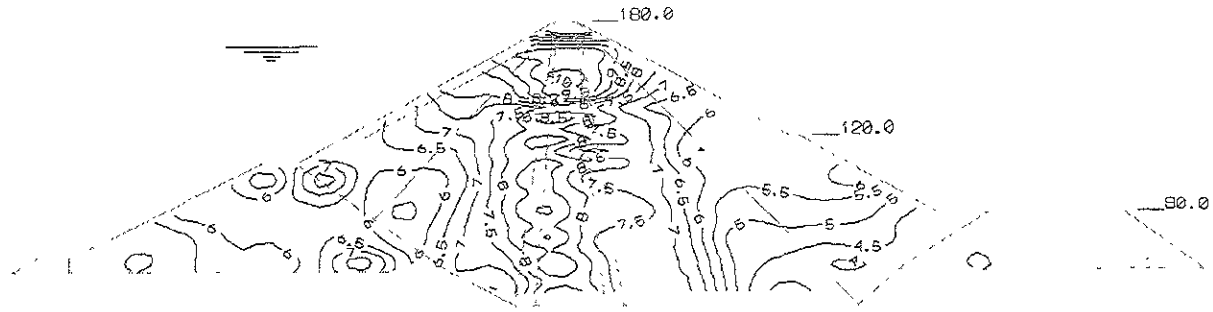



Fig. 4.19 Amortiguamiento, %

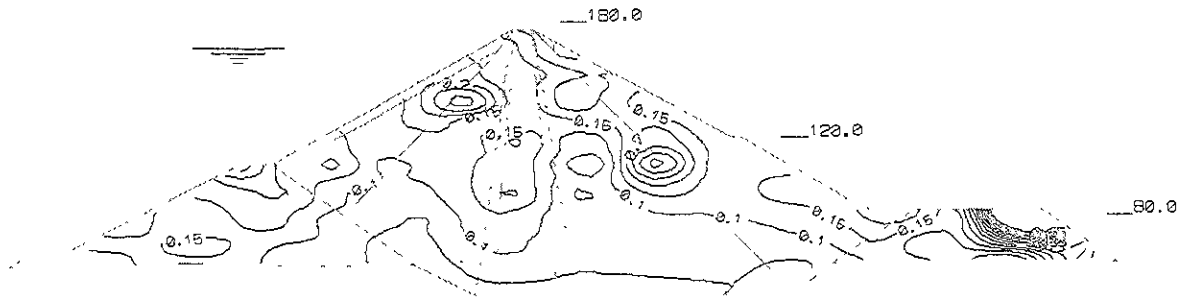



Fig. 4.20 Aceleraciones máximas, g

Las isocurvas de amortiguamiento (fig. 4.19), muestran que el núcleo y la zona de transición de aguas arriba son las zonas donde se tienen valores ligeramente mayores que las correspondientes de aguas abajo.

Las isocurvas de la aceleración máximas calculadas en la sección transversal máxima (fig. 4.20) muestran apreciables variaciones en la aceleración que se desarrolla en planos horizontales. Se puede observar que, para una misma altura, la aceleración en el núcleo es de 0.15 mientras que en los respaldos es de 0.1 y entre 0.15-0.20 en el enrocamiento de aguas abajo. También se observan zonas aisladas de mayor aceleración (enrocamiento compacto al nivel 95 y berma aguas abajo).

En general, se observa que el valor de la frecuencia dominante y la amplificación decrece al aumentar la severidad de la excitación. Este efecto se debe a que los suelos desarrollan una mayor capacidad para disipar energía por efectos inelásticos.

## 4.4 Deformaciones permanentes

La pérdida de bordo libre calculada para los sismos del 14 de marzo de 1979 y del 19 de septiembre de 1985, en la sección transversal máxima, con el sismo sin escalar fue de 6.9 y 8.2 cm (*Romo*, 1992), respectivamente, mientras que la pérdida de bordo libre medida fue de 6.7 cm y 9.2 cm (fig. 4.21) (*González*, 1997). De la comparación entre lo medido y lo calculado con las ecuaciones 2.25 y 2.27 se puede observar un error casi nulo, por lo que el procedimiento seguido es adecuado para este fin.

Para extrapolar el comportamiento de la presa, en cuanto a asentamientos, se calculó la pérdida de bordo libre para el evento sísmico de 1985 escalado 2.5 veces, obteniéndose que el asentamiento en la sección máxima es de 166cm, valor que representa respecto a la altura de la corona un poco más del el 1%, por lo que la estabilidad sísmica del prototipo en esta condición es precaria.

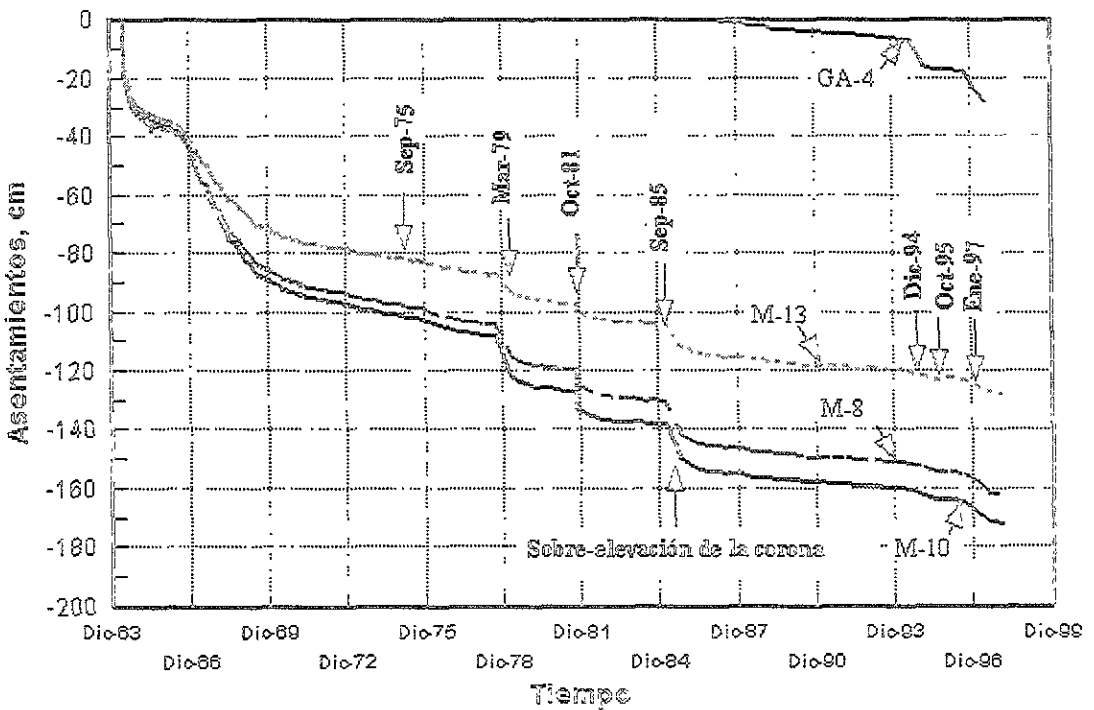



Fig. 4.21 Asentamientos en la corona

# 5. COMPORTAMIENTO DE LA PRESA JOSE MA. MORELOS

Como las propiedades dinámicas de la presa no se pueden conocer con precisión *a priori*, se propusieron valores iniciales del módulo de rigidez al corte y del amortiguamiento. Estos valores distan mucho de ser los correctos, por tanto, se tuvieron que realizar iteraciones con el objetivo de obtener los mejores valores posibles.

Inicialmente se propuso el valor del módulo de rigidez considerando la siguiente relación:

$$V_s = 110\left(1 + z^{1/3}\right) \qquad 5.1$$

donde

$z$ se mide desde la superficie de la presa.

$$G = V_s \rho \qquad 5.2$$

donde

$\rho$ es la densidad del material.

El amortiguamiento inicial se consideró constante e igual al 8 por ciento.

Aunque con la instrumentación sismológica instalada se registraron los sismos del 14 de marzo de 1979, 19 de septiembre de 1985 y el del 31 de mayo de 1990, entre otros. El último sismo se consideró confiable para realizar este trabajo. La razón es que en los otros al sobrepasar la excitación el valor de 0.1g, la caseta del instrumento en la corona sufría desplazamientos.

Para considerar el efecto no lineal de los materiales en este prototipo, se utilizaron las curvas de atenuación utilizadas para el análisis del prototipo de la presa El Infiernillo (fig. 4.1).

Realizando iteraciones con las propiedades del prototipo y modificándolas en sólo algunas zonas se logró obtener un comportamiento del prototipo similar al registrado en la presa. Esta actividad fue necesaria puesto que no se conocen los valores iniciales y la historia de estos valores, por tanto se tenían que hacer suposiciones iniciales y modificarlas localmente hasta lograr una buena concordancia entre respuestas.

## 5.1 Sismo del 31 de Mayo de 1990

Los resultados obtenidos en términos de espectro de respuesta (fig. 5.1) muestran cómo las respuestas del prototipo y de la presa son razonablemente similares, aunque se presentan pequeñas diferencias. En la figura se nota que las diferencias en el valor máximo de la aceleración espectral en la corona son aproximadamente del 6 por ciento y nulas a 12.5 metros abajo de la corona. En las elevaciones 35 y 13.5 se nota una gran diferencia en los valores medidos respecto a los calculados, diferencia que se debe principalmente a la incertidumbre que se tiene en los valores dinámicos de estas zonas y a la utilización de las curvas de atenuación de la presa El Infiernillo.

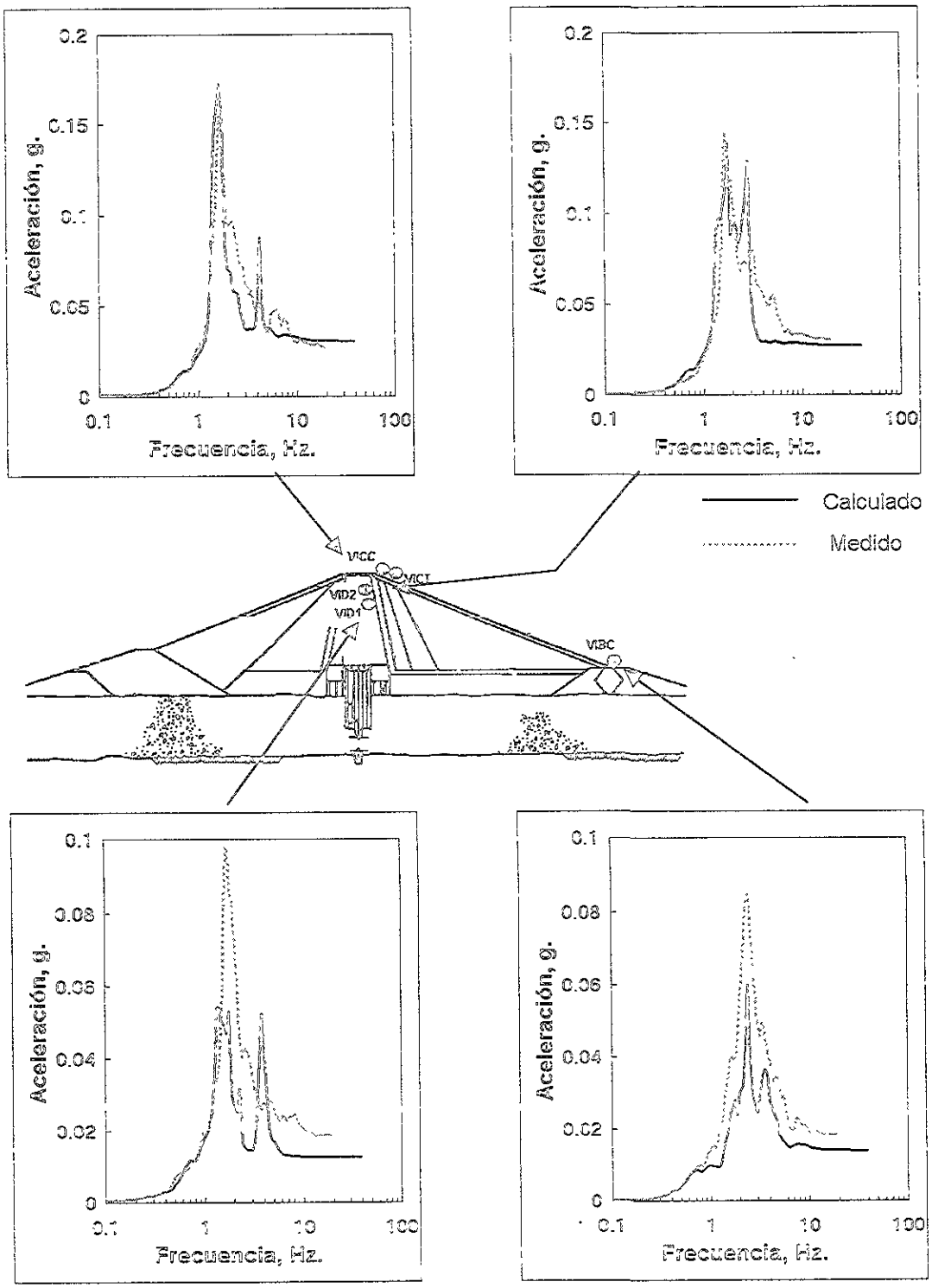



Fig. 5.1 Espectros de respuesta

Hablando en términos de función de transferencia, en la figura 5.2 se nota también que existen diferencias de comportamiento entre los diferentes materiales que conforman a la cortina, ya que la frecuencia predominante calculada en diferentes zonas del prototipo es diferente.

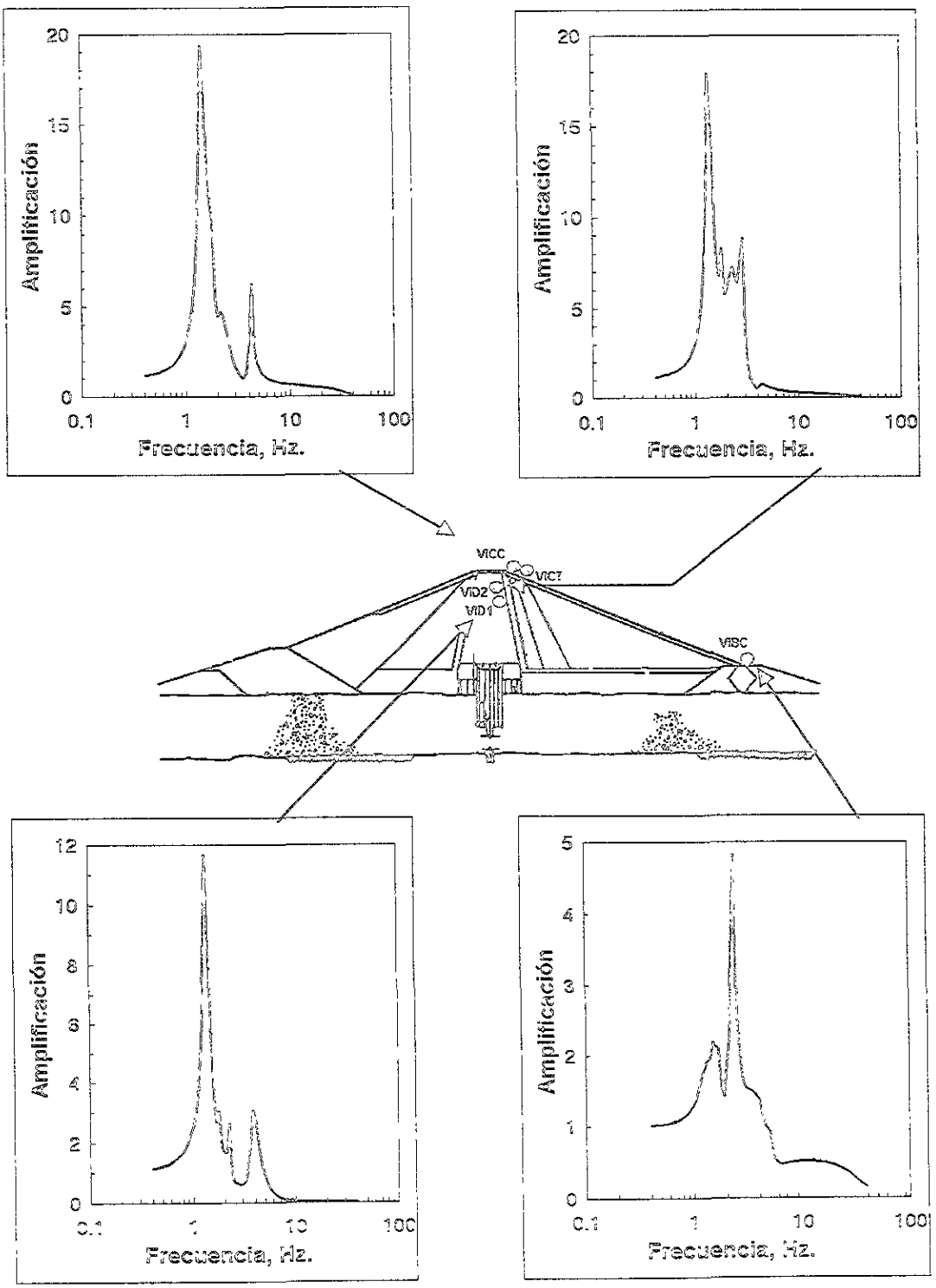



Fig. 5.2 Funciones de transferencia

es propiedades dinámicas obtenidas de la última iteración con las que se generaron los resultados nteriores las podemos visualizar en las figuras 5.3 y 5.4. En la gráfica de módulos de corte se bserva que existe una concentración de valores abajo del núcleo, efecto ocasionado por la xistencia de la pantalla de concreto tipo ICOS colocada en la cimentación a partir del lecho del río. demás, se observa que el espaldón de aguas abajo tiene valores del módulo mayores que el spaldón de aguas arriba. Respecto al amortiguamiento, se observa que la zona del núcleo arriba del vel 10 es la que disipa mayor energía al tener los mayores valores, en las zonas contiguas el mortiguamiento es prácticamente constante del centro hacia los taludes.

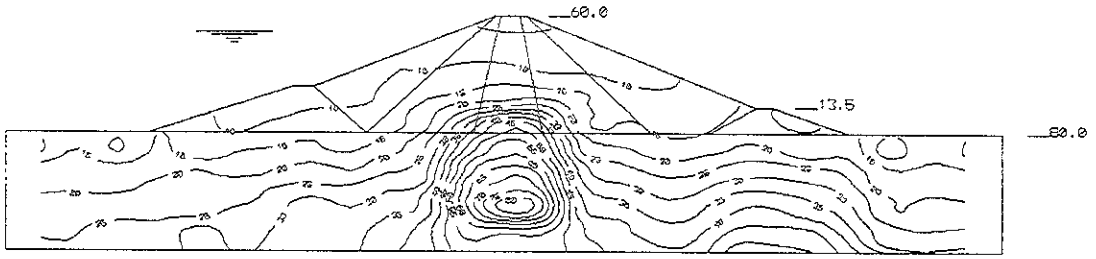



Fig. 5.3 Módulo de rigidez al corte, t/m² *1000

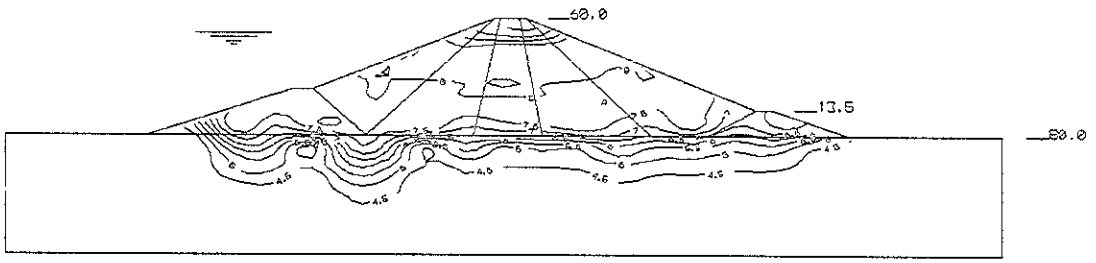



Fig. 5.4 Amortiguamiento, %

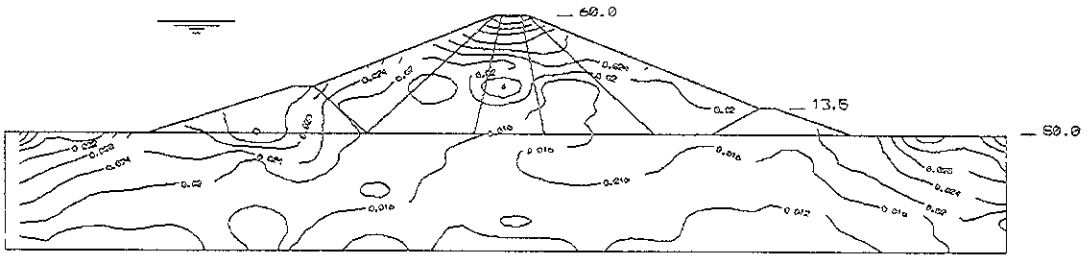



Fig. 5.5 Aceleraciones máximas, g.

contorno de aceleraciones resultante de estos análisis se encuentra dibujado en la figura 5.5, en onde se aprecia que en los últimos 20 metros de la cortina y en la zona del espaldón de aguas rriba se presentan las mayores aceleraciones.

.2 Deformaciones permanentes

a pérdida de bordo libre calculada para los sismos de marzo de 1979 y del 19 de septiembre de 985, en la sección transversal del cadenamiento 0+325, con el sismo sin escalar fue de 0.9cm y 6.7cm (*Romo*, 1992), respectivamente, mientras que la pérdida de bordo libre medida fue de 3.1cm 20cm (fig. 5.6) (*González M*, 1997). El procedimiento de análisis utilizado para el cálculo de la erdida de bordo libre predice con buena aproximación la magnitud de los asentamientos en la presa osé Ma. Morelos.

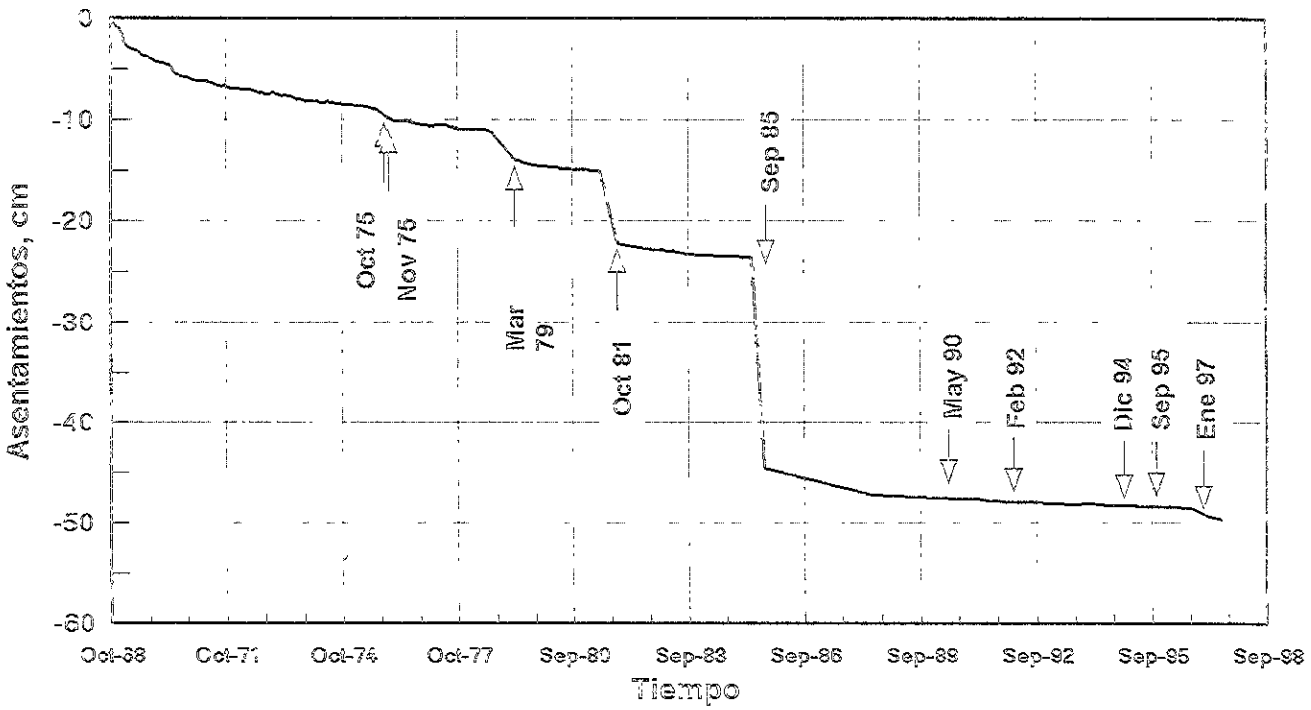



Fig. 5.6 Asentamientos de la corona en el cadenamiento 0+325.

# 6. CARACTERÍSTICAS DE VIBRACIÓN DE LOS PROTOTIPOS

En los capítulos anteriores se evaluó el comportamiento sísmico de los prototipos utilizando el Método de Elementos Finitos, con lo que se logró reproducir la respuesta de estos en los sismos del 14 de marzo de 1979, 19 de septiembre de 1985 y 31 de mayo de 1990. Una de las limitaciones principales de estos análisis fue la carencia de información relativa a las propiedades dinámicas de los materiales que constituyen a ambas presas, por lo que fue necesario suponer valores iniciales y modificarlos hasta obtener buena concordancia entre las respuestas calculada y medida mediante un procedimiento iterativo.

Una metodología alterna para evaluar las características de vibración de los prototipos consiste en calcular las funciones de transferencia y coherencia y los ángulos de fase de las señales, a partir de los registros de los sismos obtenidos en diferentes puntos de las presas.

Para determinar las características de vibración se hace la hipótesis de que los movimientos en la base de la cortina, en las direcciones transversal, longitudinal y vertical son estadísticamente independientes entre sí y por lo tanto existe una función de transferencia para cada dirección. Esto en realidad no es del todo cierto, ya que existe una correlación entre las tres componentes de los movimientos, la cual afecta a la forma de la función de transferencia. Sin embargo, la función de transferencia para movimientos independientes, contiene el aspecto más relevante de las características de vibración de la presa que es su frecuencia predominante de vibración.

## 6.1 Presa El Infiernillo

Los registros de los sismos que se emplearon en este estudio corresponden a los eventos sísmicos indicados en la tabla 3.1. Los espectros de respuesta en roca de estos sismos están dibujados en las figuras 3.12. Es importante recordar que la mayoría de los sismos que han actuado en la presa El Infiernillo sólo fueron registrados en algunos instrumentos.

A partir de 1979 y hasta diciembre de 1997 se han registrado un total de 143 sismos de magnitud mayor de 2.5; sin embargo, menos del 10% de esos sismos han tenido impacto sobre la cortina. De este 10%, sólo cuatro sismos (magnitud mayor que 6.5) han provocado agrietamiento en la corona de la cortina y los restantes sólo deformaciones permanentes pequeñas.

Los cuatro sismos que mayor impacto han provocado en la cortina El Infiernillo son los del 14 de marzo de 1979, 19 de septiembre de 1985, 10 de diciembre de 1994 y 11 de enero de 1997. Las deformaciones permanentes producidas por estos sismos han sido descritas en varias publicaciones (*Hernández*, 1998).

Las características principales de algunos sismos son mostradas en la tabla 6.1.

Las aceleraciones máximas en la cortina corresponden a las producidas por el sismo de enero de 1997, registradas en la componente transversal del acelerógrafo instalado en la berma del nivel 120 (492cm/s$^2$). Este valor de aceleración máxima es mucho mayor que la generada por el sismo de septiembre de 1985, ya que aun cuando el sismo de 1997 tiene una magnitud ligeramente menor, es más cercano a la presa. Lo cual indica que la respuesta en la cortina ante solicitaciones dinámicas depende no sólo de la magnitud sino de la distancia epicentral de los sismos.

En el sismo del 10 de diciembre de 1994 las aceleraciones máximas en la componente transversal fueron mayores en el nivel 120 que las registradas en el nivel 180, que a su vez fueron mayores que

as correspondientes a la elevación 80. Para el sismo del 11 de enero de 1997 las mayores aceleraciones máximas fueron registradas en los niveles 120 y 80 y las menores en el nivel 180. De este análisis se aprecia que los sismos de diciembre de 1994 y enero de 1997 provocaron respuestas diferentes en la cortina, el primero ocasionó los mayores movimientos en la parte superior de la cortina y el segundo en la parte inferior.

Tabla 6.1 Características principales de los sismos más importantes.

| Fecha | Distancia epicentral (km) | Magnitud | Estación | Aceleración máxima (cm/s$^2$) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Vertical | Longitudinal | Transversal |
| 11/10/75 | 79 | M=4.9 | INMD<br>INMI<br>INPT | 49.18<br>-104.58<br>--- | -83.55<br>87.67<br>--- | -60.35<br>129.02<br>-92.21 |
| 15/11/75 | 23 | Ms=5.9 | IN18<br>INMD<br>INMI | 270.48<br>52.02<br>-109.75 | -199.88<br>87.29<br>-71.91 | 130.18<br>-52.90<br>140.28 |
| 14/03/79 | 134 | Mb=7.0 | IN18<br>INCM | 327.85<br>-68.84 | -324.78<br>118.65 | 354.89<br>-106.39 |
| 19/09/85 | 68 | Ms=8.1 | IN12<br>INMD | 320.90<br>-83.76 | -392.51<br>99.63 | 329.36<br>142.63 |
| 31/05/90 | 170 | Mb=5.8 | IN18<br>IND1<br>IND2<br>IN08<br>INMI<br>INPT | 31.58<br>-21.53<br>27.75<br>-19.14<br>13.88<br>8.61 | 77.52<br>-26.80<br>31.58<br>28.71<br>-18.18<br>16.27 | -54.55<br>37.80<br>-47.37<br>15.31<br>13.40<br>11.01 |
| 12/02/92 | 72 | Mb=5.1 | IN18<br>IND1<br>IND2<br>IN12<br>IN08<br>INMD<br>INMI<br>INPT | 44.02<br>-24.40<br>33.50<br>-66.04<br>35.41<br>16.27<br>-18.18<br>-16.27 | -18.00<br>-24.88<br>28.23<br>56.46<br>-35.41<br>-17.23<br>-21.53<br>-27.75 | -58.38<br>40.20<br>-36.37<br>57.90<br>-31.58<br>22.01<br>-22.97<br>18.18 |

TABLA 1 (CONTINUACIÓN)

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 10/12/94 | 53 | Mb=6.5 | IN18<br>IND1<br>IN12<br>IN08<br>INMD<br>INMI | 350.27<br>216.29<br>443.11<br>335.92<br>119.63<br>269.88 | 251.22<br>225.38<br>415.35<br>-322.52<br>211.50<br>-376.59 | -354.58<br>-235.91<br>-450.76<br>237.34<br>-173.22<br>-541.20 |
| 14/09/95 | 392 | Mw=7.3 | IN18<br>IND1<br>IND2<br>IN12 | -5.74<br>-3.83<br>-5.74<br>2.87 | -6.70<br>4.31<br>-6.22<br>4.31 | 14.36<br>8.70<br>10.53<br>-4.79 |
| 09/10/95 | 290 | Ms=7.6 | IN18<br>IND1<br>IND2<br>IN12<br>IN08<br>INMD<br>INMI<br>INPT | -22.49<br>18.82<br>21.10<br>-10.05<br>4.79<br>4.79<br>5.74<br>6.22 | 25.36<br>15.31<br>21.53<br>-14.36<br>-10.53<br>-3.83<br>-8.61<br>5.74 | -38.76<br>-16.27<br>-22.01<br>24.88<br>-13.40<br>-4.31<br>5.74<br>-6.70 |
| 11/01/97 | 107 | Ms=7.3 | IN18<br>IND1<br>IND2<br>IN12<br>IN08<br>INMI<br>INPT | -307.14<br>257.46<br>321.44<br>-321.56<br>265.78<br>278.97<br>-190.43 | 323.50<br>-168.43<br>-274.68<br>-395.73<br>-243.99<br>-334.00<br>332.62 | -303.85<br>-246.68<br>212.52<br>492.40<br>434.52<br>450.75<br>282.37 |

IN08 Berma Elev. 80.0 IN12 Berma Elev. 120.0 IN18 Corona centro
IND1 Pozo Deck1Elev.130 IND2 Pozo Deck2 Elev. 155 INPT Planta de tratamiento
INMD Margen derecha INMI Margen izquierda

Las aceleraciones máximas de la componente transversal son mayores que las correspondientes a las componentes longitudinal y vertical; sin embargo, en algunos sismos esta situación cambia, por ejemplo, el sismo de enero de 1997 registró la aceleración máxima en la componente longitudinal del acelerógrafo de la corona (nivel 180), y en el sismo de septiembre de 1985 la máxima se midió en el nivel 120 también en la componente longitudinal.

Es posible que este complejo comportamiento de la estructura en el respaldo sea un caso particular de la presa El Infiernillo, ya que a la altura del nivel 120 se tiene un cambio geométrico en el cañón y una berma en el talud de aguas abajo de la cortina y en el nivel 130 sobre el talud de aguas arriba hay otra berma. Es importante mencionar que en el acelerógrafo instalado en el núcleo en el nivel 130 las aceleraciones siempre son menores del 60% de la aceleración del nivel 120 y con aceleraciones menores que en la corona.

La información obtenida de las mediciones con la instrumentación sísmica instalada en la presa El Infiernillo es muy valiosa, y ha permitido realizar y continuar realizando análisis para tratar de entender su respuesta dinámica, como ha sido divulgado en múltiples informes y publicaciones, y en este trabajo sólo se presentan resultados particularmente interesantes.

En efecto, al graficar la magnitud de cada sismo y la frecuencia fundamental con que responde la cortina, se tiene una nube de puntos donde se observa que la cortina vibra con frecuencias diferentes para sismos de la misma magnitud, seguramente debido a características intrínsecas de cada sismo, a directividad y su localización epicentral; sin embargo, es posible observar una ligera tendencia de disminución de la frecuencia de vibración de la cortina conforme aumenta la magnitud del sismo (fig. 6.1). La obtención del período fundamental se logró mediante la ubicación del valor máximo de la relación espectral de los registros de la cortina y roca, siendo el registro en roca el recuperado en el acelerógrafo instalado en la planta potabilizadora.

La variación del período fundamental de la estructura en función de la magnitud del sismo indica que la forma de vibrar de la cortina es diferente ante ese sismo en particular, porque la forma de vibrar depende de la energía del sismo, el contenido de frecuencias donde se concentra la energía y de la deformación angular que desarrolle en los materiales.

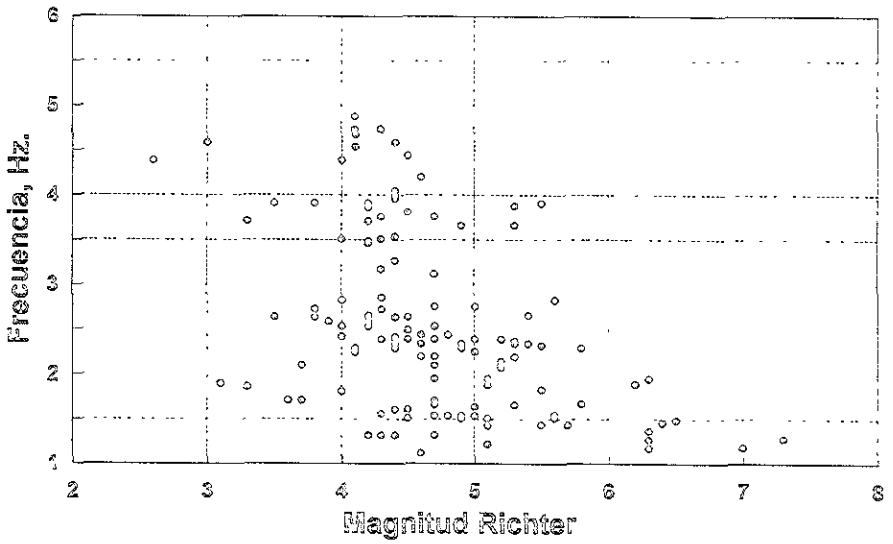
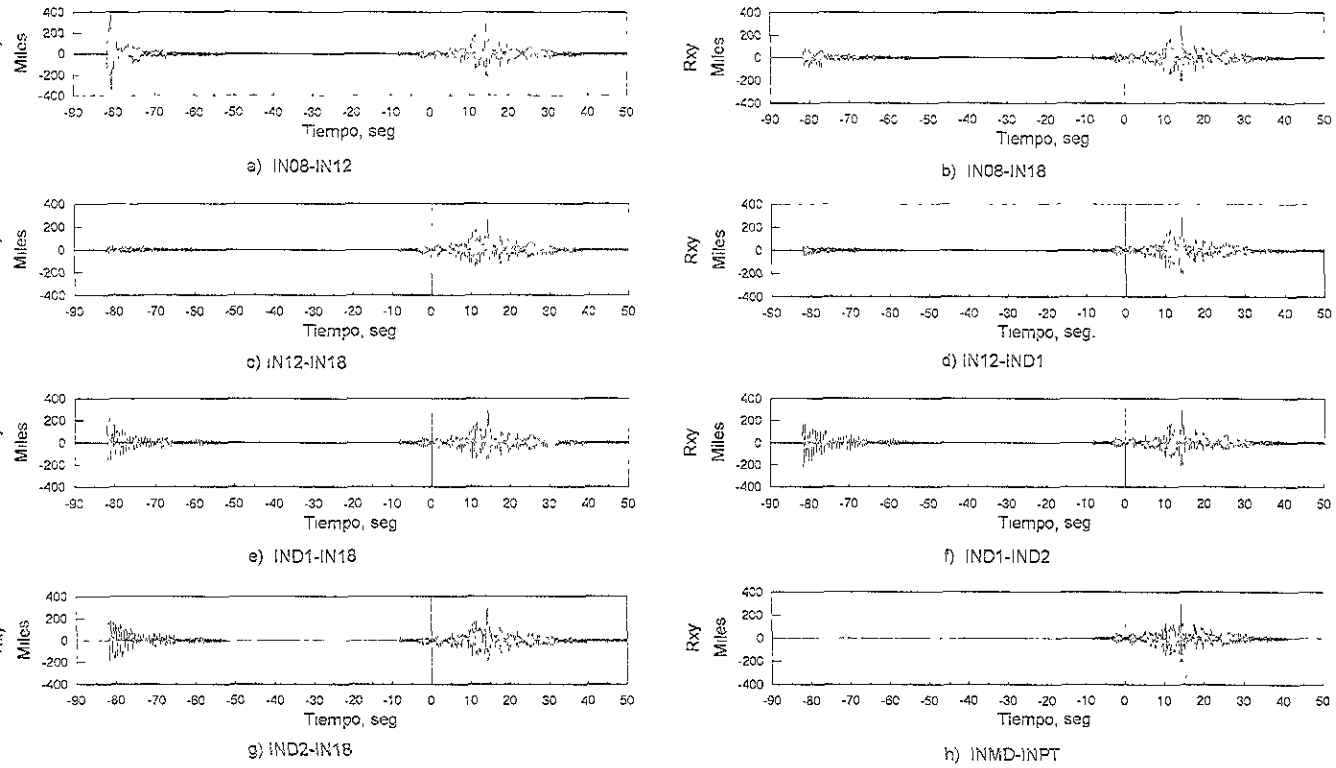



Fig. 6.1 Frecuencias de vibración de la presa El Infiernillo

Antes de calcular las funciones de transferencia y coherencia y los ángulos de fase entre dos señales en su componente transversal, es indispensable, primero obtener las funciones de correlación cruzada. Por tal motivo se presentan y discuten las correlaciones cruzadas de los sismos del 12 de febrero de 1992, 10 de diciembre de 1994, 9 de octubre de 1995 y 11 de enero de 1997 (figs. 6.2 a 6.5).

Las funciones de correlación cruzada de la componente transversal del sismo del 12 de febrero de 1992 tienen una forma particularmente característica, en la que se presentan dos concentraciones de valores en los rangos de -90 a -40s y de -10 a 50s (fig. 6.2). La primera concentración parece ser originada por la existencia de diferentes trayectorias de propagación de las ondas definidas principalmente por los materiales que constituyen a la cortina, esto se corrobora observando las correlaciones entre los acelerógrafos instalados en el núcleo cuya forma es similar. La segunda concentración se define por la señal al atravesar directamente un material entre un punto a otro, situación que se estima verdadera dado que la forma de la correlación cruzada de los registros en roca se reproduce fielmente en toda la cortina.



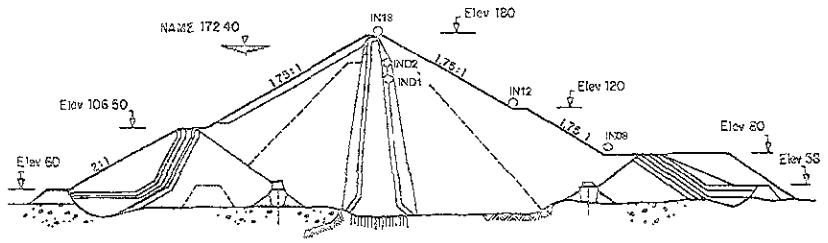




Fig. 6.2 Correlaciones cruzadas, sismo 12 de febrero de 1992

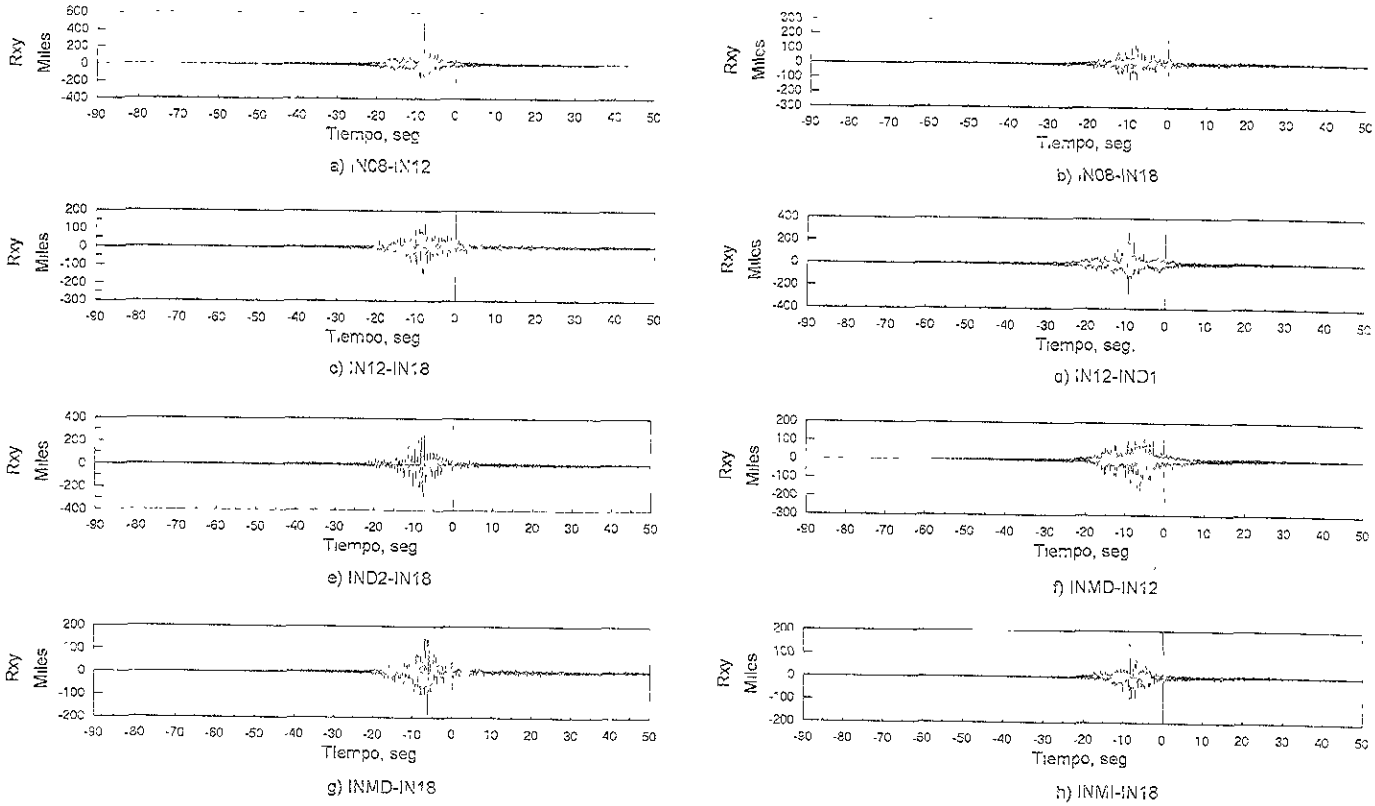
En el sismo del 9 de octubre de 1995, las correlaciones cruzadas entre los acelerógrafos de la roca de margen derecha son idénticas en geometrías y forma a las obtenidas entre los acelerógrafos de la cortina instalados en el núcleo en los últimos 50m (fig. 6.4). En el resto de la cortina, las correlaciones cruzadas se ven afectadas por los efectos locales definidos por la distribución de los materiales que la constituyen.

Los efectos locales de la cortina definidos por la distribución de los materiales se corroboran al observar que:

1. Son similares las correlaciones cruzadas entre la roca de ambas márgenes y la calculada entre los niveles 80 y 120 (enrocamiento).

2. Son completamente diferentes las correlaciones cruzadas calculadas entre los niveles 120 y 180 y la correspondiente entre los niveles 130 y 180. La primera considera que el recorrido es a través del enrocamiento y la segunda a través del núcleo.

3. El tiempo necesario para que las ondas sísmicas recorran una zona de la cortina es diferente para cada material de la cortina, correlaciones calculadas entre los niveles 120 y 180 (enrocamiento) y entre los niveles 130 y 180 (núcleo).



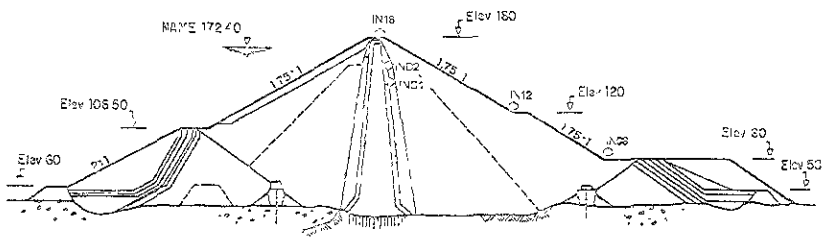
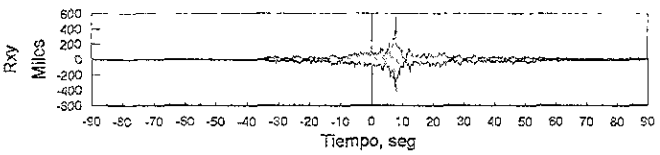



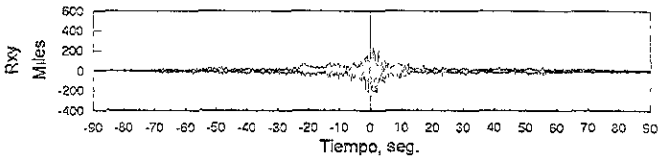

Fig. 6.3 Correlaciones cruzadas, sismo 10 de diciembre de 1994

Las correlaciones cruzadas calculadas con la componente transversal de los sismos del 10 de diciembre de 1994 y 11 de enero de 1997 tienen sus valores máximos entre -5 y-10s. La forma y geometría de las correlaciones se concentran en el intervalo de 0 a –15s, mientras que en el sismo del 97 el intervalo es mayor. Por la forma y geometría de las curvas de correlación cruzada no es posible distinguir trayectorias directas de propagación de la señal entre los instrumentos y a través de los materiales (figs. 6.3 y 6.5).

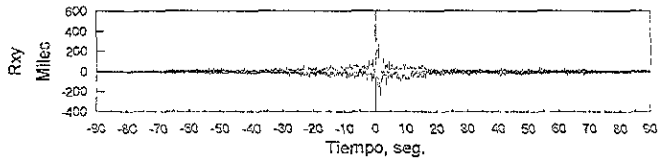
Las correlaciones cruzadas calculadas con los cuatro sismos permiten observar el grado de no linealidad en la respuesta dinámica de los materiales que componen a la cortina, debido a que los sismos de mayor magnitud (1994 y 1997) proveen funciones de correlación en toda la cortina en un rango bien definido, mientras que en los de menor (1992) el rango es más abierto e incluso con doble concentración de valores.



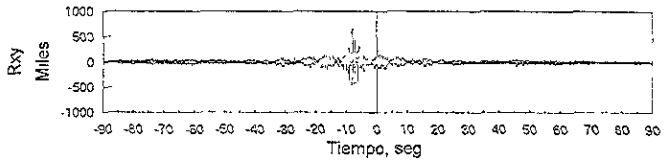

a) IN08-IN12



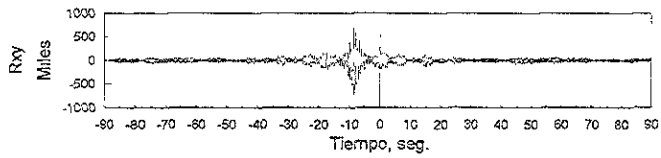

b) IN12-IN18



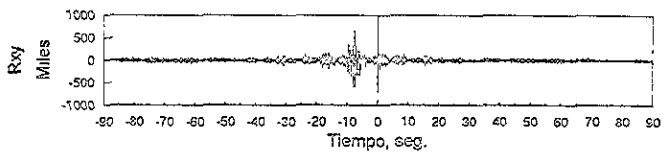

c) IN12-IND1



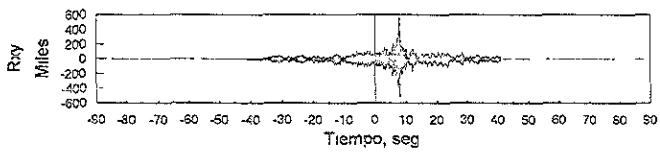

d) IND1-IN18



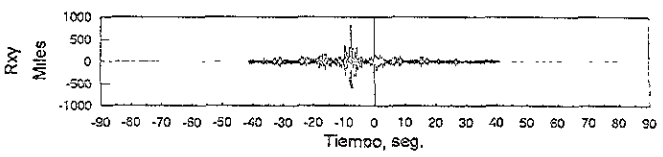

e) IND1-IND2




f) IND2-IN18




g) INMD-INMI




h) INMD-INPT

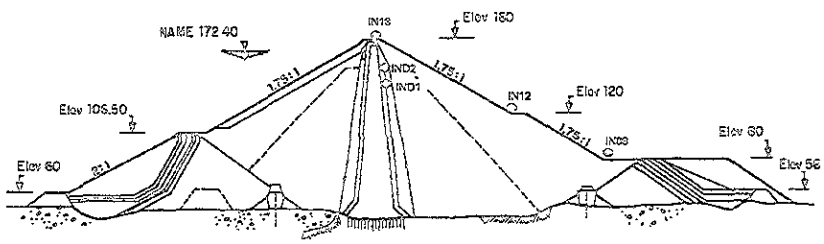
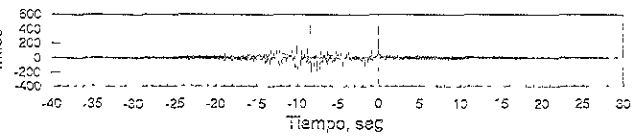
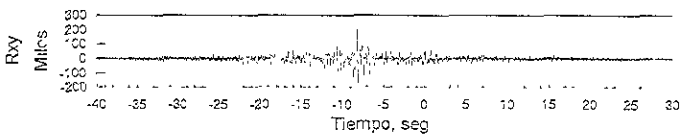


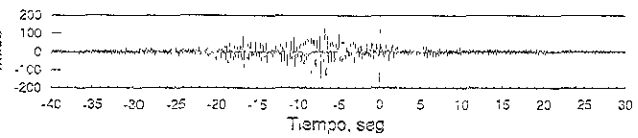

Fig. 6.4 Correlaciones cruzadas, sismo 9 de octubre de 1995



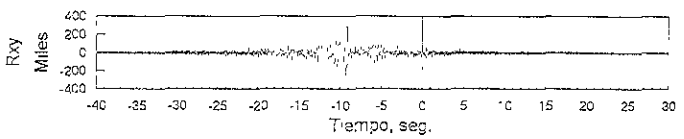

a) IN08-IN12



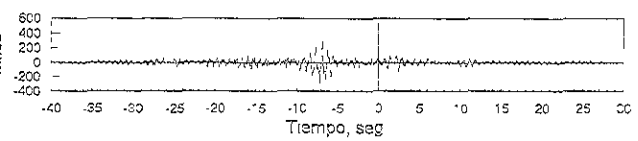

b) IN08-IN18



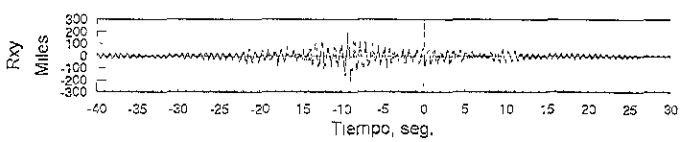

c) IN12-IN18



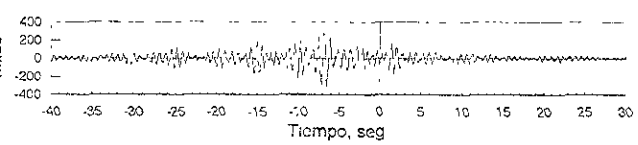

d) IN12-IND1



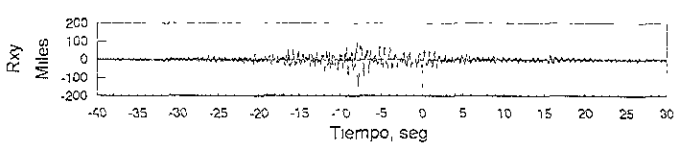

e) IND1-IN18




f) IND1-IND2




g) IND2-IN18




h) INMI-IN18

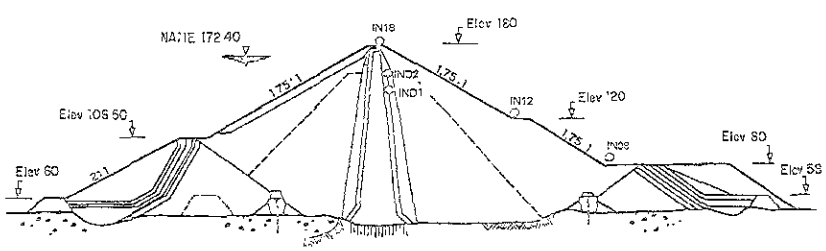



Fig. 3.5 Correlaciones cruzadas, sismo 11 de enero de 1997

Conocidas las funciones de autocorrelación y correlación cruzada, se calculan las funciones de transferencia (fig. 6.6 a 6.9 y tabla 6.2), funciones de coherencia (fig. 6.11 a 6.14) y los ángulos de fase (figs. 6.15 a 6.18) utilizando los sismos registrados en roca y en el cuerpo de la cortina (fig. 6.2 a 6.17). En la tabla 6.2 se concentran las frecuencias en donde se presentan las mayores amplificaciones.

La ubicación de los valores máximos de las funciones de transferencia, calculadas entre los acelerógrafos de la cortina, muestran que los sismos de diciembre de 1994 y enero de 1997 provocaron que la estructura vibrara casi en fase. Las frecuencias en que vibró la cortina en el sismo de 1997 se encuentran en el rango de 1.14 a 1.69Hz, mientras que en el sismo de 1994 las frecuencias entre 1.38 a 1.74Hz (figs. 6.6 a 6.9), siendo el segundo rango más cerrado que el primero. El sismo de diciembre de 1994 provocó las mayores deformaciones permanentes en el cuerpo de la cortina. En los sismos restantes, los diferentes materiales que constituyen la cortina vibraron con frecuencias diferentes y desarrollaron menores deformaciones permanentes. Cabe hacer la mención que el sismo de 1985 ocasionó los mayores asentamientos en la corona (fig. 4.21).

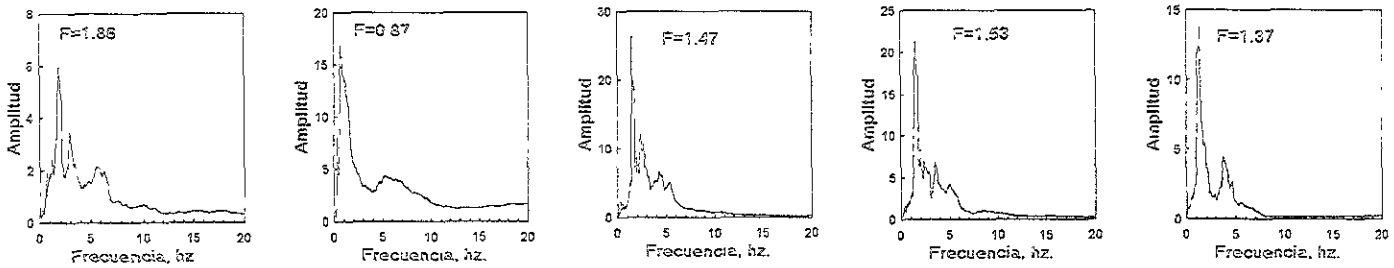
TABLA 6.2 Frecuencias dominantes en la presa El Infiernillo.

| FUNCION DE TRANSFERENCIA | EVENTOS SISMICOS | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 79-03-14 (Hz) | 85-09-19 (Hz) | 90-05-31 (Hz) | 92-02-12 (Hz) | 94-12-10 (Hz) | 95-09-14 (Hz) | 95-10-09 (Hz) | 97-01-11 (Hz) |
| 08-18 | -------- | -------- | -------- | 1.64 | 1 44 | -------- | 1 59 | 1.26 |
| 08-12 | -------- | -------- | -------- | 1 60 | 1 38 | -------- | 1.57 | 1 14 |
| D1-18 | -------- | -------- | -------- | 2 81 | 1.74 | 2.69 | 3.88 | 1.69 |
| 12-18 | -------- | -------- | -------- | 1.81 | 1 48 | 1.86 | 1.74 | 1.39 |
| D1-D2 | -------- | -------- | 3.56 | 2.05 | -------- | 2 29 | 1.93 | 1.66 |
| D2-18 | -------- | -------- | 1 49 | 3 55 | 4.10 | -------- | 3 99 | 2.66 |
| MI-18 | 0.87 | -------- | 1 47 | 1.53 | 1.37 | -------- | 1.40 | 1 20 |
| MD-18 | -------- | -------- | -------- | 1.39 | 1.44 | 1 61 | -------- | -------- |
| PT-18 | -------- | -------- | 1.51 | 1 54 | -------- | -------- | 1.56 | 1.32 |
| MD-12 | -------- | 3 39 | -------- | 8 50 | 4.40 | -------- | 3.50 | -------- |
| MD-MI | -------- | -------- | -------- | -------- | 2.95 | -------- | -------- | -------- |
| MD-PT | -------- | -------- | -------- | 12.40 | -------- | -------- | 12.1 | -------- |
| 12-D1 | -------- | -------- | -------- | -------- | 1.46 | 1 86 | -------- | 1.31 |

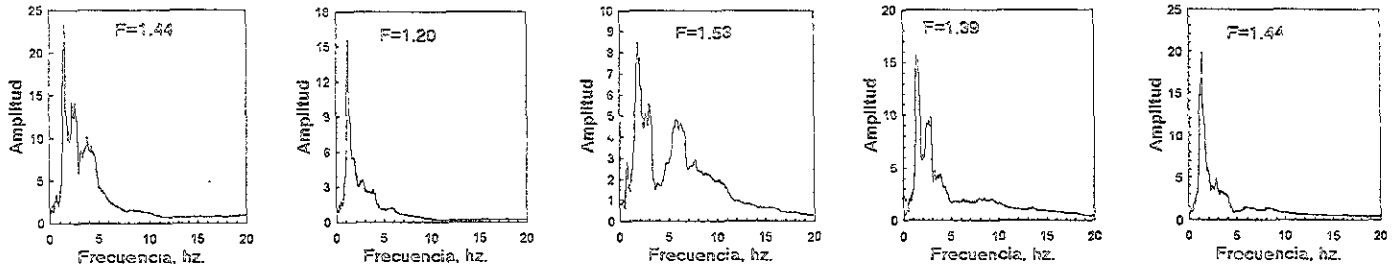
08 Berma Elev. 80.0 — 12 Berma Elev.120 — 18 Corona centro
D1 Pozo deck1 Elev. 130 — D2 Pozo deck2 Elev. 155 — PT Planta de tratamiento
MD Margen derecha — MI Margen izquierda

En las funciones de transferencia se observa que la frecuencia dominante de la cortina en sus últimos 25m es mayor que en el resto de la cortina, lo que hace pensar que la forma de vibrar de este tramo está afectada por la sobre elevación de la corona realizada en 1985. Aunque en el sismo de 1997 la función de transferencia entre el nivel 155 y el nivel 180 presentó una amplificación máxima en la frecuencia de 2.66Hz se aprecia que alrededor de la frecuencia de 1.5Hz hay una amplificación de 2 (fig. 6.7o), y en el sismo de 1994 la frecuencia dominante entre los niveles 155 a 180 se presentó en 4.1Hz.

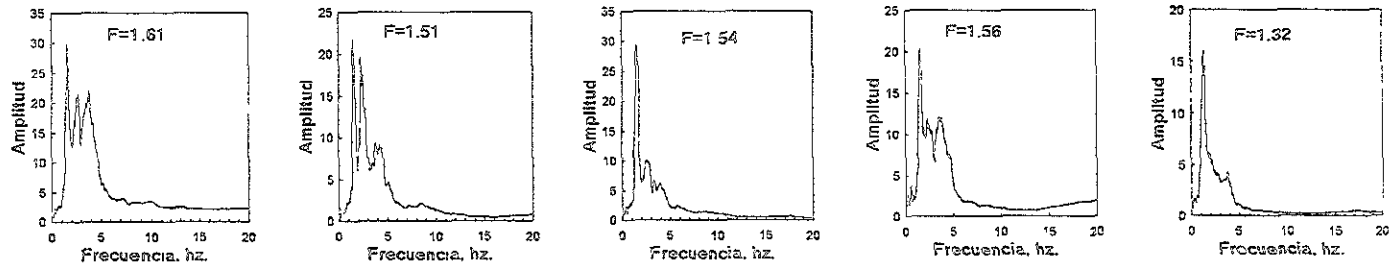
Los sismos de 1979 y 1985 provocaron agrietamiento en la corona y deformaciones permanentes en la cortina mayores que las ocasionadas por el sismo de 1994, pero la forma de vibrar de la cortina no se pudo obtener por falta de información, Sin embargo, debido a que la aceleración máxima en el nivel 120 registrada en el sismo de 1994 fue mayor que la del sismo de 1985, y que las frecuencias arriba del nivel 155 son mayores que 2.0Hz hace pensar que las forma de vibrar de la cortina está afectada por la sobre elevación de la corona. Esta situación ha podido comprobarse debido a que sólo algunos sismos han sido registrados por todos las acelerógrafos instalados en el cuerpo de la cortina.




a) MI-18 75-11-15 b) MI-18 79-03-14 c) MI-18 90-05-31 d) MI-18 92-02-12 e) MI-18 94-12-10




f) MI-18 95-10-09 g) MI-18 97-01-11 h) MD-18 75-11-15 i) MD-18 92-02-12 j) MD-18 94-12-10




k) MD-18 95-10-09 l) PT-18 90-05-31 m) PT-18 92-02-12 n) PT-18 95-10-09 o) PT-18 97-01-11

MI Margen izquierda MD Margen derecha PT Planta de tratamiento

CM Casa de máquinas 18 Corona centro

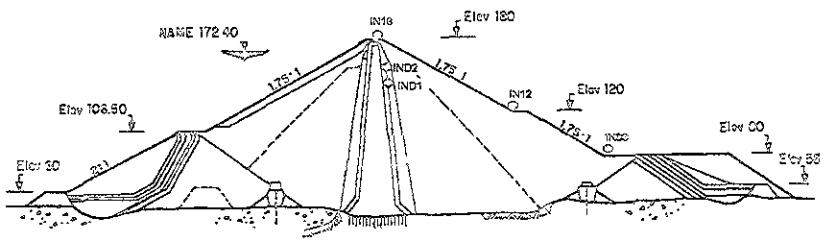
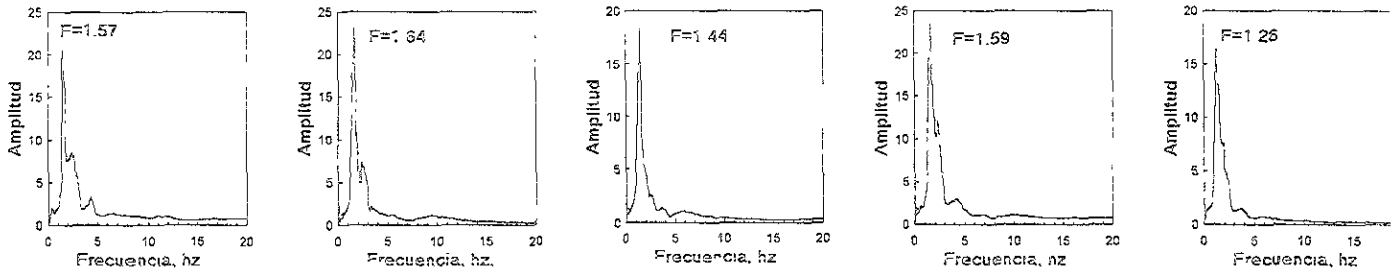
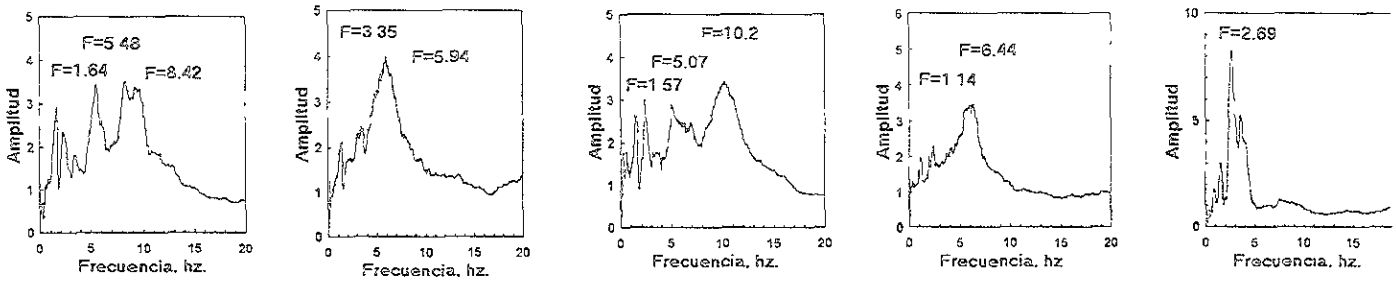


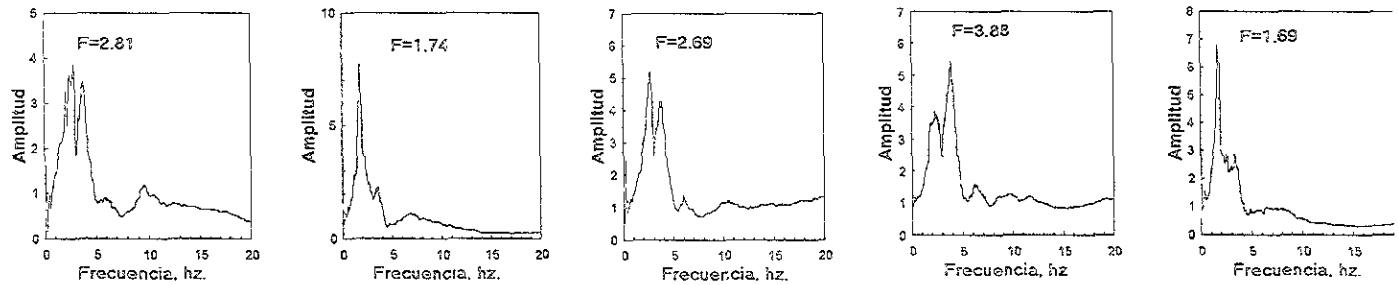

Fig. 6.6 Funciones de transferencia




a) 08-18 75-11-15 b) 08-18 92-02-12 c) 08-18 94-12-10 d) 08-18 95-10-09 e) 08-18 97-10-09




f) 08-12 92-02-12 g) 08-12 94-12-10 h) 08-12 95-10-09 i) 08-12 97-01-11 j) D1-18 90-05-31




k) D1-18 92-02-12 l) D1-18 94-12-10 m) D1-18 95-09-14 n) D1-18 95-10-09 o) D1-18 97-01-11

08 Berma nivel 80 12 Berma nivel 120 18 Corona centro D1 Pozo deck1 (elev 130)

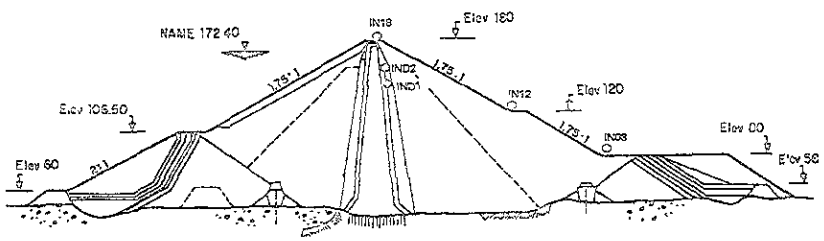
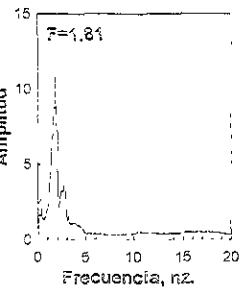
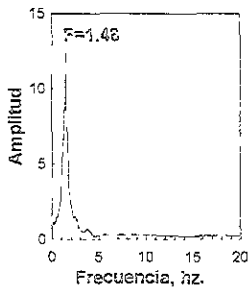


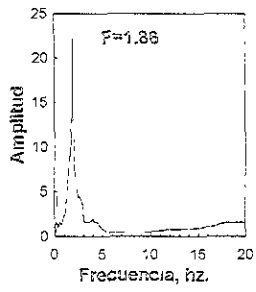

Fig. 6.7 Funciones de transferencia



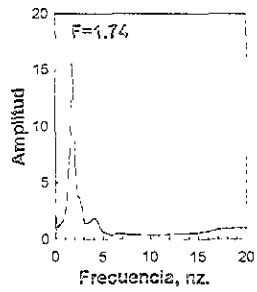

a) 12-18 92-02-12



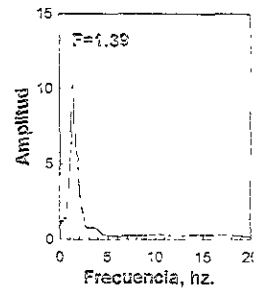

b) 12-18 94-12-10



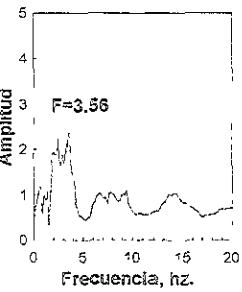

c) 12-18 95-09-14



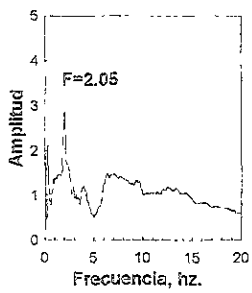

d) 12-18 95-10-09



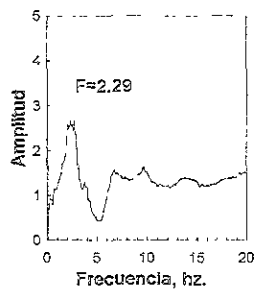

e) 12-18 97-01-11



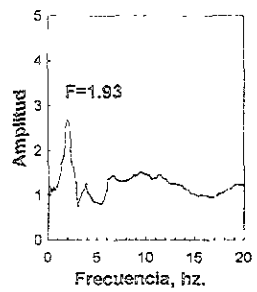

f) D1-D2 90-05-31



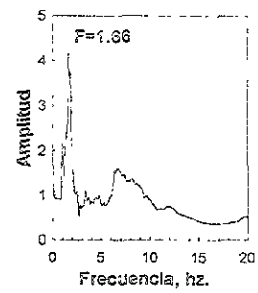

g) D1-D2 92-02-12



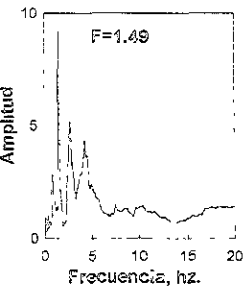

h) D1-D2 95-09-14



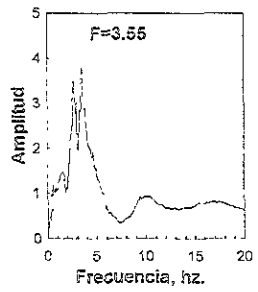

i) D1-D2 95-10-09



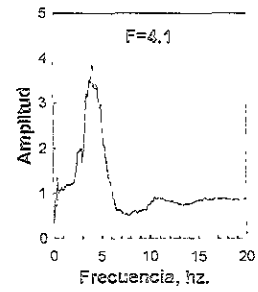

j) D1-D2 97-01-11



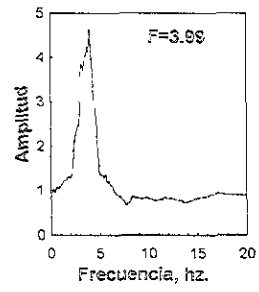

k) D2-18 90-05-31



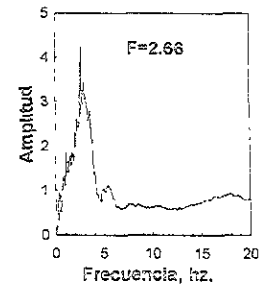

l) D2-18 92-02-12




m) D2-18 95-09-14




n) D2-18 95-10-09




o) D2-18 97-01-11

18 Centro corona 12 Berma nivel 120 D1 Pozo deck1 (Elev. 130) D2 Pozo deck2 (Elev 155)

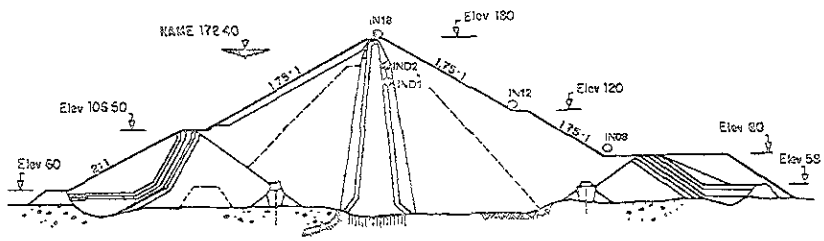
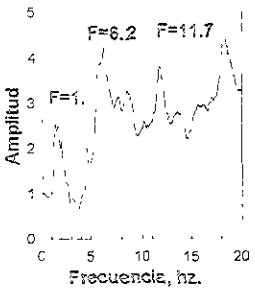
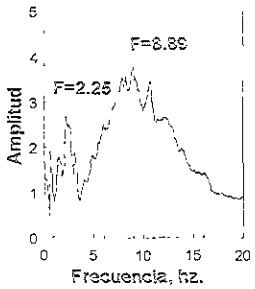


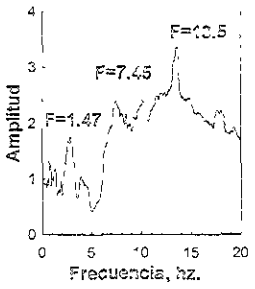

Fig. 3.8 Funciones de transferencia



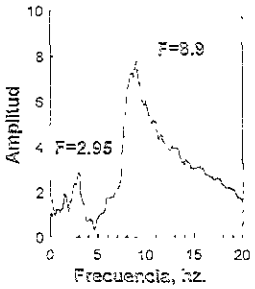

a) MD-MI 75-10-11



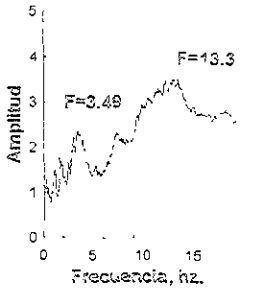

b) MD-MI 75-11-15



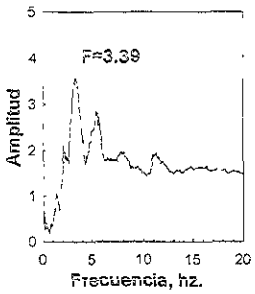

c) MD-MI 92-02-12



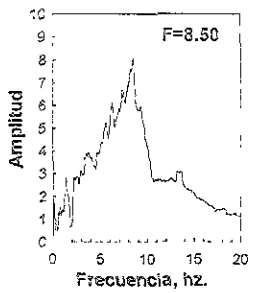

d) MD-MI 94-12-10



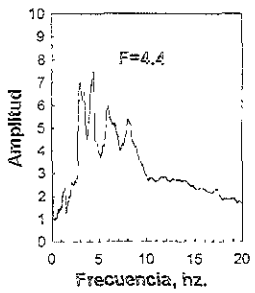

e) MD-MI 95-10-09



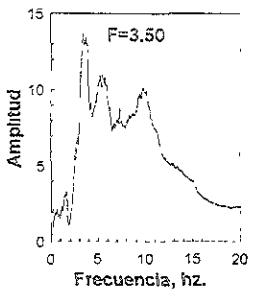

f) MD-12 85-09-19



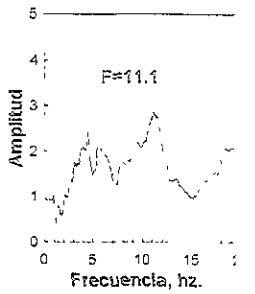

g) MD-12 92-02-12



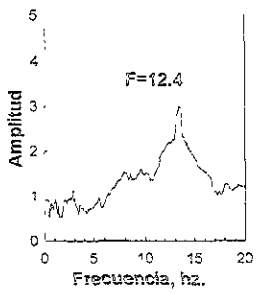

h) MD-12 94-12-10



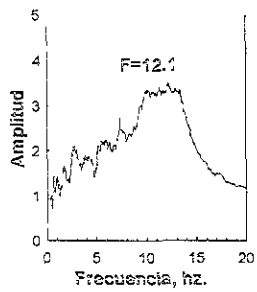

i) MD-12 95-09-14



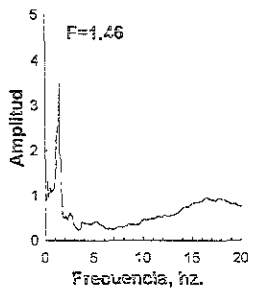

j) MD-PT 75-10-11



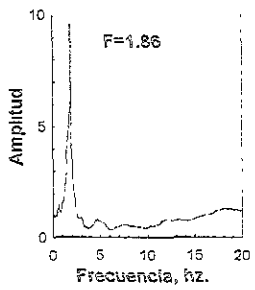

k) MD-PT 92-02-12



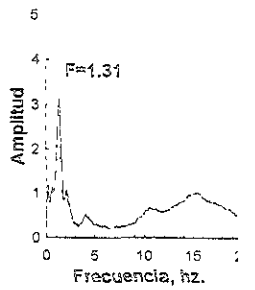

l) MD-PT 95-10-09




m) 12-D1 94-12-10




n) 12-D1 95-09-14




o) 12-D1 97-01-11

MI Margne izquierda MD Margen derecha PT Planta de tratamiento

12 Berma nivel 120 D1 Pozo deck1 (Elev.130)

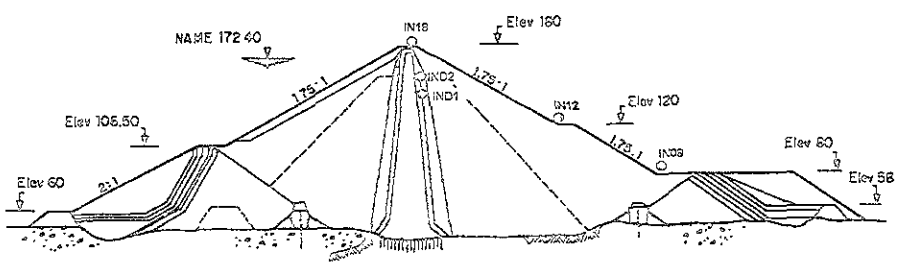



Fig. 6.9 Funciones de transferencia

as funciones de transferencia hasta aquí presentadas se obtuvieron a partir de un proceso con un celerograma de entrada y otro de salida, esto no es del todo correcto por la sencilla razón de que la ortina es excitada a todo lo largo de su empotramiento con la ladera, y es aun más evidente cuando xisten diferencias contrastantes entre los materiales de cada una de ellas. En El Infiernillo es vidente que las aceleraciones que se registran en las laderas son completamente diferentes entre .

l calcular la función de trasferencia con los acelerogramas de ambas márgenes como entrada y el e cualquier punto de medición de la cortina como salida se representa mejor el arribo de las señales cuerpo de la cortina, ya que al utilizar los acelerogramas de ambas márgenes se involucran las aracterísticas de vibración de cada ladera y por tanto se eliminan considerablemente los efectos de tic.

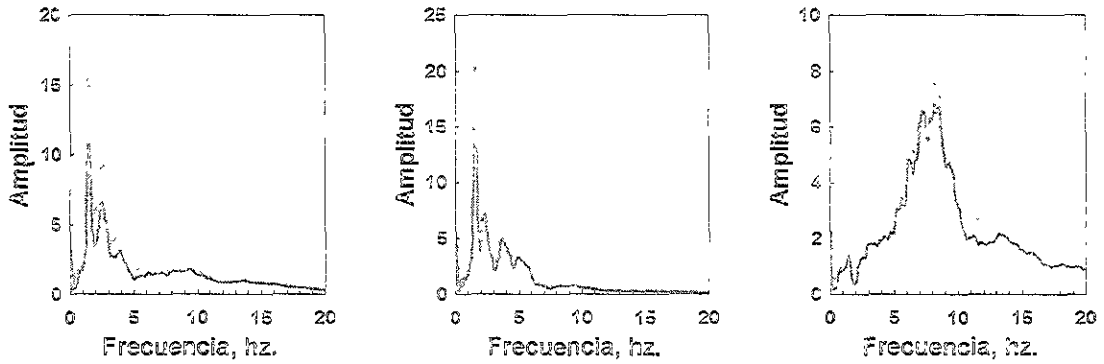
n la figura 6.10 se presentan las funciones de trasferencia considerando simultáneamente como ntrada a los registros recuperados de los acelerógrafos instalados en las márgenes de la cortina en s sismos de 12 de febrero de 1992 y del 10 de diciembre de 1994. Estas se comparan con las orrespondientes funciones de trasferencia calculadas con una sola entrada a la vez. En las curvas e esta figura, la línea gruesa representa el caso en el que se utilizan simultáneamente los registros e ambas márgenes y la línea delgada cuando solo se utiliza una entrada.

n ambos sismos, las funciones de trasferencia calculadas con dos entradas son menores que las btenidas a partir de una sola entrada. Las diferencias en el sismo del 12 de febrero de 1992 son del 3 entre margen derecha y corona (fig. 6.10a) y 25% entre margen izquierda y corona (fig. 6.10b), ntre la margen derecha y la berma del nivel 120 es del 12% (fig. 6.10c). Y para el sismo del 10 de ciembre de 1994 las diferencias son del 25 y 21% entre margen derecha y corona (fig. 6.10d) y ntre margen izquierda y corona (fig. 6.10e), respectivamente. Y del -25% entre la margen derecha y berma del nivel 120 (fig. 6.10f). Es evidente que los porcentajes en que varían estos valores son ayores cuando el sismo tiene menor energía.

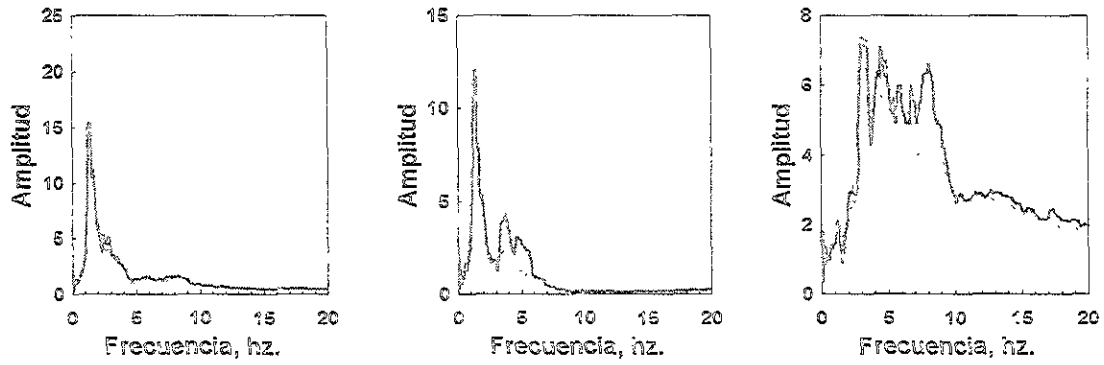
a función de transferencia en el nivel 120 para el sismo de mayor energía muestra amplificaciones ayores cuando son calculadas con los registros de ambas márgenes, que cuando son calculadas on solo un registro como entrada.

n todas las funciones de trasferencia de la figura 6.10, se puede apreciar que las frecuencias en las ue se presentan los valores máximos de amplificación son las mismas cuando se utilizan dos celerogramas de entrada que cuando se utiliza solo uno. La modificación entre una alternativa y otra e observa solo en la magnitud de los valores de la función.

esgraciadamente los acelerógrafos de ambas márgenes no han sido disparados simultáneamente n la mayoría de los eventos sísmicos analizados en este trabajo; sin embargo, es conveniente eguir estudiando el efecto simultaneo de los acelerogramas de ambas márgenes, incluso podría stalarse un acelerógrafo en la roca de la base de la cortina y evaluar así de una forma más ompleta las características de vibración de la cortina.




a) MD-18 92-02-12 b) MI-18 92-02-12 c) MD-12 92-02-12




d) MD-18 94-12-10 e) MI-18 94-12-10 f) MD-12 94-12-10

MD Margen derecha MI Margen izquierda

18 Centro corona 12 Berma nivel 120

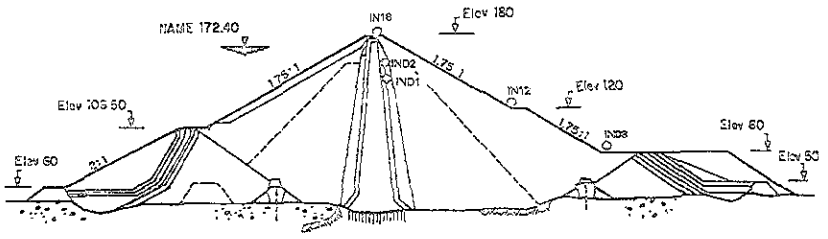
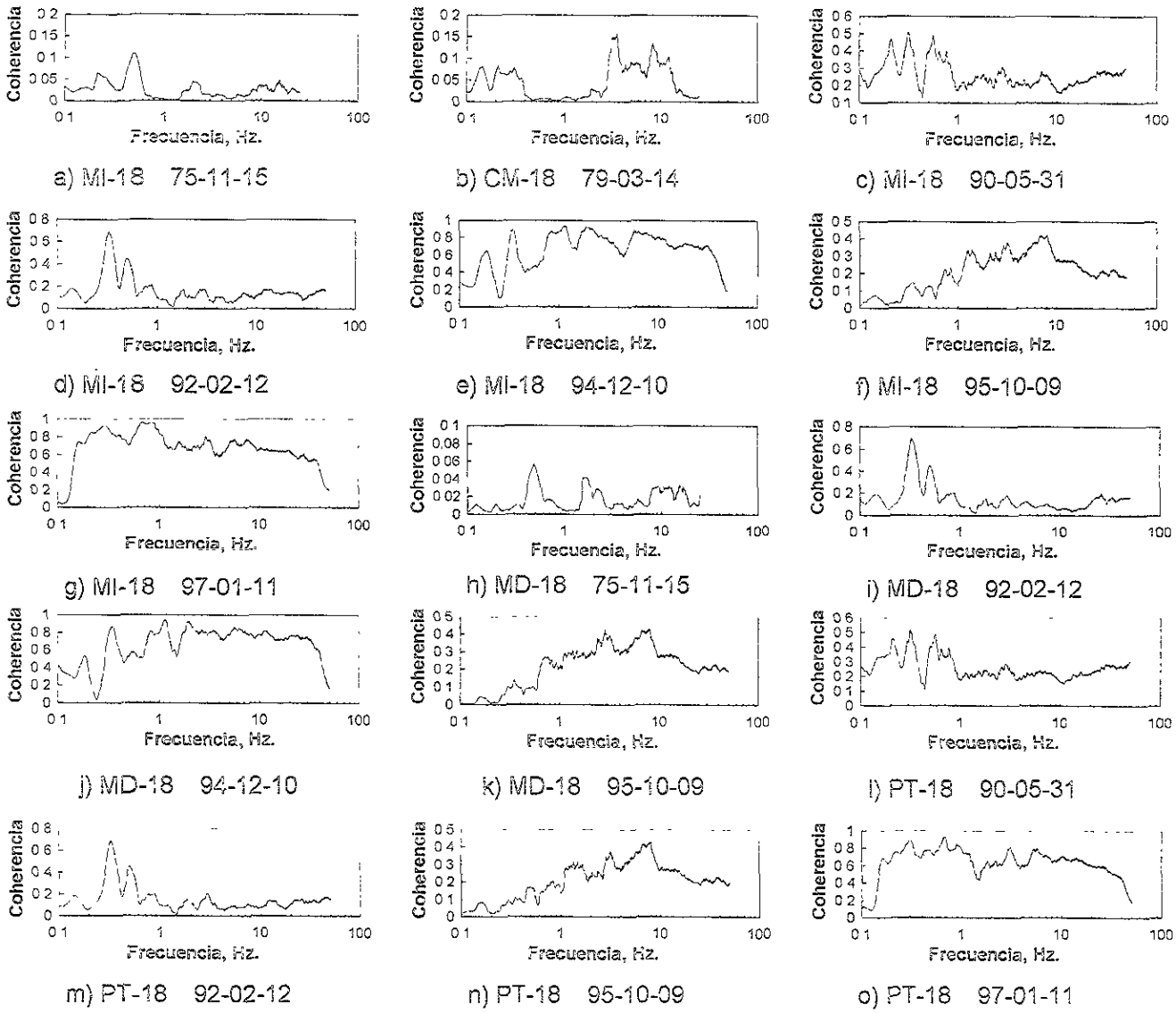



Fig. 6.10 Funciones de transferencia

Las gráficas de las funciones de coherencia calculadas entre los registros de la cortina son curvas con valores menores que uno pero mayores que cero (fig. 6.11 a 6.14). Los valores de uno indican una dependencia estadística que indica una relación directa entre los registros de entrada y de salida. La función de coherencia para los sismos de diciembre de 1994, octubre de 1995 y enero de 1997 presentan valores muy cercanos a la unidad en el rango de frecuencias de 0.2 a 2Hz, y arriba de estas frecuencias el valor de la función tienden a ser menores de 0.8 y en algunos casos decrece

hasta valores menores que 0.5. En los demás sismos analizados, los valores de las funciones de coherencia son muy pequeños en todo el contenido de frecuencias, incluso llegan a tener valores igual a cero.




MI Margen izquierda MD Margen derecha PT Planta de tratamiento

CM Casa de máquinas 18 Corona centro

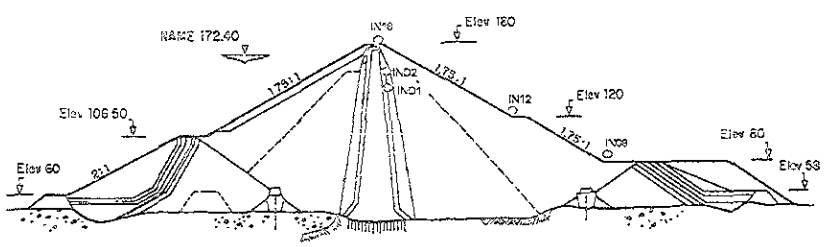
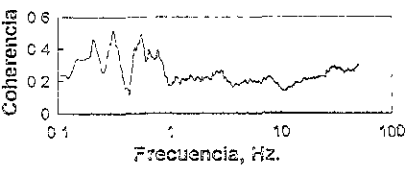
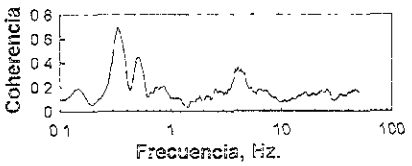



Fig. 6.11 Función de Coherencia

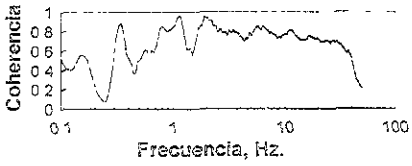
a existencia de varias trayectorias de propagación modifica los valores de las funciones de oherencia en las frecuencias dominantes del material a través del cual se mueven. Los resultados bservados en las funciones de coherencia indican que las ondas sísmicas siguieron diferentes rutas e propagación, para arribar al sitio de la presa (efecto de directividad) y dentro de la cortina se eneran refracciones y reflexiones diferentes debido a la zonificación de los materiales con rigideces iferentes.



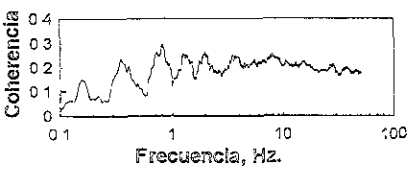

a) 08-18 90-05-31



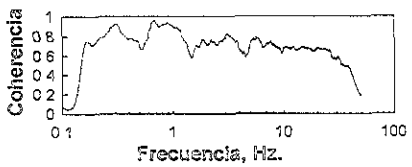

b) 08-18 92-02-12



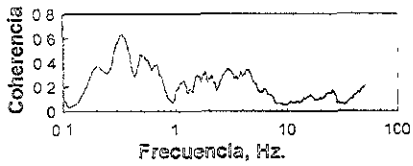

c) 08-18 94-12-10



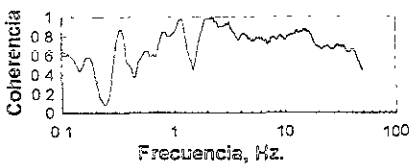

d) 08-18 95-10-09



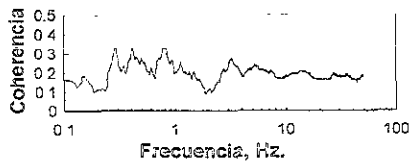

e) 08-18 97-01-11



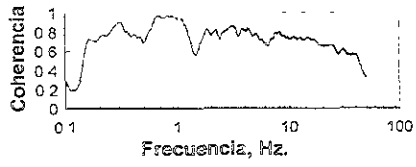

f) 08-12 92-02-12



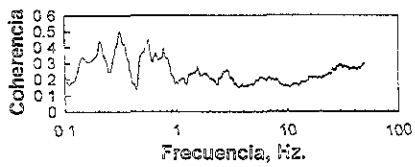

g) 08-12 94-12-10



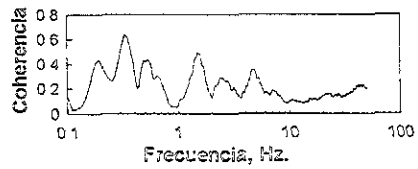

h) 08-12 95-10-09



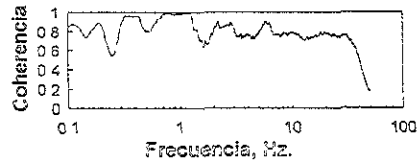

i) 08-12 97-01-11



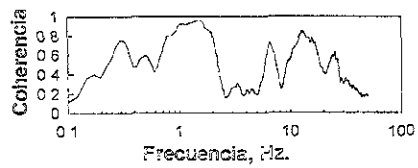

j) D1-18 90-05-31



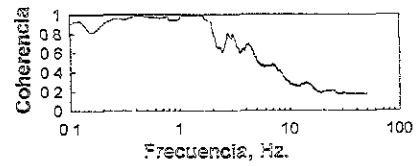

k) D1-18 92-02-12




l) D1-18 94-12-10




m) D1-18 95-09-14




n) D1-18 95-10-09

o) D1-18 97-01-11

08 Berma nivel 80 12 Berma nivel 120 D1 Pozo Deck1 Elev. 130 18 Centro corona

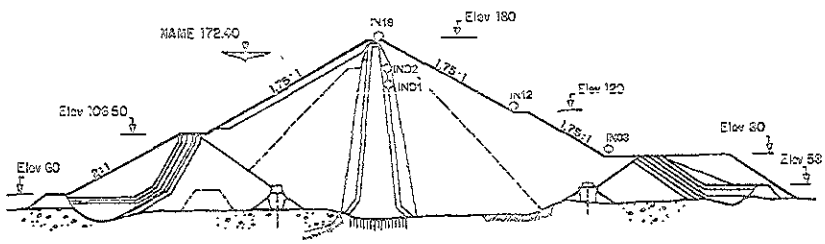
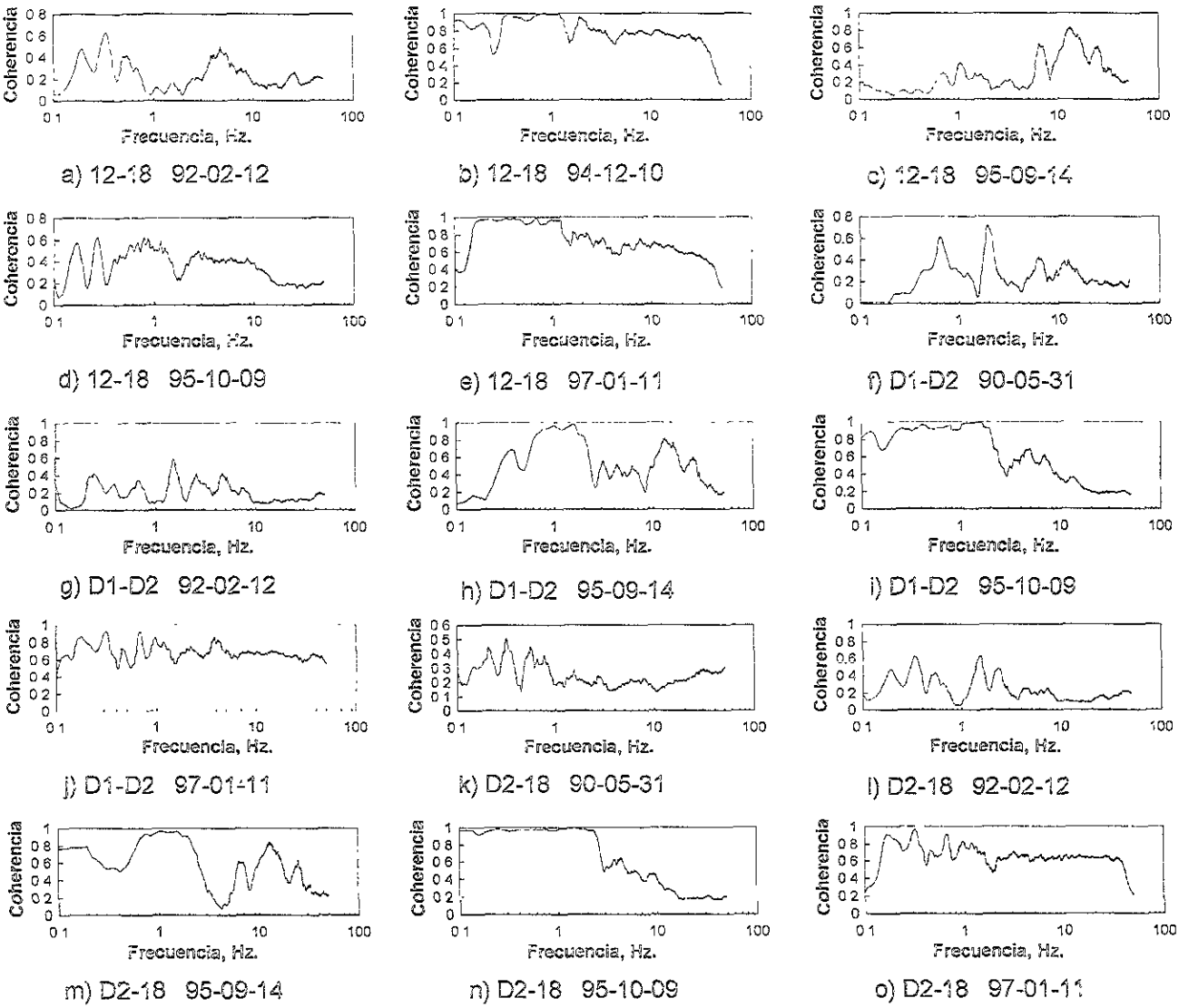



Fig. 6.12 Funciones de Coherencia




12 Berma nivel 120 D1 Pozo Deck1 elev 130. D2 Pozo Deck2 elev. 155. 18 Centro corona

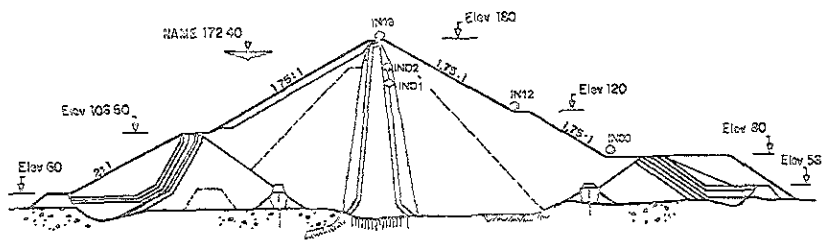
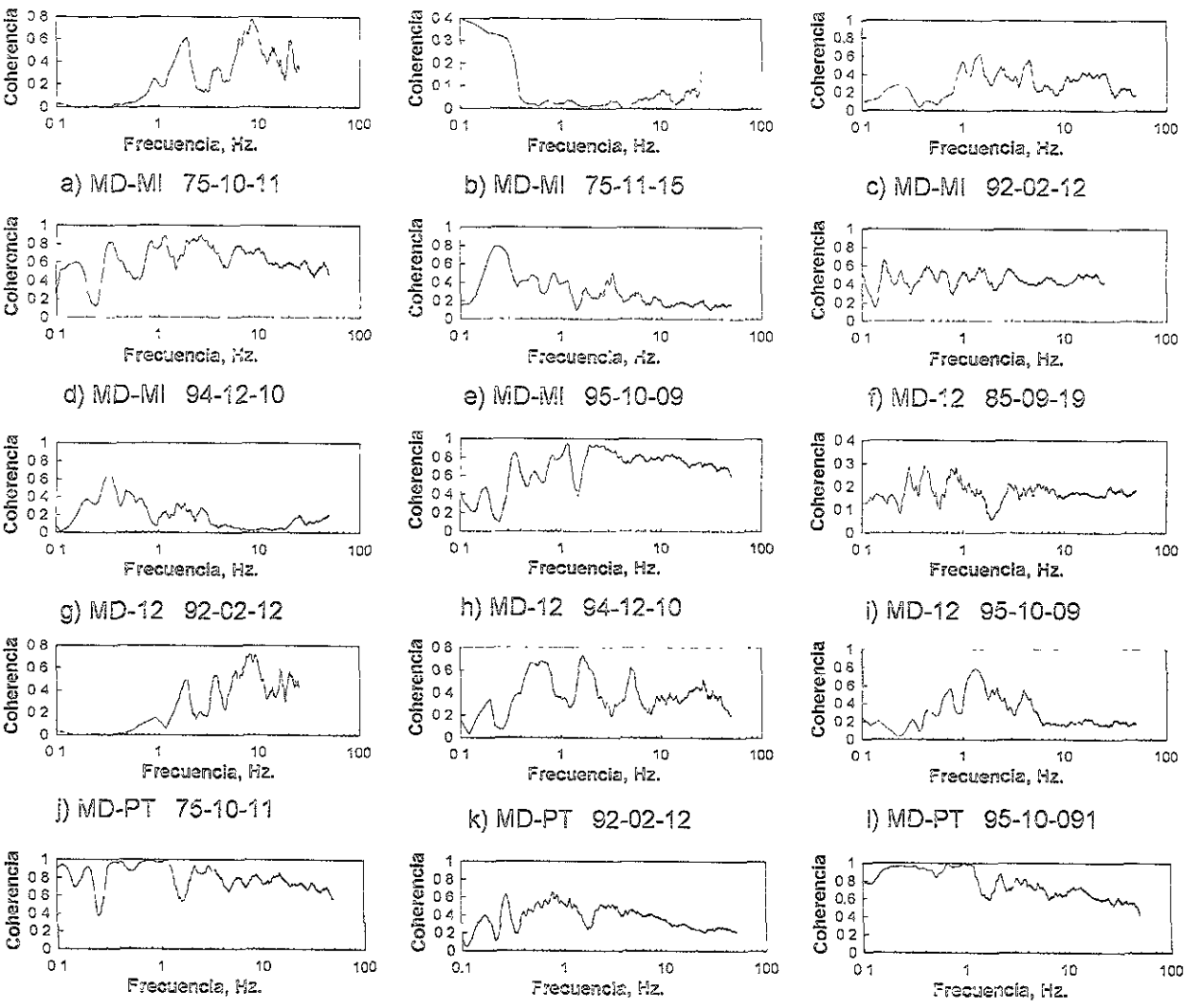



Fig. 6.13 Funciones de coherencia




MD Margen derecha MI Margen izquierda PT Planta de tratamiento

D1 Pozo deck1 elev. 130 12 Berma nivel 120

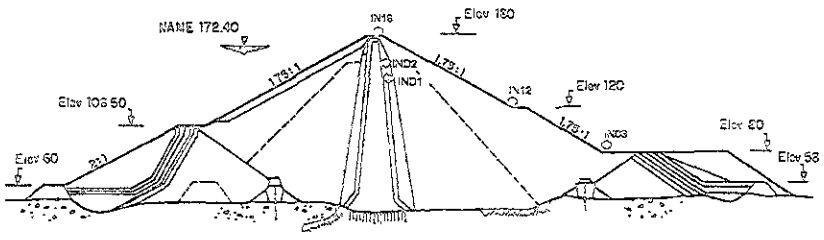
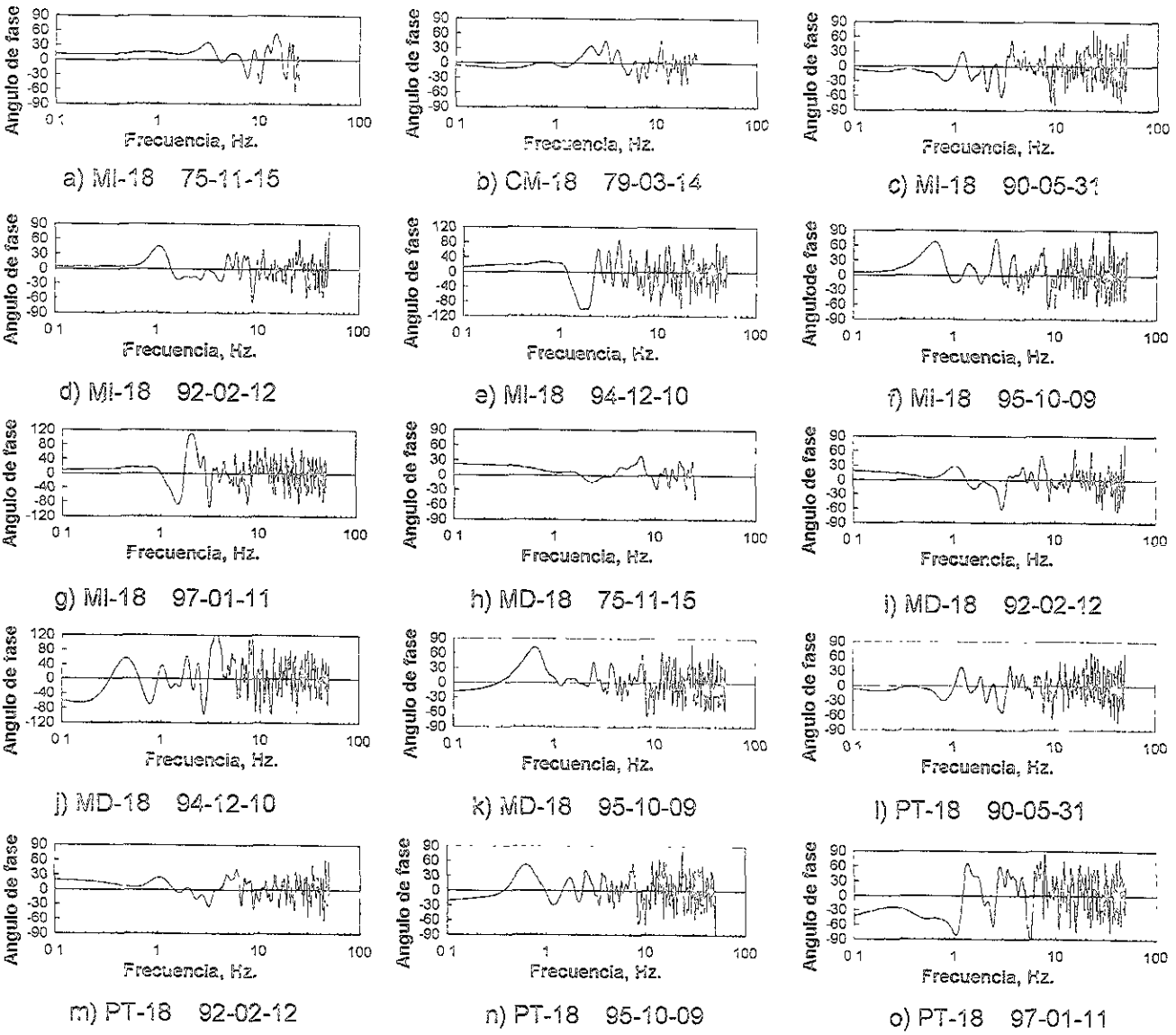



Fig. 6.14 Funciones de coherencia

La forma de las curvas de los ángulos de fase muestra, en general, variaciones erráticas con cambios de signo y concentración de valores en algunas frecuencias, con valores del ángulo menores a 90°, en valor absoluto (figs. 6.15 a 6.18). La variación de signo es mayor en frecuencias

mayores a 10Hz y menor en frecuencias inferiores a 1Hz, incluso en algunas de las zonas de la cortina para algunos sismos no hay cambios de signo en el ángulo de fase en frecuencias menores a 1Hz.




MI Margen izquierda MD Margen derecha PT Planta de tratamiento

CM Casa de máquinas 18 Corona centro

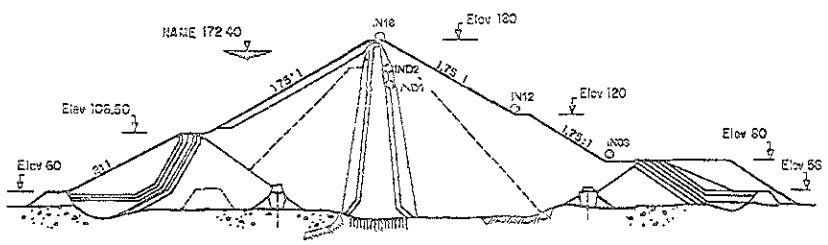
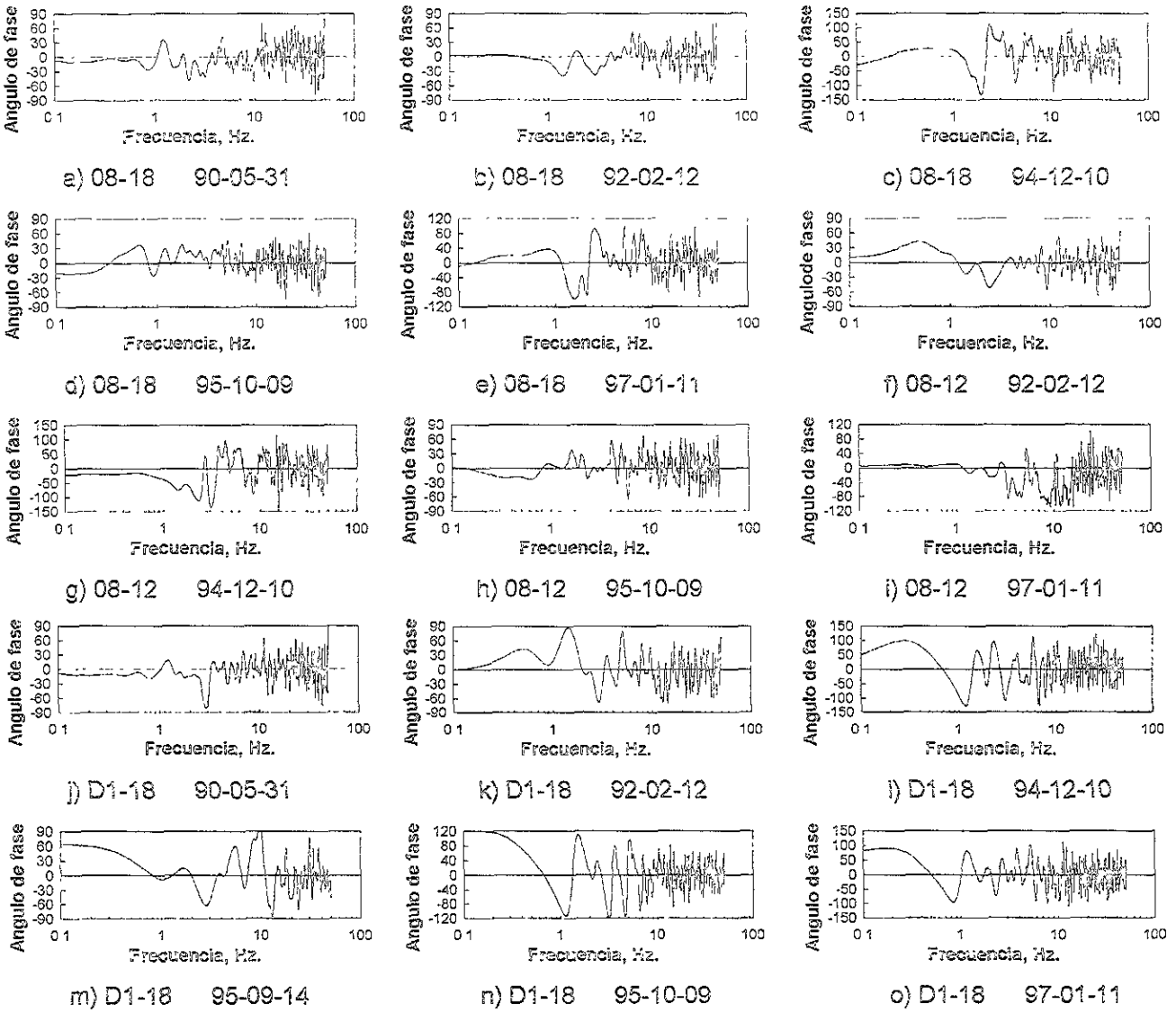



Fig. 6.15 Angulos de fase

Recordando los resultados del experimento acústico podemos decir que la forma de la curva de ángulos de fase en la presa refleja el efecto de diferentes trayectorias de propagación, al tener líneas que cruzan el eje horizontal con formas discontinuas y valores variables.




08 Berma nivel 80 12 Berma nivel 120 D1 Pozo Deck1 Elev. 130 18 Centro corona

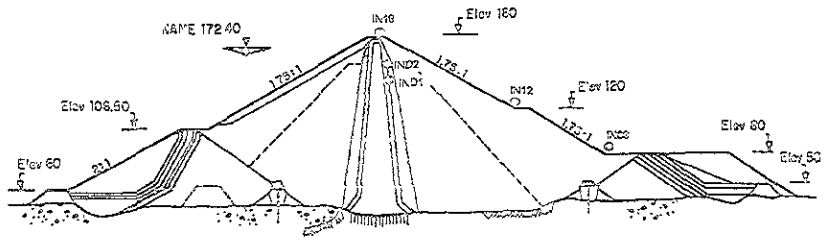
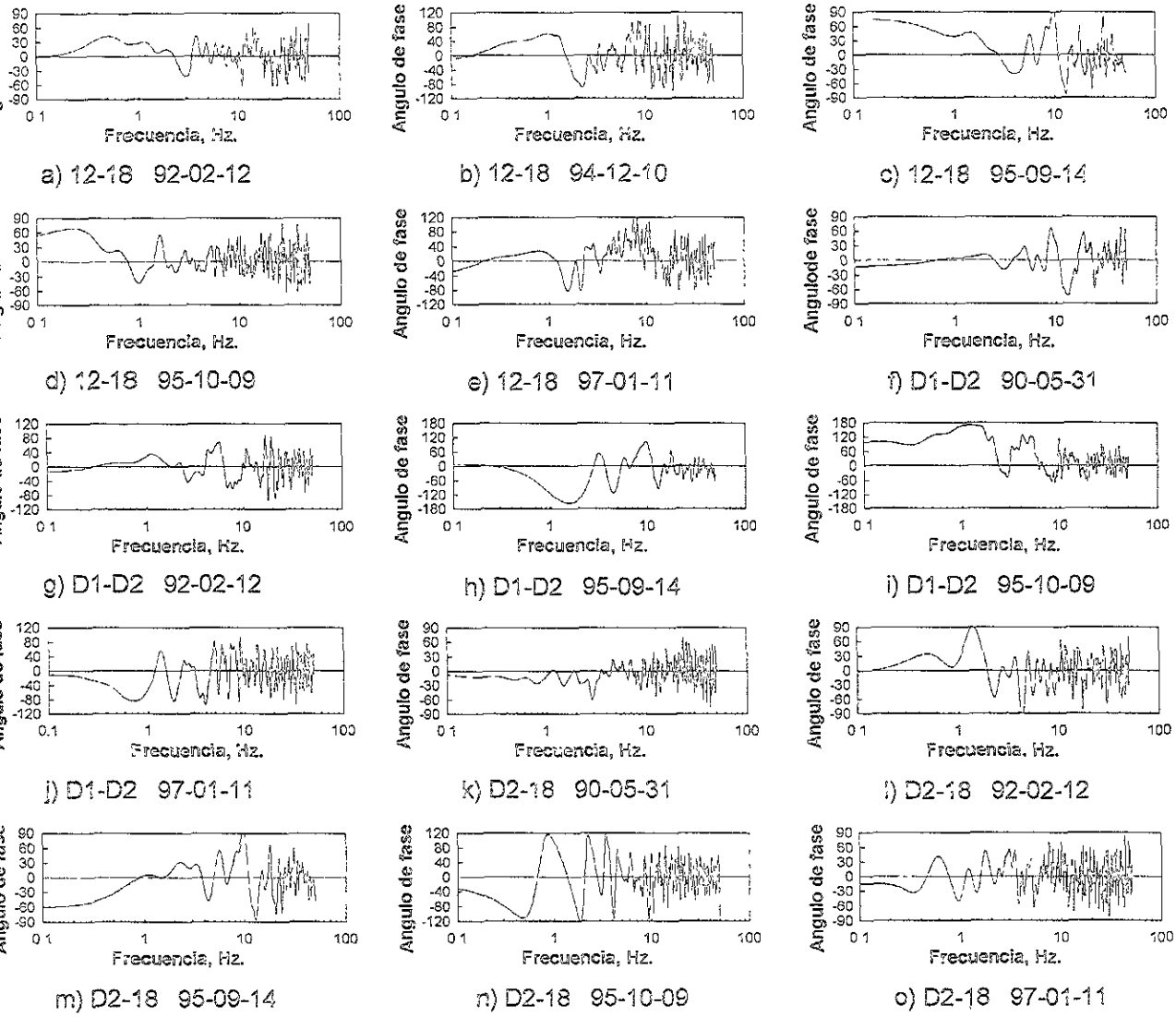



Fig. 6.16 Angulos de fase

particular, los sismos de diciembre de 1994, octubre de 1995 y enero de 1997 tienen valores del ngulo de fase mayores a 90°, pero menores a 150° en frecuencias mayores a 2Hz. Sólo el ángulo fase en el núcleo entre los niveles 130 y 150 con el sismo de enero de 1997 alcanzó los 180° tre las frecuencias de 1 y 2Hz.




12 Berma nivel 120 D1 Pozo Deck1 elev 130. D2 Pozo Deck2 elev. 155. 18 Centro corona

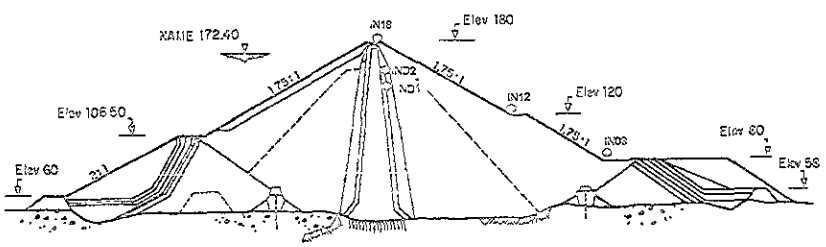
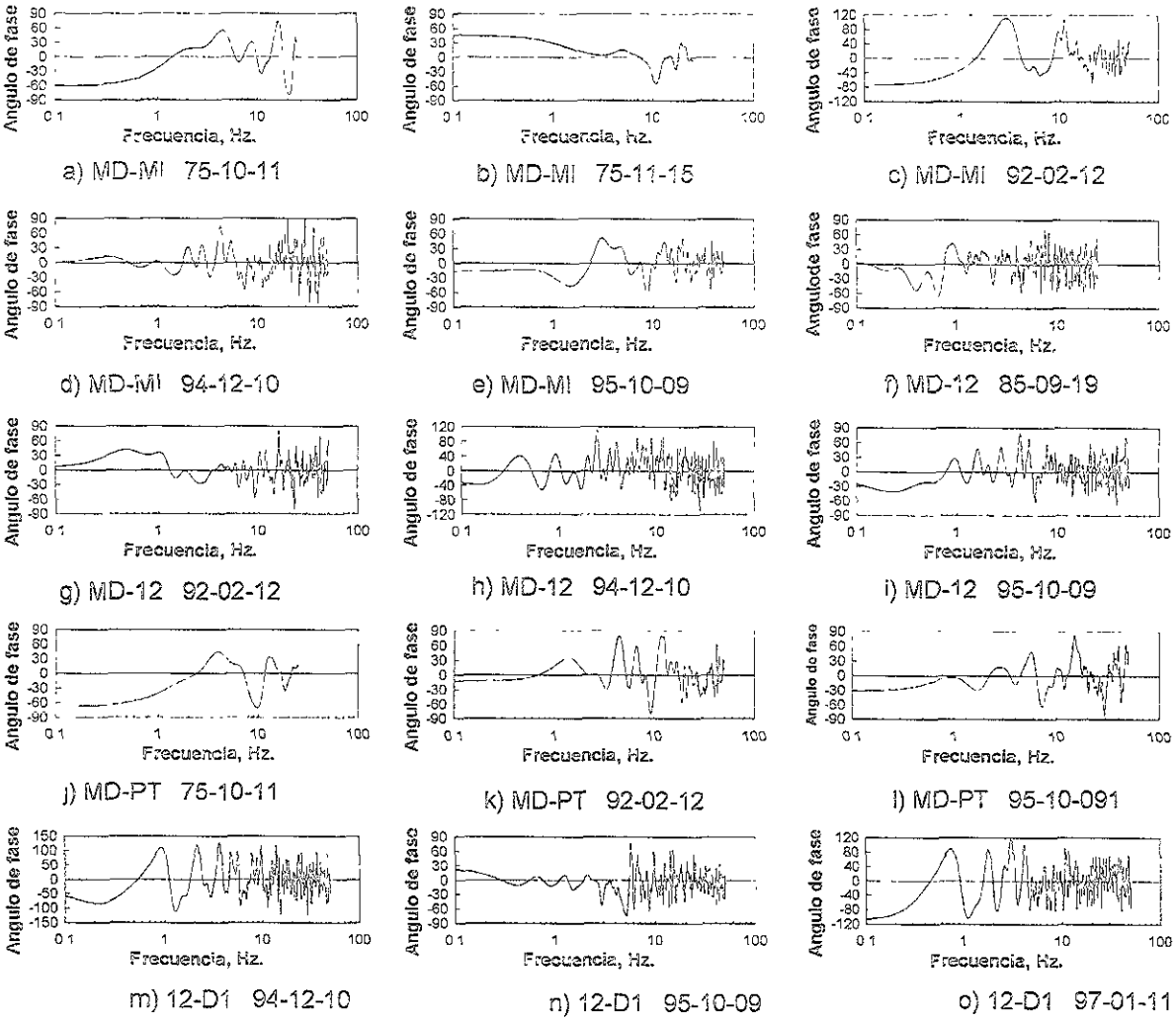



Fig. 6.17 Funciones de coherencia




MD Margen derecha MI Margen izquierda PT Planta de tratamiento

D1 Pozo deck1 elev. 130 12 Berma nivel 120

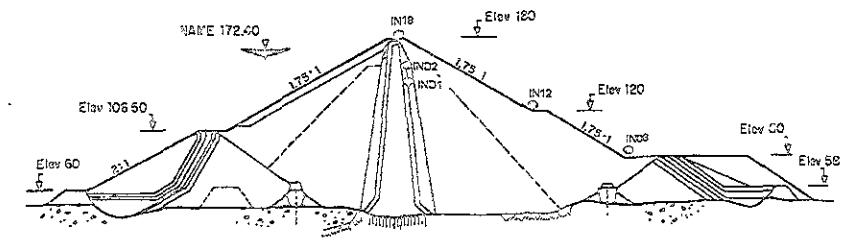



Fig. 6.18 Angulos de fase

La geometría de las curvas de los ángulos de fase, para los sismos de magnitud pequeña, se caracteriza por ser una línea sin cambios de signo y con valores menores a 30° en las frecuencias menores de 2Hz. Mientras que para los sismos de magnitud mayor, los valores del ángulo de fase tienen sólo un cambio de signo y valores menores de 90°, en particular, el sismo de octubre de 1995 generó ángulos de fase hasta de 150° entre los niveles 155 y 180 de la cortina en frecuencias menores a 2Hz.

Al ser semejantes los valores, variaciones y formas de las funciones de coherencia y el ángulo de fase entre las frecuencias de 1 a 2Hz, es indicativo que la cortina ante los sismos de diciembre de 1994 y enero de 1997 estuvo a punto de vibrar en fase, particularmente en el sismo de 1994. Esta situación se corrobora con las frecuencias de vibración de la cortina para este sismo (1.38 a 1.44Hz).

## 6.2 Presa José Ma. Morelos

Al igual que en la presa El Infiernillo, los registros de los sismos que se emplearon en este estudio corresponden a los eventos sísmicos indicados en la tabla 3.1 y los espectros de respuesta en roca de estos sismos fueron graficados en las figuras 3.13. Es importante recordar que la mayoría de los sismos que han actuado en esta presa sólo fueron registrados en algunos instrumentos.

En esta presa se ha registrado casi la misma cantidad de sismos que en El Infiernillo, sin embargo, menos del 3% de ellos (magnitud mayor que 6.5) han provocado agrietamientos en la corona y deformaciones permanentes. Después del sismo del 14 de marzo de 1979 se observó una pequeña grieta transversal en la zona de aguas arriba de la corona en margen izquierda, así como grietas longitudinales discontinuas tanto en el centro como en la margen derecha en el lado de aguas abajo. De manera similar debido a la ocurrencia del sismo del temblor del 19 de septiembre de 1985 generó una grieta longitudinal de 100m con abertura entre 0.5 y 10cm, que coincidió con el contacto entre el corazón impermeable y los filtros y fuertes asentamientos al centro de la cortina (fig. 5.6). Los sismos del 12 de diciembre de 1994 y 11 de enero de 1997 sólo provocaron pequeñas deformaciones permanentes en el cuerpo de la cortina. Las características principales de algunos sismos son mostradas en la tabla 6.3.

Las aceleraciones máximas en las tres componentes de todas las estaciones de la cortina corresponden a las producidas por el sismo de enero de 1997, y particularmente en la estación de la corona se registró una aceleración de 625 $cm/s^2$ en la componente transversal, este valor de aceleración máxima es ligeramente menor que el producido por el sismo de septiembre de 1985 ($696cm/s^2$). Respecto a las aceleraciones registradas en la estación de la corona cabe hacer notar que: estudios anteriores (*Prince*, 1986 y *Alcántara*, 1993) tendientes a explicar los altos valores y características de los acelerogramas obtenidos en ella dieron como recomendación la construcción de una estación testigo, dado que se concluyó la existencia de movimientos relativos entre la caseta y la cortina, cuando se excedía una aceleración máxima en la corona del orden de 0.15g. Estos desplazamientos intermitentes son los que causan las aceleraciones de gran magnitud y acelerogramas con picos muy agudos en los tiempos en que ocurren tales desplazamientos.

En los sismos del 31 de mayo de 1990 y del 12 de febrero de 1992 de magnitudes menores que 6, se puede observar que las aceleraciones registradas con las estaciones de la corona y la testigo son muy similares entre sí en magnitud; sin embargo, sismos de mayor magnitud generaran los movimientos relativos entre la caseta y la cortina y por tanto las aceleraciones serían diferentes entre estas, como se comento en el párrafo anterior.

La comparación de los valores de las aceleraciones máximas de cada registro permite observar que, en los sismos del 31 de mayo de 1990, 10 de diciembre de 1994 y 9 de octubre de 1995 las aceleraciones máximas en la corona son mayores que las de la elevación 35 y que estas son a su

vez mayores que las de la base. Particularmente, en el sismo del 31 de mayo de 1990 las aceleraciones máximas se registraron a la elevación 47.5m.

Tabla 6.3 Características principales de los sismos más importantes.

| Fecha | Distancia epicentral (km) | | Estación | Aceleración máxima (cm/s$^2$) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Vertical | Longitudinal | Transversal |
| 11/10/75 | 46 | M=4 9 | VIBC<br>VICC | -108.71<br>115.69 | -80.10<br>85.28 | -81 97<br>342 83 |
| 15/11/75 | 27 | Ms=5 9 | VIBC<br>VICC<br>VIMD | -59 32<br>-72.91<br>-28.31 | 83.69<br>73.30<br>-41.32 | -84.89<br>209 30<br>39 37 |
| 14/03/79 | 115 | Mb=7.0 | VIBC<br>VICC<br>VIMD | 60 42<br>-184.46<br>-14 66 | -124.33<br>-155.00<br>17.97 | -132 51<br>371.20<br>-16.67 |
| 25/10/81 | 12 | | VIBC<br>VICC | 17.56<br>-11.80 | -18.23<br>28.54 | -24.55<br>49 21 |
| 31/05/90 | 169 | Mb=5.8 | VID1<br>VID2<br>VICC<br>VIBD<br>VICD<br>VIMI<br>VICT | -9 57<br>16.27<br>12.44<br>-10.05<br>-7.66<br>2.87<br>10.05 | -18 18<br>29.19<br>27 75<br>-17.23<br>-21 05<br>8.37<br>23.45 | -18 66<br>-30.63<br>-29 67<br>-17.23<br>26.80<br>-5.26<br>-22.97 |
| 12/02/92 | 71 | Mb=5.1 | VIBC<br>VICC<br>VIMD<br>VIMI<br>VICT | 9.57<br>14.00<br>4.79<br>-5 26<br>10.05 | -17.23<br>-16.00<br>-9.57<br>-11 25<br>-14.83 | -17.23<br>-38.00<br>7.66<br>10.53<br>-19.62 |
| 10/12/94 | 75 | Mb=6.5 | VIBC<br>VIMD<br>VIBD<br>VIMI<br>VID1<br>VICT | -47.85<br>47.92<br>45.94<br>27.28<br>61 24<br>52.10 | -52.64<br>23.92<br>-48.81<br>-45.94<br>39.10<br>44.14 | 58 38<br>33.22<br>-59.34<br>38.28<br>79 81<br>88.14 |
| 14/09/95 | 365 | Mw=7.3 | VID1<br>VICT | 2.02<br>1.44 | 5.74<br>-2.39 | 3.13<br>6.70 |

Tabla 6.3 Continuación

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 09/10/95 | 270 | Ms=7.6 | VIBC | 5.74 | 10.53 | -12.44 |
| | | | VIMD | 3.91 | -5.59 | 4.44 |
| | | | VIBD | -5.74 | -7.66 | 12.44 |
| | | | VIMI | 2.87 | 3.35 | -5.26 |
| | | | VID1 | -10.01 | 16.21 | -16.57 |
| | | | VICT | 6.22 | 12.92 | 19.62 |
| 11/01/97 | 74 | Ms=7.3 | VIBC | -124.47 | 183.84 | 132.19 |
| | | | VICC | 188.05 | -169.37 | -624.56 |
| | | | VIMD | 147.60 | 172.18 | 124.68 |
| | | | VIBD | -134.84 | -139.63 | 144.80 |
| | | | VIMI | -80.81 | 174.70 | -163.63 |

VIBC Elevación 13.0 VID1 Elevación 35.0 VID2 Elevación 47.5
VICC Elevación 60.0 VICT Elevación 60.0 testigo VICD Elevación 60 cad. 0+350
VIMD Margen derecha VIMI Margen izquierda VIBD Elevación 13 cad. 0+350

Las aceleraciones máximas de la componente transversal son mayores que las de las componentes longitudinal y vertical; sin embargo, en algunos sismos esta situación cambia, por ejemplo, para el sismo de enero de 1997 se registró la aceleración máxima en la componente longitudinal del acelerógrafo de la base de la cortina, y en el sismo de octubre de 1975 la máxima se midió en el mismo nivel 120 pero en la componente vertical.

Los datos proporcionados por los inclinómetros instalados en el corazón impermeable de la cortina indican que la presa se comporta diferente del cadenamiento 0+000 a 0+270 y del 0+270 a 0+490, debido a que entre la primera y segunda etapa de construcción se colocó una franja de arcilla de alta plasticidad de 2m de espeso. Mientras que los movimientos dinámicos indican que la respuesta de la cortina entre las dos etapas constructivas es relativamente la misma. Debe tenerse en cuenta que los acelerógrafos de la base y los de la corona de la cortina se desplantaron sobre el enrocamiento.

Las funciones de transferencia se dibujaron en las figuras 6.19 y 6.20 y en la tabla 6.4 se concentran las frecuencias en donde se presentan las mayores amplificaciones. Las funciones de coherencia están dibujadas en las figuras 6.21 y 6.22 y los ángulos de fase en las figuras 6.23 y 6.24.

Tabla 6.4 Frecuencias dominantes en la presa José Ma. Morelos

| FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA | EVENTOS SISMICOS | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 75-10-11 (Hz) | 75-11-15 (Hz) | 79-03-14 (Hz) | 90-05-31 (Hz) | 92-02-12 (Hz) | 94-12-10 (Hz) | 95-10-09 (Hz) | 97-01-11 (Hz) |
| | MI-CC | -------- | -------- | -------- | 1.32 | -------- | -------- | -------- | 1.51 |
| | MI-CT | -------- | -------- | -------- | 1.32 | 1.32 | 1.38 | 1.51 | -------- |
| | MI-CD | -------- | -------- | -------- | 1.32 | -------- | -------- | -------- | -------- |
| | MI-MD | -------- | -------- | -------- | -------- | 1.32 | 1.89 | 0.93 | 2 00 |
| | BC-BD | -------- | -------- | -------- | -------- | -------- | 2.51 | -------- | 2.44 |
| | CC-CD | -------- | -------- | -------- | 1.44 | -------- | -------- | -------- | -------- |
| | CT-CD | -------- | -------- | -------- | -------- | -------- | -------- | 1.32 | -------- |
| | BC-CC | 1.76 | 2.00 | 1 61 | -------- | -------- | -------- | -------- | 1 32 |
| | BD-CD | -------- | -------- | -------- | 1.68 | -------- | -------- | -------- | -------- |
| | BC-CT | -------- | -------- | -------- | -------- | 2 87 | 2.12 | 2.12 | -------- |
| | D1-CT | -------- | -------- | -------- | 1.32 | -------- | 1.32 | 1.27 | -------- |

BC Base Cortina
CT Corona Testigo
MD Margen derecha
BD Base Cortina Cad. 0+350
CD Corona Cad. 0+350
MI Margen izquierda
CC Centro Corona
D1 Elevación 35.00

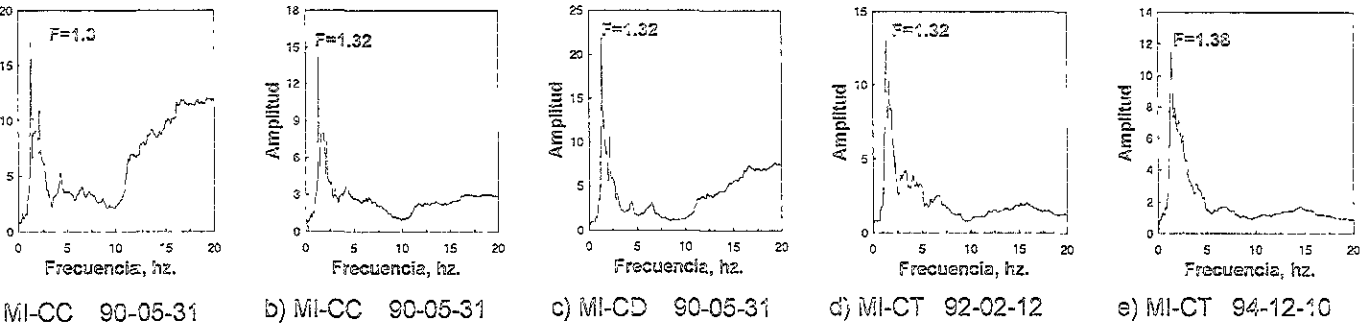
a forma de las funciones de transferencia calculadas entre los registros recuperados en las staciones acelerograficas de la corona y la margen izquierda son similares para frecuencias enores a 10Hz (sismo 31 de mayo de 1990, figs. 6.19a a 6.19c) y tienen mayores amplificaciones s calculadas con la estación del cadenamiento 0+350 (Primer etapa constructiva) que las orrespondientes con la estación del cadenamiento 0+220 (segunda etapa constructiva). articularmente, la función de transferencia calculada con el registro del acelerógrafo de Corona entro tiene fuertes amplificaciones en frecuencias mayores a 10Hz (fig. 6.19a), debido a los ovimientos relativos entre la cortina y la caseta de esta estación acelerográfica.

a frecuencia en la que se presentan las mayores amplificaciones aumenta ligeramente a medida ue aumenta la magnitud del sismo (figs. 6.19a– 6.19g), de 1.32Hz para el sismo de magnitud 5.1 asa a 1.51Hz para el sismo de magnitud 7.9.

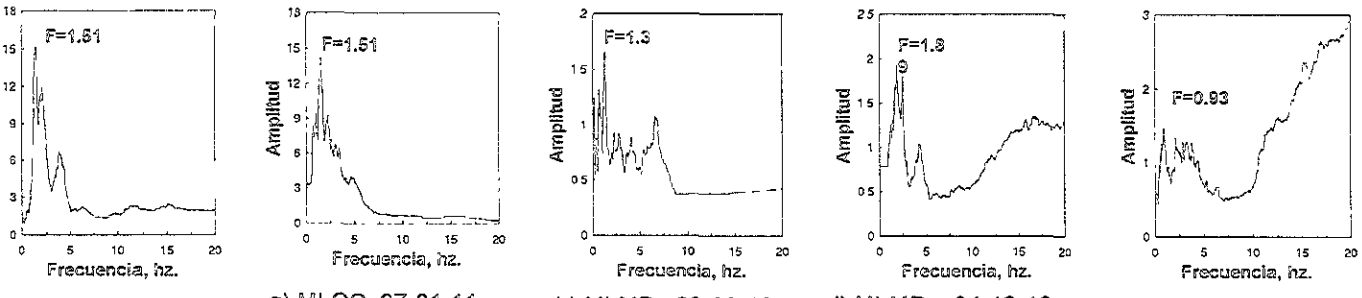
os factores de amplificación entre los registros de las estaciones de margen izquierda y margen erecha son menores a 3 para frecuencias menores a 10Hz y, en general, los máximos en este ango de frecuencias se presentan en 1.32Hz

a forma de vibrar de la cortina, calculada a partir de los registros obtenidos de las estaciones celerograficas de la base y de la corona, muestra frecuencias entre 1.32 a 2.87Hz. Los valores ajos corresponden a las funciones de transferencia considerando el registro de la estación celerográfica de la corona centro y los valores arriba de 2Hz corresponden a los valores calculados

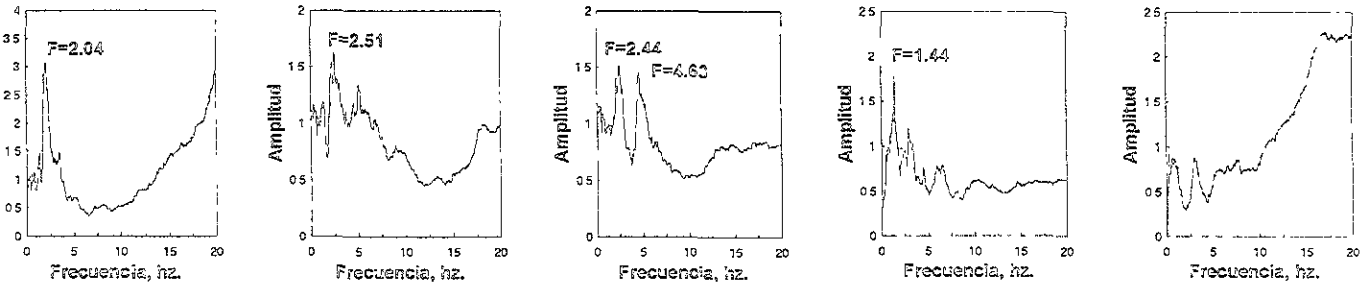
n los registros de la estación de la corona testigo. Los segundos son más confiables debido a que los primeros se tiene la incertidumbre del movimiento relativo de la caseta; Sin embargo, el sismo enero de 1997 presenta un máximo en la frecuencia de 1.32Hz similar al observado en las ciones de transferencia entre la corona y la margen izquierda.




MI-CC 90-05-31 b) MI-CC 90-05-31 c) MI-CD 90-05-31 d) MI-CT 92-02-12 e) MI-CT 94-12-10




MI-CT 95-10-09 g) MI-CC 97-01-11 h) MI-MD 92-02-12 i) MI-MD 94-12-10 j) MI-MD 95-10-09




MI-MD 97-01-11 l) BC-BD 94-12-10 m) BC-BD 97-01-11 n) CC-CD 90-05-31 o) CT-CD 95-10-09

*I Margen izquierda MD Margen derecha CC Corona cad. 0+220 CT Corona testigo Cad. 0+220*

CD Corona cad. 0+350 BD Base cortina Cad. 0+350 BC Base corona cad. 0+220

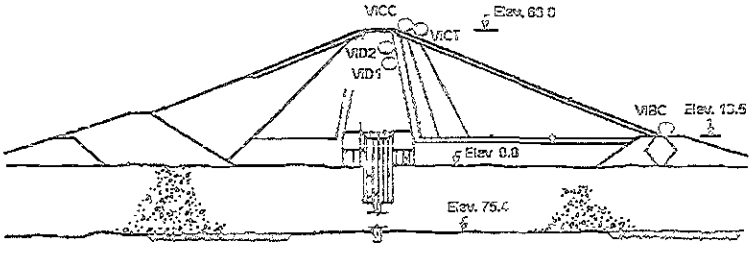
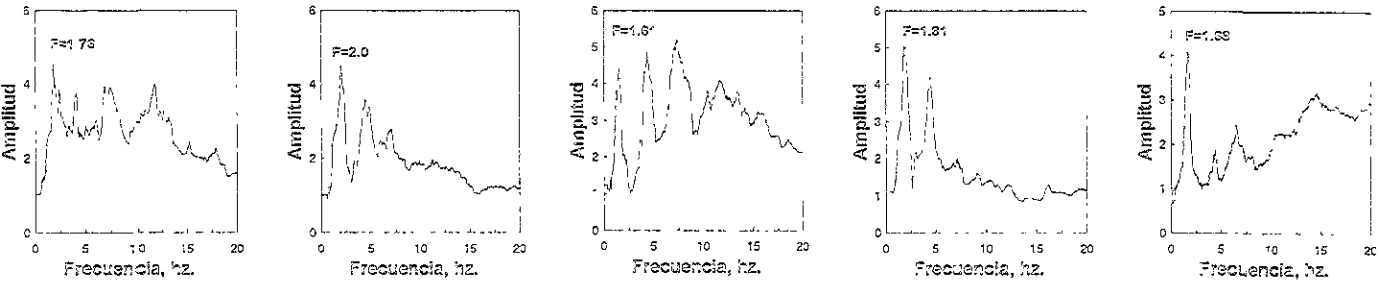
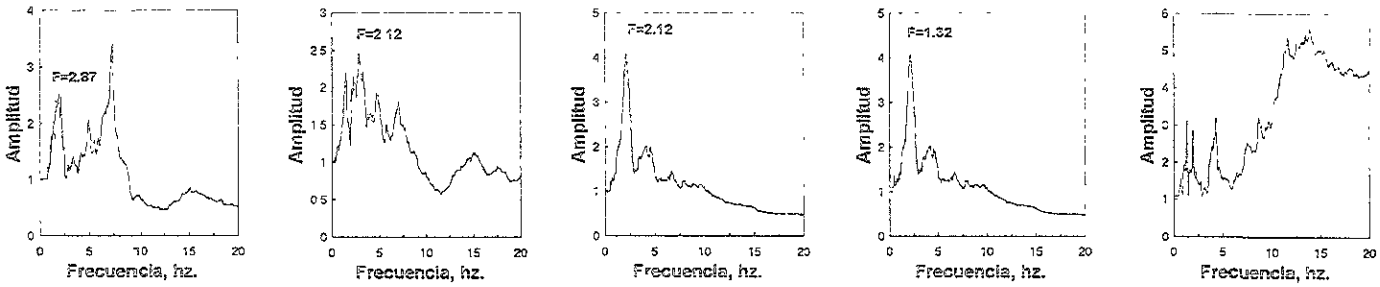


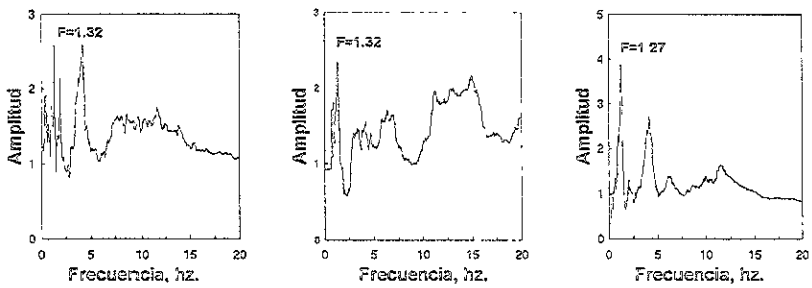

Fig. 6.19 Funciones de transferencia




a) BC-CC 75-10-11 b) BC-CC 75-11-15 c) BC-CC 79-03-14 d) BC-CC 81-10-25 e) BD-CD 90-05-31




f) BC-CT 92-02-12 g) BC-CT 94-12-10 h) BC-CT 95-10-09 i) BC-CC 97-01-11 j) D1-CC 90-05-31




k) D1-CT 90-05-31 l) D1-CT 94-12-10 m) D1-CT 95-10-09

BC Base cortina cad. 0+220 BD Base cortina cad. 0+350 CC Corona cad. 0+220

CT Corona testigo Cad. 0+220 CD Corona cad. 0+350 D1 Pozo Deck1 (elev 35)

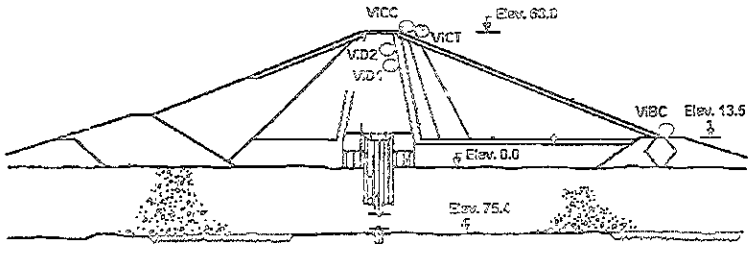
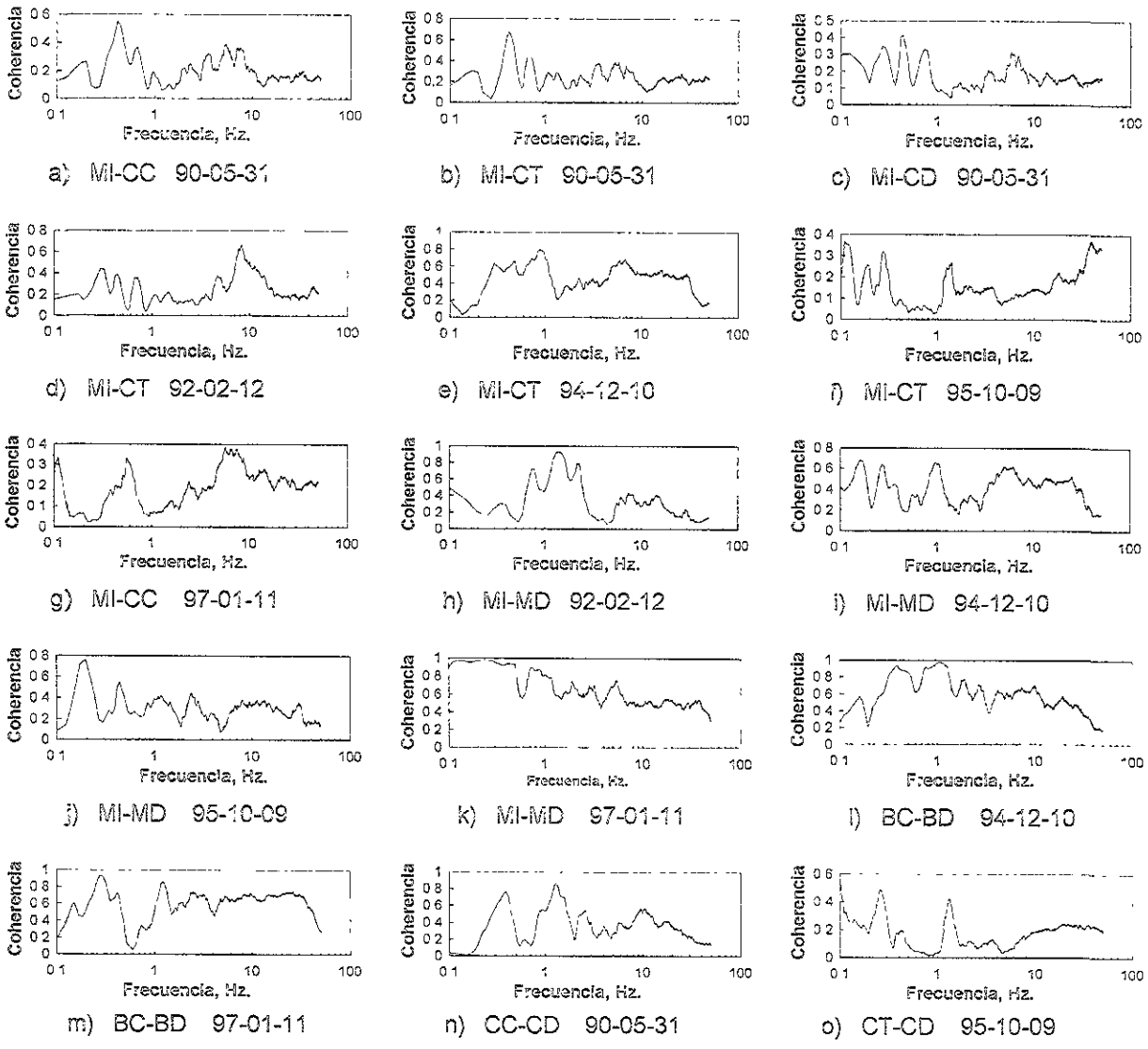



Fig. 6.20 Funciones de transferencia

a frecuencia característica encontrada en todas las funciones de transferencia es de 1.32Hz, esultado que coincide con los obtenidos en trabajos anteriores (*León*, 1979); sin embargo, estos esultados no son estrictamente concluyentes debido a que aún se cuenta con poca información de ismos fuertes.

s funciones de coherencia muestran valores menores a 0.8 y con algunos valores aislados iguales a unidad, principalmente en los sismos de mayor magnitud. La forma de las curvas de la función de herencia muestra, en general, que los valores son estadísticamente dependientes en el rango de cuencias de 1 a 2Hz, y estadísticamente independientes en frecuencias mayores.




I Margen izquierda MD Margen derecha CC Corona centro cad. 0+220 CT Corona testigo cad. 0+220
CD Corona centro cad. 0+350 BC Base Cortina cad. 0+220 BD Base cortina cad. 0+350

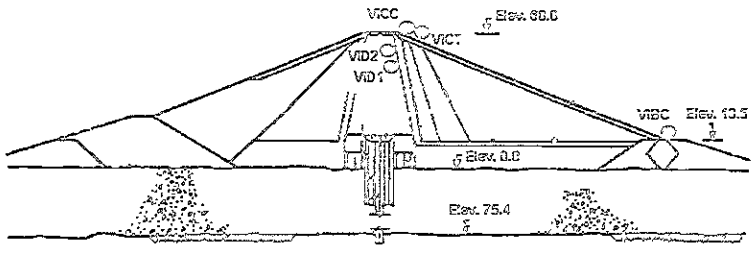
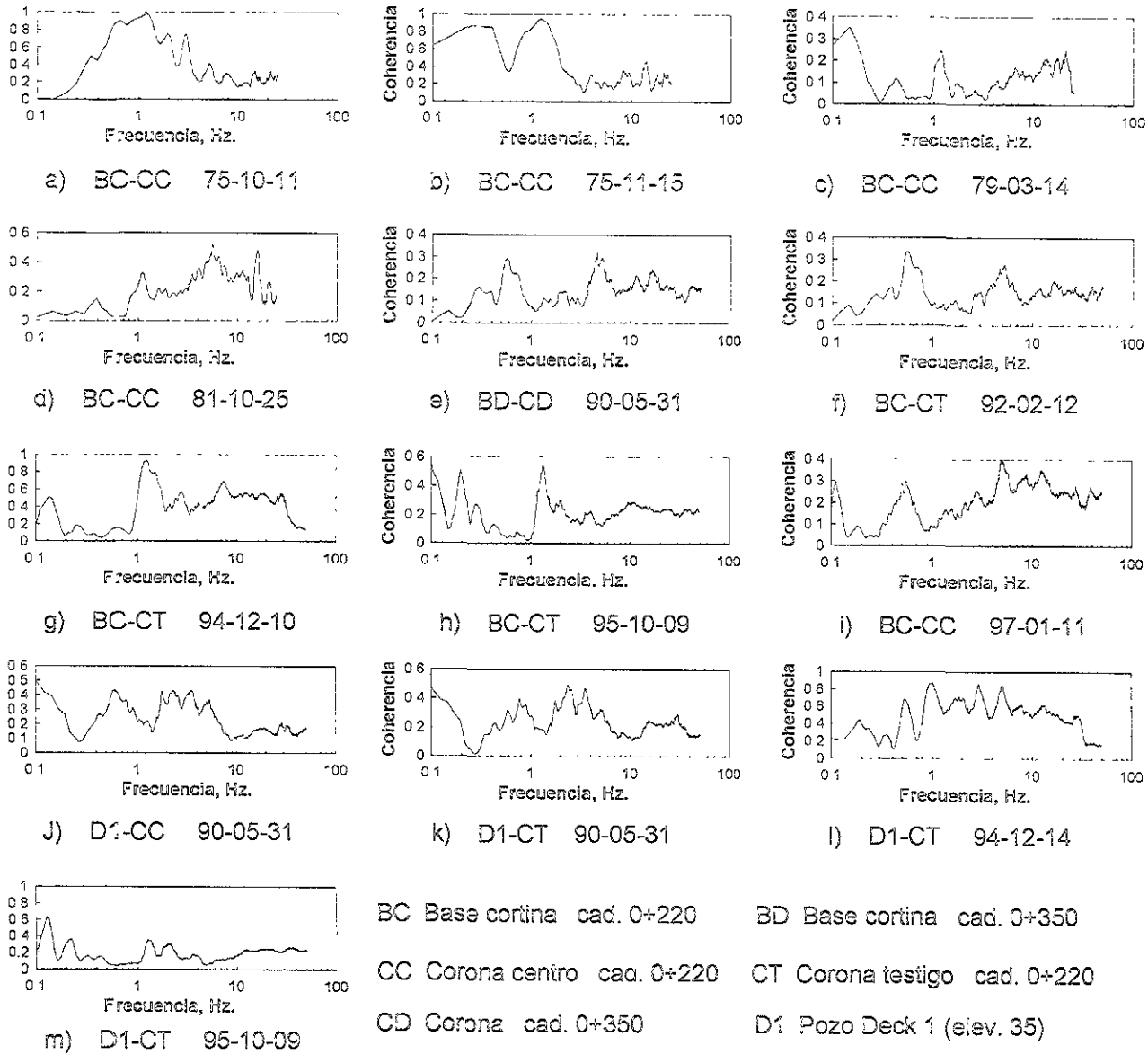



Fig. 6.21 Funciones de coherencia




BC Base cortina cad. 0+220 BD Base cortina cad. 0+350

CC Corona centro cad. 0+220 CT Corona testigo cad. 0+220

CD Corona cad. 0+350 D1 Pozo Deck 1 (elev. 35)

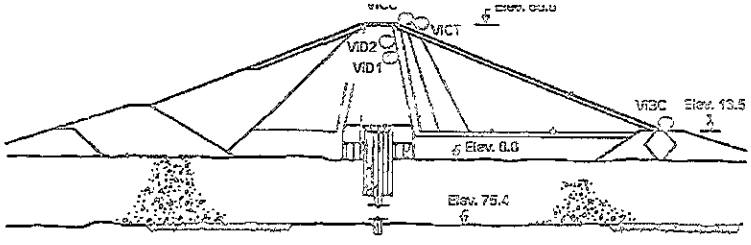
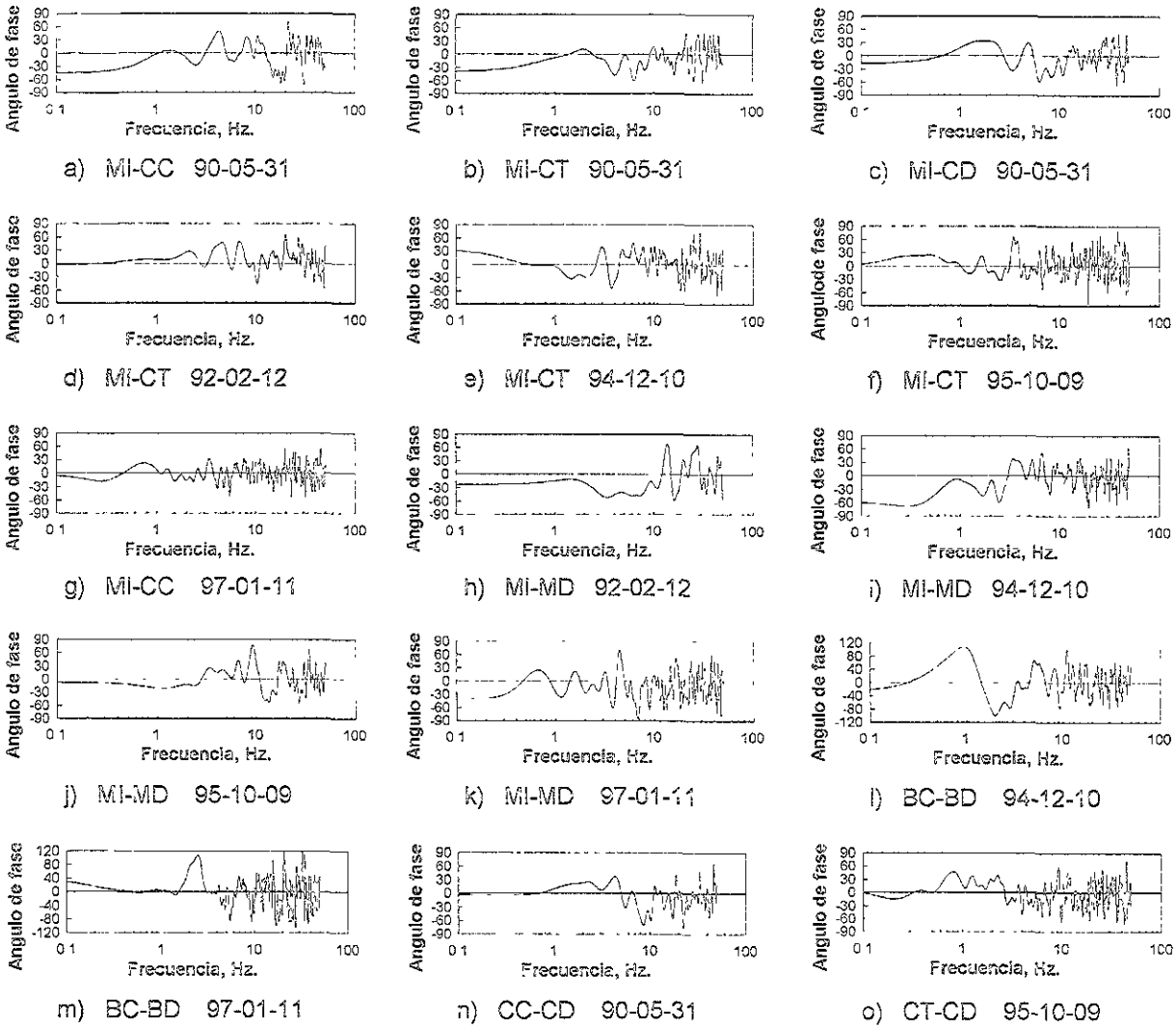



Fig. 6.22 Funciones de coherencia

s curvas de ángulos de fase presentan concentraciones de valores con cambios de signo en ecuencias mayores a 3Hz para los sismos de mayor magnitud mientras que para los de menor agnitud las curvas son menos densas. Los mayores ángulos de fase se presentan con los sismos mayor magnitud, principalmente en frecuencias arriba de 2Hz, para el rango de frecuencias de 1 a iz los valores de los ángulos de fase son menores a 60°.

l ser semejantes los valores, variaciones y formas de las funciones de coherencia y el ángulo de ase entre las frecuencias de 1 a 2Hz, es indicativo que la cortina ante todos los sismos tuvo el ismo comportamiento. Esta situación se corrobora con las frecuencias de vibración de la cortina ara varios de los sismos (1.32Hz)




MI Margen izquierda MD Margen derecha CC Corona centro cad. 0+220 CT Corona testigo cad. 0+220

CD Corona centro cad. 0+350 BC Base Cortina cad. 0+220 BD Base cortina cad. 0+350

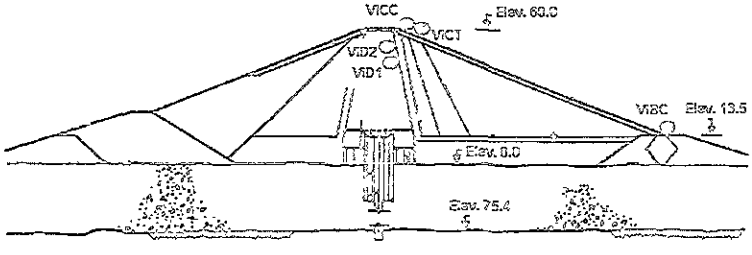
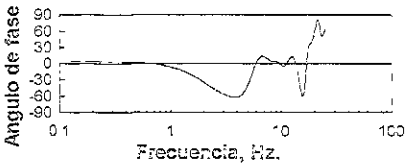
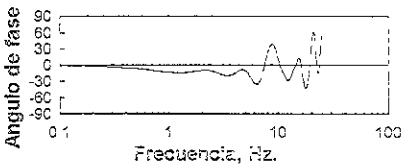


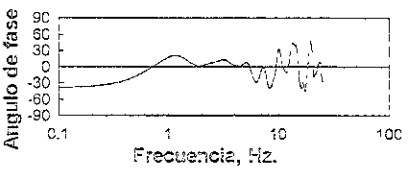

Fig. 6.23 Angulos de fase



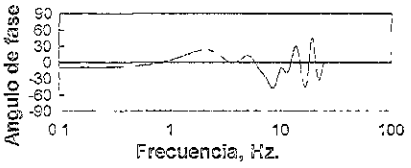

a) BC-CC 75-10-11



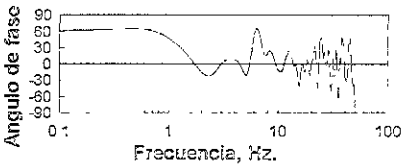

b) BC-CC 75-11-15



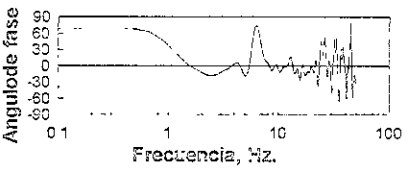

c) BC-CC 79-03-14



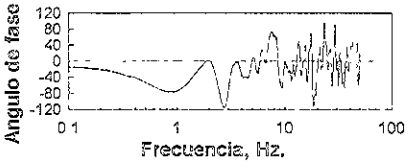

d) BC-CC 81-10-25



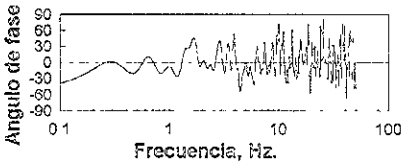

e) BD-CD 90-05-31



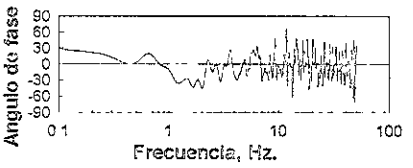

f) BC-CT 92-02-12



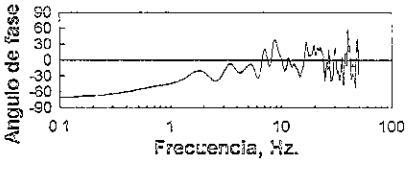

g) BC-CT 94-12-10



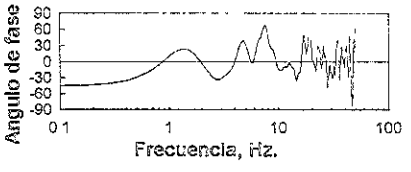

h) BC-CT 95-10-09



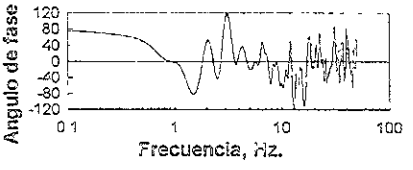

i) BC-CC 97-01-11



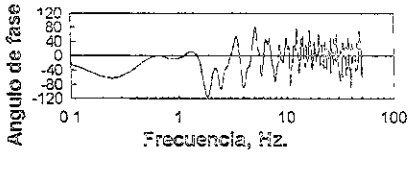

J) D1-CC 90-05-31




k) D1-CT 90-05-31




l) D1-CT 94-12-14




m) D1-CT 95-10-09

BC Base cortina cad. 0÷220

BD Base cortina cad. 0÷350

CC Corona centro cad. 0÷220

CT Corona testigo cad. 0÷220

CD Corona cad. 0÷350

D1 Pozo Deck 1 (elev. 35)

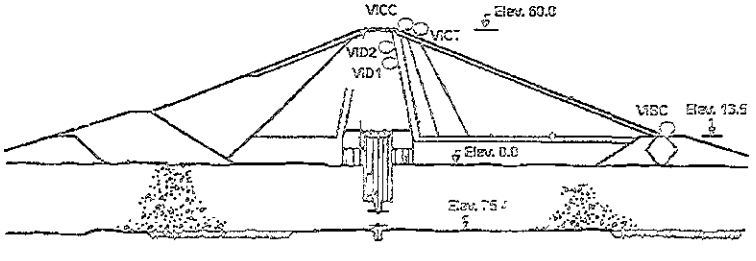



Fig. 6.24 Angulos de fase

# . CONCLUSIONES

En este capítulo se comentan las conclusiones a las que se llegó después de analizar el comportamiento sísmico de los prototipos de las presas El Infiernillo y José Ma. Morelos, mediante los procedimientos presentados en el capítulo 2.

El usar el componente transversal como única excitación, permitió reproducir en forma adecuada la respuesta registrada de la presa en la misma dirección. Esto indica que, en la sección media de la presa, el efecto de los movimientos en las direcciones vertical y longitudinal sobre los movimientos transversales no es significativo. Sin embargo, en otras zonas, el efecto acoplado de los tres componentes de la excitación sí puede ser significativo y, por tanto, debe ser investigado.

En ambos prototipos hay una marcada diferencia en el comportamiento en los últimos metros de los mismos, en los que se comportan como cuerpo flexible que sufren mayores deformaciones, y abajo de ellos como cuerpos con mayor rigidez. En la parte inferior los efectos no lineales no son tan marcados para sismos de diferente magnitud, mientras que en el cuerpo flexible se hace evidente el comportamiento no lineal al aumentar los movimientos dinámicos. Este comportamiento es compatible con los asentamientos y deformaciones observadas durante los 30 años de vida de las presas.

Es notorio que en los dos prototipos la respuesta de los respaldos, el de aguas arriba y el de aguas abajo, y el núcleo impermeable fueron diferentes entre sí, debido esencialmente a que las condiciones de saturación del talud de aguas arriba propicia un comportamiento vibratorio diferente en esa zona y a que la rigidez de los materiales que integran cada parte de la cortina es distinta.

Uno de los aspectos que influye más en el comportamiento de la presa durante un sismo, es el contenido de frecuencias de la excitación. En general, los sismos que se han registrado en campo libre de El Infiernillo y José Ma. Morelos presentan contenidos frecuenciales bastante amplios, entre 0.5 y 20Hz, excepto el sismo del 14 de marzo de 1979 registrado en El Infiernillo que presentó un contenido de frecuencias limitado (entre 1 y 3Hz) poco usual para registros en roca. En El Infiernillo este sismo y los de septiembre de 1985 han sido los que han provocado mayores deformaciones en la presa, pero por su contenido de frecuencias, el de 1979 tuvo un efecto mayor sobre la parte superior (elevación 120 a 180) de la cortina, mientras que los sismos de 1985 afectaron más la parte inferior (de la base a la elevación 120). Esta diferencia en el contenido de frecuencias también explica por qué las deformaciones en el nivel 180 originadas por los sismos de 1985 fueron menores que las de marzo de 1979, a pesar de tener un contenido de energía superior

Considerando los resultados y las observaciones realizadas en los capítulos cuatro a seis se observa que existe un alto grado de no-linealidad en la respuesta dinámica de los materiales que componen a los prototipos analizados. En los prototipos de las presas El Infiernillo y José Ma. Morelos se observa que la frecuencia natural decrece y el factor de amplificación disminuye cuando aumenta la severidad de la excitación, efecto que se debe a que los suelos desarrollan una mayor capacidad para disipar energía por efectos inelásticos.

Debido a la gran diferencia entre los espectros de respuesta entre la margen derecha y la margen izquierda de las cortinas analizadas, Surge la duda acerca de cual acelerógrafo instalado en roca representa la condición de campo libre. Por otro lado, ambos pueden ser de campo libre y la

diferencia es reflejo de la variabilidad de los movimientos sísmicos en la boquilla por efectos topográficos

Las dos presas analizadas han sufrido asentamientos y desplazamientos que aumentan significativamente al ocurrir un sismo importante. Si bien la magnitud de las deformaciones es moderada, su tendencia y secuencia apuntan hacia una gradual pérdida de la sección de las cortinas y una paulatina degradación de la estructura, debido a la acción repetida de los sismos que afectan a los sitios de ambas cortinas. Este efecto; sin embargo, no pone en peligro la estabilidad de ambas cortinas.

A pesar de que se cuenta con abundante instrumentación sismológica en ambas presas, la información obtenida con ella resulta insuficiente, especialmente para sismos de gran magnitud en los cuales los instrumentos han presentado problemas y se cuenta con muy pocos registros obtenidos en el cuerpo de la presa y en las laderas. Para obtener un mejor conocimiento del comportamiento es conveniente que en las presas, en general, exista un gran número de acelerógrafos, estratégicamente distribuidos, para registrar los movimientos sísmicos en la cortina y en las márgenes, pues con más puntos de medición se puede mejorar el conocimiento sobre la respuesta sísmica de la presa y, por tanto, afinar los modelos de comportamiento sísmico.

Gracias a la densidad y calidad de la instrumentación instalada recientemente, se han podido observar sismos cuyas características no concuerdan con lo supuesto los últimos diez años. Por ejemplo, los sismos del 10 de diciembre de 1994 y del 11 de enero de 1997 son eventos de fallamiento normal que ocurrieron casi debajo de la zona de acoplamiento entre las placas de cocos y de Norteamérica. La suposición más aceptada hasta ahora era que este tipo de sismos sólo ocurrían más hacia el interior del continente, relativamente lejos de la zona de acoplamiento, cuando las fuerzas de convección y la gravedad facilitaban la formación de esfuerzos tensionales.

### 4.1 Presa El Infiernillo

Los resultados de los análisis realizados con este prototipo muestran claramente que la cortina es más rígida de su base a la elevación 120 que de ésta a la corona, que la frecuencia dominante de la cortina en sus últimos 60m es menor que en el resto de la cortina. Estas observaciones permiten explicar por que las deformaciones permanentes inducidas por el sismo del 14 de marzo de 1979 fueron semejantes a las causadas por el sismo del 19 de septiembre de 1985, a pesar de que éste fue mucho más severo que aquél. Estas observaciones concuerdan con lo encontrado analíticamente en el pasado (*Romo y Villarraga*, 1989).

Los resultados de deformaciones permanentes, la característica forma de vibrar antes y después de la sobre elevación de la cortina, y la frecuencia dominante de la cortina en sus últimos 25m hace pensar que las forma de vibrar de la cortina está afectada por la sobre elevación de la corona. Esto es desafortunado, ya que la experiencia acumulada se ve truncada por esta obra realizada en la cortina.

La respuesta en la cortina ante solicitaciones dinámicas depende no sólo de la magnitud sino de la distancia epicentral de los sismos por que:

a) Las aceleraciones máximas en la cortina en el sismo de enero de 1997 son mucho mayores que las correspondientes al sismo de septiembre de 1985 y el sismo de 1997 tiene una magnitud menor y fue más cercano que el de 1985.

) Los sismos de diciembre de 1994 y enero de 1997 provocaron respuestas diferentes en la cortina, el primero ocasionó las mayores respuestas en la parte superior de la cortina y el segundo en la parte inferior.

Se tiene una ligera tendencia de disminución del valor de la frecuencia de vibración de la cortina conforme aumenta la magnitud del sismo.

Las aceleraciones máximas de la componente transversal son mayores que en las otras componentes.

La respuesta de la cortina ante los eventos sísmicos de mayor magnitud presentó:

) Concentraciones de las correlaciones cruzadas en rangos más cerrados y en sismos de menor magnitud en rangos más abiertos, lo que evidencia el grado de no linealidad en la respuesta dinámica y los efectos locales propios de la distribución de los materiales

) Valores de las funciones de coherencia casi iguales a la unidad en frecuencias menores a 2Hz.

) Valores del ángulo de fase menores a 90° y con un solo cambio de signo. Particularmente el ángulo de fase en el núcleo entre los niveles 130 y 150 con el sismo de enero de 1997 alcanzó los 180° entre las frecuencias de 1 y 2Hz.

Los resultados observados indican la existencia de diferentes rutas de propagación de las ondas.

La semejanza entre los valores, las variaciones y las formas de las funciones de coherencia y el ángulo de fase en el rango de 1 a 2Hz, es indicativo que la cortina ante el sismo de 1994 estuvo a punto de vibrar en fase.

En los análisis realizados con sismos de diferente magnitud y contenido de frecuencias, se detectó en el prototipo una zona en el núcleo en la cual se presentan deformaciones mucho mayores que en el resto de la presa y donde se disipa más energía, debido a sus altos amortiguamientos. Este hecho indica que la energía se disipa en zonas localizadas y no se distribuye uniformemente en su cuerpo; indica, además, que hay zonas de la cortina que han sido sometidas a esfuerzos cortantes mayores que otras; por consiguiente, representan zonas de debilidad potencial ante sismos futuros.

Con las funciones de transferencia calculadas con el análisis de elementos finitos, se observó que el modelo de comportamiento dinámico utilizado permite reproducir satisfactoriamente la respuesta en términos de la función de trasferencia y espectro de respuesta en los prototipos, aunque en la presa José Ma. Morelos existen errores hasta del 30 por ciento, quizás por utilizar las mismas curvas de variación del módulo dinámico de rigidez y de relación de amortiguamiento que El Infiernillo o porque el modelo no está lo suficientemente refinado para reproducir detalles geométricos de la cortina, aluvión de la cimentación y boquilla. También, debido a que la cortina tiene curvatura, el acoplamiento de la excitación longitudinal con la transversal tiene mayor efecto que en el caso de una cortina plana, como la de El Infiernillo.

### .2 José Ma Morelos

En el caso del prototipo de la presa José Ma. Morelos la cortina se muestra más rígida en los primeros 35m, en los cuales los movimientos sufren una amplificación sólo en las frecuencias mayores a 2Hz, mientras que en los 25m restantes la amplificación se presenta en el intervalo de

0.6 a 2Hz. Dicho en otras palabras, existe un intervalo bien definido de frecuencias en que el prototipo amplifica o atenúa los movimientos sísmicos de la base rocosa.

Las aceleraciones máximas en las tres componentes de todas las estaciones de la cortina corresponden a las producidas por el sismo de enero de 1997, y particularmente en la estación de la corona se registró una aceleración de 625cm/s$^2$ en la componente transversal, este valor de aceleración máxima es ligeramente menor que el producido por el sismo de septiembre de 1985 (696cm/s$^2$). Sin embargo, habrá que considerar que la caseta que aloja al instrumento sufre desplazamientos intermitentes respecto a la cortina, que producen aceleraciones pico no representativas de la respuesta de la cortina. Esto se refleja en pulsos agudos y de alta frecuencia en los acelerogramas disponibles.

En los sismos del 31 de mayo de 1990 y del 12 de febrero de 1992 de magnitudes menores que 6, se puede observar que las aceleraciones registradas con las estaciones de la corona y la testigo son muy similares entre sí en magnitud; sin embargo, sismos de mayor magnitud podrían generar los movimientos relativos entre la caseta y la cortina y por tanto aceleraciones diferentes.

La comparación de los valores de las aceleraciones máximas de cada registro permite observar que, en los sismos del 31 de mayo de 1990, 10 de diciembre de 1994 y 9 de octubre de 1995 las aceleraciones máxima en la corona son mayores que las de media cortina (elev. 35) y que éstas son a su vez mayores que las de la base. Particularmente, en el sismo del 31 de mayo de 1990 las aceleraciones máximas se registraron a la elevación 47.5m.

Las aceleraciones máximas de la componente transversal son mayores que las de las componentes longitudinal y vertical.

Los datos proporcionados por los inclinómetros instalados en el corazón impermeable de la cortina indican que la presa se comporta diferente del cadenamiento 0+000 a 0+270 y del 0+270 a 0+490, debido a que entre la primera y segunda etapa de construcción se colocó una franja de arcilla de alta plasticidad de 2m de espeso. Mientras que los movimientos dinámicos indican que la respuesta de la cortina entre las dos etapas constructivas es relativamente la misma. Debe tenerse en cuenta que los acelerógrafos de la base y los de la corona de la cortina se desplantaron sobre el enrocamiento.

La función de transferencia calculada con el registro del acelerógrafo de Corona Centro tiene fuertes amplificaciones en frecuencias mayores a 10Hz, debido a los movimientos relativos entre la cortina y la caseta de esta estación acelerográfica.

La frecuencia característica encontrada en todas las funciones de transferencia es de 1.32Hz, resultado que coincide con trabajos anteriores; sin embargo, estos resultados no son estrictamente concluyentes, en el sentido de cambios en esta frecuencia por efectos no lineales, debido a que aún se cuenta con poca información de sismos fuertes.

Las funciones de coherencia muestran valores menores a 0.8 y con algunos valores aislados iguales a la unidad, principalmente en los sismos de mayor magnitud.

Al ser semejantes los valores, variaciones y formas de las funciones de coherencia y el ángulo de fase entre las frecuencias de 1 a 2Hz, es indicativo que la cortina ante todos los sismos tuvo un comportamiento similar. Esta situación se corrobora con las frecuencias de vibración de la cortina para varios de los sismos (1.32Hz).

A pesar de que los sismos analizados han llegado a la presa José Ma. Morelos con diferente intensidad, directividad y distancia epicentral, la respuesta de la cortina ha sido similar, por lo que se puede concluir que ésta no depende significativamente de los parámetros propios de los sismos. Es factible que el estrato de aluvión sobre el que se desplanta la presa contribuya de manera importante a uniformar las características del movimiento provocado por cada evento en la cortina.

# 8. BIBLIOGRAFÍA


- Alcántara L., Javier C., (1993). "Análisis de los registros obtenidos en las estaciones acelerográficas Villita corona y Villita testigo", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Méx.

- Ambraseys N. N., (1960),"On the Seismic Behavior of Earth Dams", Proccedings II World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, Tokio, pag. 331-356.

- Ambraseys N. N., Sarma S. K., (1967), "The Response of Earth Dams to Strong Earthquakes", Geotechnique, Vol. 18, No. 3, p.p. 181-213.

- CFE, (1980), "Comportamiento de las Presas El Infiernillo y La Villita incluido el sismo de marzo 14, 1979", CFE, México.

- CFE, (1985), "Comportamiento de Presas Construidas en México", Contribución al XV Congreso Internacional de Grandes Presas, Vol. 2, Lousanne, Suiza.

- Clough R. W., (1961), "Dinamic Effects of Earthquakes", Trans, ASCE, Vol. 126, Parte II, pp 847-876.

- Figueroa J., (1970), "Catálogo de sismos ocurridos en la República Mexicana, actualizado hasta 1983", Publicación Núm. 272 del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.

- Gazetas G., Debchaudhury A., Gasparini D.A., (1981), "Random Vibration Analysis for the Seismic Response of the Earth Dams", Geothencnique 31, No 2, pag. 261-277.

- Gazetas G., (1981), "Longitudinal Vibration of Embankment Dams", J.G.E.D, ASCE, Vol. 107, No. GT1.

- González Mireles S. (1997), "C.H. Adolfo López Mateos, Mich. Presa El Infiernillo, Reporte de Mediciones". Informe 841.01-056/97, México, D.F. CFE-GIEC.

- González Mireles S. (1997), "C.H. La Villita, Mich. Presa José Ma. Morelos, Reporte de Mediciones". Informe 841.01-057/97, México, D.F. CFE-GIEC.

- Gutenber B. y Richter C. F., (1954), "Seismicity of the Earth", Pricenton Press, Pricenton, N,J., U.S.A.

- Grover B. R., Hwang p., (1992), "Introduction to Random Signals and Apolied Kalman Filtering". Jonh Wiley & Sons. Inc.

- Hanus V. y Vanek J., (1978), "Subduction of the Cocos Plate and Deep Active Fracture Zones of México", Geofísica Internacional, Vol. 17, pp. 14-53, México, D.F.

- Hatanata M., (1955), "Fundamental Considerations on the Earthquakes Resistent Properties of the Earth Dam", Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Boletin No. 11.

- Hernández Reginaldo,. (1989), "Respuesta dinámica de Presas en boquilla Triangular", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

- Hernández Reginaldo,. (1994), "ANESSE: Programa para el análisis espectral de señales". Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

- Hernández Reginaldo,. (1998), "C.H. Lic. Adolfo López Mateos, Mich., Presa El Infiernillo, Informe de comportamiento (1985-1997), Subgerencia de Comportamiento de Estructuras, Oficina de Análisis del Comportamiento. CFE-GIEC, México D.F.

- Kagawa T., Mejia L., Seed H., Lysmer J. (1981), "TLUSH: A Computer Program for the Three-Dimensional Dinamic Analysis od the Dams", Report No. UCB/EERC-81/14, University of California, Berkeley, California.

- Lefebvre G. (1973), "Three-Dimensional Finite Element Analysis of Dams", J.S.M.F.D., ASCE, Vol. 99, No. SM7, pag. 495-507.

- León, J.L. (1979), "Análisis del comportamiento de la presa La Villita ante dos sismos. Primera etapa", Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM a la Comisión Federal de Electricidad, México, D.F.

- Lysmer J. (1973), "Modal Damping and Complex Stiffness", University of California notes, Berkeley, California.

- Lysmer J. (1978), "Analitical Procedures in Soil Dynamics, State-of-the-Art", Proc. ASCE Geotechnical Engineering and Soil Dynamics, Vol. III, pp 1267-1316, Pasadena, California.

- Magaña R. (1976), "Análisis Tridimensional Dinámico de Presas", Revista Latinoamericana de Geotecnia, No. 2, Vol. III, Caracas, Venezuela.

- Magaña R. (1983), "Fórmula Semi-empírica para Estimar la Frecuencia Fundamental de Presas de Tierra y Enrocamiento", Memorias VI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, pp 23-26.

- Magaña R., Romo M.P, (1985), "Análisis de estabilidad de la presa El Infiernillo", primera parte, Instituto de Ingeniería UNAM, Elaborado para CFE, México.

- Makdisi F., Seed H.B. (1978), "Simplified Procedure For Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced deformations", Journal of the Geotech. División, ASCE, Vol. 104, GT7, p.p. 849-867.

- Makdisi F. Kagawa T, Seed H.B. (1982), "Seismic Response of Earth in Triangular Canyons", J.G.E.D, ASCE, Vol. 108, No. GT10, pag. 265-298.

- Marsal R. J., Ramírez de Arrellano L. (1967), "Performance of El Infiernillo dam", 1963-1967, J.S.M.F.D., ASCE, Vol 93, pag. 265-288.

- Marsal, R. J. y Reséndiz, N, D. (1983), "Presas de Tierra y Enrocamiento', Editorial Limusa, México.

- Mejia L., Seed H.B., Lysmer J. (1982), "Dynamic Analysis of Earth Dams in Three Dimensions", J.G.E.D., ASCE, Vol. 108, No. GT12, pag. 1586-1604.

- Mejia L. Seed H.B. (1983), "Comparison of 2-D and 3-D Dynamic Analysis of Earth Dams", J.G.E.D, ASCE, Vol. 109, No. 11, pag. 1383-1398.

Mononabe N., Takata A., Matsumara M. (1936), "Seismic Stability of the Earth Dams, Memorias II Congreso Internacional de Grandes Presas, Washington.

Newland D.E (1983), "Vibraciones Aleatorias y Análisis Espectral", Editorial A.C., Madrid.

Newmark N.M. (1965), "Effects of Earthquakes on Dams and Embankment", Geotecnique, Vol. 15, No 2, pag 139-173.

Prince J., Chávez G., (1986) " Estudio de los pulso en los acelerogramas registrados en la corona de la Villita", Informe Proyecto 4706, Instituto de Ingeniería, Méx.

Reséndiz D., Rosenblueth E., Mendoza E. (1972), "Diseño Sísmico de Presas de Tierra y enrocamiento, Estado del Arte", Instituto de Ingeniería-UNAM, Informe interno No. 300, México.

Reséndiz, D. y Romo, M. P. (1972), "Analysis of Embankment Deformations", Proc of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Struture, Purdue, Ind., pp 817-836.

Robson J.D. (1963), "An Introduction to Random Vibration", University of Edinburgh.

Romo M.P. (1976), "Soil-Structure Interaction in a Random Seismic Environment", Dissertation Submitted in Partial Satisfaction on the Requirements for the degree of Doctor of Philosopy, University of California, Berkeley.

Romo M.P., Macedo G. (1986), "Comportamiento dinámico de la presa La Villita", Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos, Septiembre de 1986, México. D.F.

Romo M.P., Ayala G., Reséndiz D., Díaz C. (1980), "Respuesta Dinámica de las Presas El Infiernillo y La Villita", Comportamiento de las presas El Infiernillo y La Villita incluido el sismo de Marzo 14, 1979, CFE, México.

Romo M.P, Villarraga R. (1987), "PTLUSH: Programa de Elementos Finitos Tridimensionales para el Análisis Estocástico de Presas de Tierra y Enrocamiento", Informe del Instituto de Ingeniería a la Comisión Federal de Electricidad.

Romo M.P, Villarraga R. (1988), "Modelo Analítico para el Comportamiento Sísmico de la presa EL Infiernillo", Informe del Instituto de Ingeniería a la Comisión Federal de Electricidad.

Romo M.P, Villarraga R. (1989), "Modelo Teórico del comportamiento Sísmico de Presas. El Infiernillo", Serie del Instituto de Ingeniería. No. 518.

Romo M. P., Magaña R. T., Hernández R. Reginaldo, (1990), "Efecto Tridimensional en la Respuesta Sísmica de Presas", Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, San Luis Potosí, Vol II.

Romo M. P., Flores R. (1991), "Análisis de la Respuesta Sísmica de Presas de Tierra: Experiencias en México", IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Viña del Mar, Chile, pp 1257-1278.

Romo M. P., Magaña R. T., Hernández R. Reginaldo, (1992), "Comportamiento Dinámico de Presas", Reporte del Instituto de Ingeniería a la Comisión Federal de Electricidad.

Romo M. P., Magaña R. T., Hernández R. Reginaldo. (1992). "Seismic Response Analyses of El Infiernillo and La Villita dams", Volumen Marsal, México D.F.

- Sarma, S. K. (1975). "Seismic Stability of Earth Dams and Embankments", Geotechnique, Vol 25, No 4, pp 743-761.

- Schnabel, P. B., Lysmer, J. y Seed, H. B., "SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites", report No EERC72-12, University of California. Berkeley.

- Seed H. B., Martin G .R. (1966), "The Seismic Coeficient in Earth Dam Desing", J.S.M.F.D., ASCE, Vol. 92, No. SM3, pag. 25-58.

- Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1969), "Rock Motion Accelerograms For High Magnitude Earthquake", Report No EERC69-7, University of California, Berkeley.

- Seed H.B., Idriss I.M. (1969), "Influence of Soil Condition an Ground Motion During Earthquakes", J.S.M.F.D., ASCE, Vol. 95, No. SM1, pp. 99-137.

- Seed H.B., Idriss I.M. y Kiefer, F. M., (1969), "Characteristics of Rock Motion During Earthquakes", J.S.M.F.D., ASCE, Vol. 95, No. SM5.

- Seed H.B., Idriss I.M. (1970), "Soil Moduli and Damping Factor for Dynamic Response Analysis", Report No. UBC/EERC-70/10, University of California, Berkeley.

- Seed H.B. (1970), "Earth Slope Stability During Earthquakes", Earthquake Engineering, Robert Wiegel Editor, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs N.J., pag. 383-401.

- Seed, H. B., Duncan, J. M. e Idriss, I. M. (1975),"Criteria and Methods For Static and Dynamic Analysis of Earth Dams", In Criteria and Assumption for Numerical Analysis of Dams, Swansea, University College, pp 564-588.

- SRH-CFE-UNAM (1976), "Comportamiento de Presas Construidas en México", Contribución al XII Congreso Internacional de Grandes Presas, México.

- Singh M.P., Khatua T.P. (1978), "Stochastic Seismic Stability Prediction of Earth Dams", Earthquake Engineering and Soil Dynamic Especiility Conference, ASCE, Vol II, Pasadena, pag. 875-889.

- Vanmarcke E.H. (1969), "First Passage Failure and other failure Criteria in Narrow Band Random Process", A discrete approach, MTI, Dep of Civil Engrg., RR. No. R69-68.

- Villarraga R. (1987), "Respuesta Aleatoria Tridimensional de Presas de Tierra", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, División de Estudios de post-grado, UNAM, México.

- Villegas S. (1987), "Método de Perturbación Aplicada al Análisis Dinámico Estocástico de Sistemas Lineales", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.