

01163
2ej.
3

**DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA**

**RESPUESTA ALEATORIA TRIDIMENSIONAL DE PRESAS
DE TIERRA**

TESIS

**PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
MECANICA DE SUELOS**

MANUEL ROBERTO VILLARRAGA HERRERA

CIUDAD UNIVERSITARIA

OCTUBRE 1987

**TESIS CON
FALTA DE CRISIS**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE GENERAL

	Página
INDICE GENERAL.....	i
INDICE TABLAS.....	iv
INDICE FIGURAS.....	v
1. INTRODUCCION.....	1
2. ANTECEDENTES	7
2.1 Métodos deterministas.	8
2.1.1 Métodos Seudoestáticos..	9
2.1.1.1 Coeficientes Sísmicos Empíricos.....	10
2.1.1.2 Análisis de la presa como cuerpo Rígido.....	11
2.1.1.3 Análisis de la presa como un cuerpo viscoelástico - Viga de Corte.....	11
2.1.1.4 Limitaciones de los métodos seudo- estáticos.....	18
2.1.2 Métodos que evalúan deformaciones admissi- bles.....	19
2.1.3 Análisis Dinámico Seed-Lee-Idriss.....	23
2.2 Métodos Aleatorios.....	27
3. VIBRACIONES ALEATORIAS.....	31
3.1 Conceptos Generales.....	31
3.2 Respuesta de sistemas lineales a excitaciones aleatorias.....	35

	Página
3.3 Teoría del valor extremo.....	38
3.4 Relación entre Espectro de Respuesta y Espectro de Potencia.....	43
4. METODO DE ANALISIS..	46
4.1 Introducción.....	46
4.2 Ecuación de Movimiento.....	48
4.3 Método de la Respuesta Compleja.....	49
4.4 Esquema de Interpolación.....	51
4.5 Respuesta aleatoria del sistema.....	54
4.6 Cálculo del número de ciclos equivalentes.....	56
4.7 Método lineal equivalente.....	59
5. EVALUACION DEL METODO DE ANALISIS.....	60
5.1 Introducción.....	60
5.2 Análisis realizados.....	61
5.2.1 Estrato Homogéneo de suelo.....	61
5.2.2 Presa ejemplo.....	64
5.2.3 Presa de Infiernillo.....	66
5.3 Comparación funciones de transferencia - Esquema de interpolación.....	67
5.4 Influencia de la forma de la función de transferencia.....	69
5.5 Influencia de la forma del espectro de potencia de la respuesta.....	71
5.6 Influencia del contenido frecuencial de la excitación.....	73
5.7 Conclusiones.....	74
6. ANALISIS DINAMICO DE LA PRESA EL INFIERNILLO.....	77
6.1 Descripción de la presa.....	77
6.2 Sismicidad de la zona.....	79

	Página
6.3 Efecto de los sismos en la presa de El Infiernillo.....	79
6.4 Analisis de los registros.....	82
6.5 Analisis Dinámico.....	90
6.5.1 Introducción.....	90
6.5.2 Analisis Estático.....	90
6.5.3 Determinación de las propiedades dinámicas.....	91
6.5.4 Selección de las Excitaciones.....	93
6.5.5 Determinación de la respuesta dinámica de la presa.....	96
6.5.5.1 Sismos registrados.....	97
a - Sismo del 11 de Abril, 1966	97
b - Sismo del 14 de Marzo, 1979	100
c - Sismo del 19 de Septiembre, 1985	103
6.5.5.2 Características dinámicas de la presa El Infiernillo	103
6.5.5.3 Analisis con el sismo promedio	106
6.6 Conclusiones.....	108
 7. CONCLUSIONES.....	 112
 8. REFERENCIAS.....	 117
 TABLAS.....	 126
 FIGURAS.....	 134

INDICE DE TABLAS

	Página
TABLA 1.1 Sismos presa El Infiernillo.....	126
TABLA 5.1 Comparación PTLUSH - TLUSH Estrato homogéneo Sismos generados.....	127
TABLA 5.2 Comparación resultados probabilistas con deterministas - Estrato Homogéneo- Sismo # 8.....	128
TABLA 6.1 Número de sismos registrados en la cercanía de la presa El Infiernillo.....	129
TABLA 6.2 Características de los sismo más importantes de la presa El Infiernillo.....	130
TABLA 6.3 Desplazamientos registrados en la presa El Infiernillo en el periodo 1969-1985.....	131
TABLA 6.4 Presa El Infiernillo - Características gene- rales de los sismos registrados.....	132
TABLA 6.5 Presa El Infiernillo - Propiedades estáti- cas empleadas en los análisis con elementos' finitos.....	133

INDICE DE FIGURAS

	Página
FIGURA 1.1 Espectro de Respuesta y de Potencia normalizados Componente transversal de sismos registrados en la presa El Infiernillo.....	135
FIGURA 1.2 Esquema del método de análisis para presas de tierra.....	136
FIGURA 2.1 Método Seudoestático.....	137
FIGURA 2.2 Teoría Viga de Corte unidimensional.....	137
FIGURA 2.3 Variación de $\phi(y)$ con la relación (y / H) para los tres primeros modos de vibración...	138
FIGURA 2.4 Método de Hatanaka.....	138
FIGURA 2.5 Concepto del coeficiente sísmico promedio k_{av}	139
FIGURA 2.6 Superficie de falla simplificada como cuña triangular.....	139
FIGURA 2.7 Comparación coeficientes sísmicos de acuerdo con diferentes criterios.....	139
FIGURA 2.8 Método de Newmark. Cálculo de los desplazamientos por doble integración.....	140
FIGURA 2.9 Desplazamientos para sismos normalizados....	140
FIGURA 2.10 Desplazamientos para todos los sismos normalizados.....	141
FIGURA 2.11 Variación de los desplazamientos adimensionales con K_c/K_m	142

FIGURA	2.12	Variación de la relación de aceleración máxima con la profundidad de la superficie de falla	142
FIGURA	2.13	Variación de la aceleración de relajación con los desplazamientos normalizados.....	143
FIGURA	2.14	Descripción de la excitación en la base.....	143
FIGURA	2.15	Resultados de Gazetas et al (1981).....	144
FIGURA	3.1	Proceso aleatorio.....	145
FIGURA	3.2	Historia en el tiempo, función de autocorrelación y espectro de potencia para diferentes procesos aleatorios.....	146
FIGURA	3.3	Relación entre σ_y^2, el factor pico γ_{sp} y la respuesta máxima para un tiempo s.....	147
FIGURA	3.4	Cálculo de σ_y^2 de la respuesta de un sistema de un grado de libertad.....	147
FIGURA	4.1	Modelo tridimensional de elementos finitos de una presa de tierra.....	148
FIGURA	4.2	Cálculo de la historia equivalente uniforme de esfuerzo de corte.....	148
FIGURA	4.3	Pulso uniforme senoidal.....	149
FIGURA	4.4	Curvas promedio de variación del módulo de corte y el amortiguamiento.....	149
FIGURA	5.1	Malla estrato homogéneo de suelo.....	150
FIGURA	5.2	Espectro promedio de respuesta de 30 sismos generados.....	150
FIGURA	5.3	Comparación espectros de respuesta PTLUSH vs TLUSH promedio.....	151
FIGURA	5.4	Comparación espectro de potencia - Superficie (punto 02) Estrato Homogéneo.....	152
FIGURA	5.5	Variación de la función de transferencia con el amortiguamiento - Superficie (Punto 02) Estrato homogéneo.....	153

FIGURA	5.6	Comparación espectros de respuesta - Superficie (punto 02) Estrato Homogéneo.....	154
FIGURA	5.7	Malla presa ejemplo.....	155
FIGURA	5.8	Espectros de respuesta y de potencia sismos excitación presa ejemplo.....	156
FIGURA	5.9	Funciones de amplificación presa ejemplo....	157
FIGURA	5.10	Comparación espectros de respuesta - Presa ejemplo - Sismo generado # 8.....	158
FIGURA	5.11	Distribución de aceleraciones máximas - Presa ejemplo amort. 5% - Sismo # 8.....	159
FIGURA	5.12	Distribución de deformaciones de corte máximas Presa ejemplo amort. 5% - Sismo # 8.....	160
FIGURA	5.13	Distribución de deformaciones de corte máximas Presa ejemplo amort. 15% - Sismo # 8.....	161
FIGURA	5.14	Comparación espectros de respuesta - Presa ejemplo - Sismo Infiernillo -66.....	162
FIGURA	5.15	Distribución de aceleraciones máximas - Presa ejemplo amort. 5% - Sismo Infiernillo 66.....	163
FIGURA	5.16	Distribución de deformaciones de corte máximas Presa ejemplo amort. 5% - Sismo Infiernillo 66.....	164
FIGURA	5.17	Distribución de deformaciones de corte máximas Presa ejemplo amort. 15% - Sismo Infiernillo 66.....	165
FIGURA	5.18	Comparación espectros de respuesta - Presa ejemplo - Sismo Villita oct/75.....	166
FIGURA	5.19	Distribución de aceleraciones máximas - Presa ejemplo amort. 5% - Sismo Villita 75..	167

FIGURA	5.20	Distribución de deformaciones de corte máximas Presa ejemplo amort. 5% - Sismo Villita 75	168
FIGURA	5.21	Distribución de deformaciones de corte máximas Presa ejemplo amort. 15% - Sismo Villita 75.....	169
FIGURA	5.22	Presa El Infiernillo - Comparación espectros de respuesta de aceleración Sismo abril 11/66.....	170
FIGURA	5.23	Presa El Infiernillo - Comparación espectros de respuesta de aceleración Sismo marzo 14/79.....	171
FIGURA	5.24	Estrato homogéneo - Comparación funciones de transferencia.....	172
FIGURA	5.25	Comparación esquemas de interpolación.....	173
FIGURA	5.26	Calculo del ancho de banda equivalente $\Delta\omega$...	174
FIGURA	5.27	Diferencia entre las aceleraciones máximas probabilistas y deterministas.....	174
FIGURA	6.1	Sección máxima presa El Infiernillo.....	175
FIGURA	6.2	Geometría y geología Cañón presa El Infiernillo.....	175
FIGURA	6.3	Instrumentación presa El Infiernillo.....	176
FIGURA	6.4	localización epicentros sismos analizados...	176
FIGURA	6.5	Espectros de potencia normalizados. En roca.	177
FIGURA	6.6	Espectros de potencia normalizados. Nivel 120.....	178
FIGURA	6.7	Espectros de potencia normalizados. Nivel 180.....	179
FIGURA	6.8	Espectros de potencia medios normalizados...	180
FIGURA	6.9	Función de transferencia normalizada. Nivel 120 - Roca.....	181
FIGURA	6.10	Función de transferencia normalizada. Nivel 180 - Roca.....	182

FIGURA 6.11	Función de transferencia media.....	183
FIGURA 6.12	Malla de elementos finitos Presa El Infiernillo.....	184
FIGURA 6.13	Sección transversal - Distribución de propiedades dinámicas - Sismo abril 11 de 1966.....	185
FIGURA 6.14	Presa El Infiernillo Sismo abril 11/66 PTLUSH.....	186
FIGURA 6.15	Presa El Infiernillo Sismo abril 11/66 PTLUSH - Nivel 180 (pt 01).....	187
FIGURA 6.16	Presa El Infiernillo Sismo abril 11/66 PTLUSH - Nivel 120 (pt 198).....	188
FIGURA 6.17	Presa El Infiernillo Sismo abril 11/66 TLUSH - Nivel 180 (pt 01).....	189
FIGURA 6.18	Presa El Infiernillo Sismo abril 11/66 TLUSH - Nivel 120 (pt 198).....	190
FIGURA 6.19	Variación función de transferencia. Sismo abril 11/66.....	191
FIGURA 6.20	Variación función de transferencia. Sismo abril 11/66 - Nivel 120.....	192
FIGURA 6.21	Sección transversal - Deformaciones máximas Sismo abril 11/66.....	193
FIGURA 6.22	Sección transversal - Distribución de propiedades dinámicas - Sismo marzo 14 de 1979.....	194
FIGURA 6.23	Presa El Infiernillo Sismo marzo 14/79 PTLUSH.....	195
FIGURA 6.24	Presa El Infiernillo Sismo marzo 14/79 PTLUSH - Nivel 180 (pt 01).....	196
FIGURA 6.25	Presa El Infiernillo Sismo marzo 14/79 TLUSH - Nivel 180 (pt 01).....	197
FIGURA 6.26	Variación función de transferencia. Sismo marzo 14/79.....	198

FIGURA .6.27	Variación función de transferencia. Sismo marzo 14/79 - Nivel 120.....	199
FIGURA 6.28	Sección transversal - Deformaciones máximas Sismo marzo 14/79.....	200
FIGURA 6.29	Presa El Infiernillo Sismo sept. 19/85 PTLUSH.....	201
FIGURA 6.30	Presa El Infiernillo Sismo sept. 19/85 PTLUSH - Nivel 180 (pt 01).....	202
FIGURA 6.31	Variación propiedades dinámicas vs γ - Núcleo.....	203
FIGURA 6.32	Variación propiedades dinámicas vs γ - Filtros.....	204
FIGURA 6.33	Variación propiedades dinámicas vs γ - Enrocado compacto central.....	205
FIGURA 6.34	Variación propiedades dinámicas vs γ - Enrocado compacto.....	206
FIGURA 6.35	Variación propiedades dinámicas vs γ - Enrocado a volteo.....	207
FIGURA 6.36	Sección transversal - Distribución de propiedades dinámicas - Sismo Promedio.....	208
FIGURA 6.37	Función de transferencia - Sismo Promedio...	209
FIGURA 6.38	Presa El Infiernillo - Nivel 180 - Sismo Promedio.....	210
FIGURA 6.39	Presa El Infiernillo - Nivel 120 - Sismo Promedio.....	211
FIGURA 6.40	Sección transversal - Deformaciones máximas Sismo Promedio.....	212

1 INTRODUCCION

La necesidad de construir grandes presas en zonas de alta sismicidad , así como los problemas y fallas que se han presentado en presas sometidas a solicitaciones sísmicas como son: la presa Sheffield que falló durante el sismo de Santa Bárbara de 1925, la presa de Hebgen que presentó graves problemas en 1959, las presas Superior e Inferior de San Fernando dañadas en el sismo de 1971 en California y la presa para desechos Mochi-Koshi en Japón fallada durante el sismo Izu-Oshima en 1979, han justificado una reevaluación de los criterios de diseño sísmico de presas de tierra y el desarrollo de métodos de análisis más sofisticados que permitan representar de una forma más realista los diferentes aspectos que involucra el comportamiento dinámico de una presa como son : la geometría y distribución de los materiales, el comportamiento no lineal de los materiales y las características de la excitación.

Como se verá en el capítulo siguiente, se han desarrollado diferentes métodos de análisis en los cuales se realizan grandes simplificaciones en la geometría y las propiedades de los materiales de la presa, así como en la forma de tener en cuenta la excitación, la cual generalmente se considera como un evento determinista. Sólo hasta la década de los 70 Seed-Lee-Idriss propusieron un método completo que permite tener en cuenta estos diferentes aspectos. Este fue adoptado posteriormente por el "United States Bureau of Reclamation" (U.S.B.R., 1976) como recomendación de diseño.

Este método consiste básicamente en utilizar el método de los elementos finitos para modelar el prototipo; las características de los materiales constitutivos se obtienen de pruebas de laboratorio estáticas y dinámicas sobre muestras representativas. En general, estos análisis son bidimensionales y el U.S.B.R. sólo recomienda el empleo de análisis tridimensionales en el caso de presas en cañones con una relación largo-alto inferior a 2.5. Sin embargo, primero Hatanaka (1955) y luego Ambraseys (1960) demostraron que en presas en cañones rectangulares con una relación inferior a 4 la influencia de los estribos en la respuesta de la presa es importante. Posteriormente, Makdisi et al (1982) y Mejía (1982,1983) concluyeron que para presas en cañones triangulares con relaciones inferiores a 6 empiezan a haber diferencias significativas entre los resultados de análisis bidimensionales y tridimensionales, no sólo en cuanto a los periodos fundamentales de vibración sino también en cuanto a la distribución de aceleraciones, esfuerzos y deformaciones en el cuerpo de la presa. De tal forma que Mejía (1982) considera que los análisis bidimensionales no son apropiados para el diseño anti-sísmico de presas en cañones angostos.

Por otra parte, este método requiere de la selección de un sismo de diseño que represente aquél que tiene la máxima probabilidad de ocurrencia en un periodo de retorno determinado. Generalmente este sismo se representa en términos de un espectro de respuesta suavizado cuyas características se determinan a partir de estudios de riesgo sísmico que consideran las condiciones geológicas y tectónicas de la región donde se proyecta construir la presa.

Debido a que este método considera la excitación como una

variable determinista, una vez caracterizado el sismo se busca un acelerograma que se ajuste al espectro de respuesta suavizado propuesto. Para obtener este acelerograma existen varias técnicas como son:

- A partir de un sismo registrado en roca o deconvolucionando uno registrado en la superficie del terreno se puede obtener un acelerograma que se ajuste al de diseño, variando su contenido frecuencial o el valor de sus amplitudes.
- Generación de sismos sintéticos a partir del espectro de diseño empleando técnicas como las propuestas por Seanel y Sacho (1974) y Gasparini (1975) en las cuales se considera el sismo como una sumatoria de funciones periódicas de la forma :

$$X(t) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \text{sen}(w_n t + \phi) \quad (1.1)$$

donde : A_n amplitud de la onda
 w_n frecuencia n-ésima
 t tiempo
 ϕ ángulo de fase aleatorio con distribución uniforme $-\pi \leq \phi \leq \pi$.

Si se fija un arreglo de amplitudes y se varía en forma aleatoria el valor de los ángulos de fase es posible obtener movimientos con la misma apariencia general pero en detalle diferentes.

Romo (1977) discute los inconvenientes que presenta la utilización de los sismos obtenidos con estas técnicas como excitación dinámica. Se pueden resumir en:

- El contenido frecuencial en cada sismo generado varía y generalmente el rango de frecuencias del espectro de

diseño no puede ser completamente representado.

- Un sismo generado a partir de un espectro de diseño con un amortiguamiento espectral dado, no tiene un ajuste apropiado con los espectros de diseño para amortiguamientos diferentes a aquel para el cual fue generado.
- Debido a las diferencias en los ángulos de fase que presentan cada uno de los sismos generados con cualquier procedimiento, la respuesta de la presa a cada uno de ellos va a ser diferente. Lo cual implicaría, para fines de diseño, analizar la presa para varias excitaciones sintéticas y hacer un estudio estadístico de la respuesta. Evidentemente este proceso sería muy costoso.

Por otra parte, es bien sabido que los sismos son aleatorios por naturaleza. En la Fig 1.1 se presentan los espectros de respuesta de aceleración (para un amortiguamiento del 5%) y las funciones espectrales normalizadas para las componentes transversales de tres sismos registrados en la presa del Infiernillo que tiene una energía similar, representada como la raíz media cuadrada (r.m.s.) en roca, ver Tabla 1.1. De estas curvas se observa que el contenido frecuencial y la magnitud de las amplitudes espectrales de los sismos en roca presentan fuertes variaciones y por lo tanto con un sólo acelerograma difícilmente se podría representar el efecto producido en la presa por los tres sismos. En los registros para los niveles 120 y 180 se nota el efecto de filtrado que ejerce la presa sobre la excitación y se distinguen unas frecuencias predominantes, aunque de todas formas hay variaciones en el contenido frecuencial y en las amplitudes.

Debido a esta característica de los sismos, la teoría de las vibraciones aleatorias representa una muy buena alternativa para el análisis de estructuras de tierra sujetas a acciones

sismicas.

En este trabajo, se presenta un método de análisis basado en la teoría de vibraciones aleatorias que pretende superar estas deficiencias mostradas por los métodos existentes para el análisis sísmico de presas de tierra y enrocamiento. Se emplea una aproximación en el dominio de la frecuencia en el cual el sismo se define como un proceso estocástico estacionario, representado por una función espectral media. Para calcular las funciones de transferencia se discretiza la presa mediante elementos finitos tridimensionales y se emplea una aproximación seccionalmente continua para modelar las características no lineales de los suelos que integran la cortina.

En la Fig 1.2 se presenta en forma esquemática el método de análisis propuesto que incluye los siguientes pasos:

- Caracterizar el sismo de diseño en términos del espectro de respuesta medio y los niveles de incertidumbre en los cuales puede variar. Se considera que está aplicado en la base rígida.
- Calcular con teoría del valor extremo el espectro de potencia correspondiente al espectro de respuesta medio de la excitación.
- Por medio del método de los elementos finitos determinar la función de transferencia compleja.
- Con el espectro de potencia de la excitación y la función de transferencia compleja se calculan los espectros de potencia de la respuesta en los puntos deseados, utilizando teoría de vibraciones aleatorias.
- A partir de los espectros de potencia calculados en el paso anterior, se pueden determinar los espectros de respuesta de salida y los valores máximos de aceleraciones, esfuerzos y deformaciones para los

niveles de incertidumbre compatibles con los que el sismo de diseño fue especificado.

Para este método de análisis se desarrolló un programa de elementos finitos tridimensionales, PTLUSH, el cual se basa en los programas TLUSH (Kagawa et al, 1981) y PLUSH (Romo et al, 1977).

Empleando este método se analizó la respuesta dinámica de la presa del Infiernillo ante varios sismos de diferentes magnitudes, que seguramente indujeron diferentes niveles de deformación en la cortina. Esto permite plantear el problema de análisis sísmico como uno de identificación de parámetros con el fin de establecer un modelo del comportamiento dinámico de los materiales constitutivos de la presa, de tal manera que la respuesta de la presa ante varios sismos se reproduzca aceptablemente utilizando estas propiedades y el procedimiento de análisis basado en el método del elemento finito desarrollado.

2 ANTECEDENTES

La respuesta de una presa de tierra ante una sollicitación sísmica es muy compleja y los diferentes métodos de análisis que se han propuesto tan sólo tienen en cuenta algunos aspectos de su comportamiento.

Con excepción de los trabajos de Gazetas et al (1981), quienes consideran el sismo como una vibración aleatoria definida con un espectro de potencia, y los realizados por Singh y Khatua(1978) quienes utilizan un análisis lineal iterativo empleando linealización estocástica, la mayoría de los métodos propuestos consideran al sismo como una variable determinista, bien sea en términos de coeficientes sísmicos o de una excitación, dada como un espectro de respuesta o como un acelerograma.

Los métodos de análisis de presas de tierra se pueden dividir en deterministas o probabilistas de acuerdo cómo consideren la excitación.

Se podría hacer la misma clasificación teniendo en cuenta cómo se consideren las propiedades dinámicas de los materiales de la presa, ya que de acuerdo con Romo y Carels (1983), a pesar del estricto control que se pueda tener en la colocación de los materiales de la presa existe una variación espacial aleatoria de sus propiedades mecánicas y dinámicas. La incertidumbre acerca de las propiedades debida

a esta variación espacial se hace mayor si se tiene en cuenta que con los métodos y equipos de laboratorio actuales los resultados obtenidos en la determinación de dichas propiedades están afectados por gran cantidad de factores técnicos y humanos. Sin embargo, esta posible clasificación no se tiene en cuenta en este trabajo.

2.1 METODOS DETERMINISTAS

Dentro de esta clasificación se encuentran aquellos métodos que consideran al sismo como una variable determinista. Se pueden distinguir dos grandes grupos, que presentan diferentes tendencias:

- Métodos que definen para el análisis un coeficiente sísmico y realizan un estudio de estabilidad de los taludes de la presa basado en equilibrio límite para determinar un factor de seguridad, el cual es aceptable, en general, si es mayor que uno (1.0).
- Métodos que permiten que el factor de seguridad sea menor que uno (1.0) durante algunos pequeños intervalos del sismo, y se abocan a la determinación de los desplazamientos acumulados a lo largo de una superficie potencial de falla. Están basados en el método propuesto por Newmark (1965).

Sin embargo, estas dos tendencias no son extremas y, por el contrario, en algunos métodos se emplean los coeficientes sísmicos para calcular las deformaciones admisibles.

Por otra parte, se tiene un método más completo propuesto por Seed-Lee-Idriss (1973) que considera adecuadamente la configuración de la presa, así como el comportamiento de los

materiales. Este procedimiento incluye análisis estáticos y dinámicos con el método de los elementos finitos. Debido al rápido avance en las técnicas de computación y de los métodos numéricos, este método ha tenido un gran desarrollo en los últimos años.

2.1.1 METODOS SEUDOESTATICOS

Estos se basan en el método inicialmente propuesto por Terzaghi, quien propuso representar el efecto del sismo sobre una masa potencial de deslizamiento con una fuerza horizontal estática equivalente, que actúa en su centro de gravedad y es igual al producto de un coeficiente sísmico, n_g , por el peso de la masa potencial de deslizamiento. (Ver Fig 2.1). Esta fuerza produce un incremento en el momento de rotación alrededor del eje O y disminuye el factor de seguridad dado por:

$$G_s = \frac{s R}{W(A + Bn_g)} \quad (2.1)$$

donde

- s Resistencia al corte de suelo
- R Radio de la superficie de falla analizada.
- W Peso de la masa de suelo deslizante.
- A,B Ver Fig 2.1
- n_g Coeficiente Sísmico

Un factor de seguridad menor que uno (1.0) indicaría que se puede producir un deslizamiento, pero Terzaghi reconoce que un talud puede ser estable aún para factores de seguridad menores de uno y puede fallar para mayores de uno, dependiendo de las características esfuerzo-deformación dinámicas de los materiales que conforman la presa.

En este método también se puede aplicar el análisis de estabilidad de taludes considerando la masa deslizante dividida en dovelas o tajadas como lo propone Janbu o Bishop. En este caso la fuerza horizontal se aplica en el centro de gravedad de cada dovela.

Uno de los principales problemas de este análisis es la selección apropiada de los coeficientes sísmicos. Con este fin, se han propuesto diferentes alternativas que varían desde el uso de coeficientes empíricos hasta el modelado de la presa como un cuerpo viscoelástico.

2.1.1.1 COEFICIENTES SISMICOS EMPIRICOS.

Terzaghi consideró que los coeficientes sísmicos dependen de la intensidad del sismo y de acuerdo con Freeman (1932) llegó a los siguientes valores aproximados:

- Sismo fuerte IX en la escala de Rossi-Forel $n_g = 0.1$
- Sismo violento y destructor. X en la escala de Rossi-Forel $n_g = 0.25$
- Sismo catastrófico $n_g = 0.50$

Sin embargo, el uso de estos coeficientes no ha sido muy amplio, por ejemplo, en los Estados Unidos los valores usados generalmente varían entre 0.05 y 0.15. Para la zona de California, que se caracteriza por su alta sismicidad, se recomienda 0.15. Para el Japón varían entre 0.12 y 0.25, dependiendo de la localización, tipo de cimentación y de los posibles efectos aguas abajo que pueda causar la falla de la presa.

2.1.1.2 ANALISIS DE LA PRESA COMO CUERPO RIGIDO

En general, en el método pseudo-estático, la presa se considera como un cuerpo rígido, es decir, la aceleración es uniforme a través de toda la sección de la presa e igual a la aceleración en la base durante todo el sismo y por lo tanto el coeficiente sísmico de diseño es igual a la aceleración máxima del sismo.

Este método es demasiado simplista y se ha comprobado mediante pruebas de campo que aún para presas en cañones muy estrechos, en las que se podría llegar a pensar que tienen una respuesta como cuerpo rígido, el comportamiento de la presa es como el de un cuerpo flexible. Además, suponer que la aceleración máxima del sismo actúa durante toda la duración del sismo no es realista, ya que esta actuará sólo durante un corto período y por lo tanto las deformaciones inducidas serán menores.

Versiones más recientes del método pseudo-estático consideran a la presa como un cuerpo flexible y se incorpora una variación (vertical) del coeficiente sísmico, la cual se calcula usualmente con viga de cortante.

2.1.1.3 ANALISIS DE LA PRESA COMO UN CUERPO VISCOELASTICO - VIGA DE CORTE.

La presa se modela como una serie de delgadas tajadas horizontales unidas por resortes de cortante elásticos y con mecanismos de amortiguamiento (Fig 2.2) y se analiza la respuesta para diferentes niveles de la presa sometida a un

movimiento uniformemente distribuido en su base.

Los primeros trabajos de este tipo fueron realizados por Mononobe, Takata y Matamura (1936), quienes idealizaron la presa como un viga triangular sometida a corte con las siguientes suposiciones:

- Presa infinitamente larga de sección simétrica triangular que descansa sobre una cimentación rígida.
- Presa homogénea constituida por un material elástico lineal con módulo y densidad constantes.
- La relación largo-alto de la presa es suficientemente grande para que se puedan despreciar las deformaciones por flexión y sólo se consideren las de corte.
- El esfuerzo de corte es uniforme en cualquier plano horizontal.
- No se tiene en cuenta efecto del embalse.

Debido a que los materiales del modelo son lineales elásticos es aplicable el principio de superposición, es decir, que la respuesta total de la presa es igual a la suma de la respuesta para cada modo considerado por separado. La aceleración absoluta para una altura y , de la presa para un tiempo t , durante el sismo está dada por:

$$U_a(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} U_{a_n}(y,t) \quad (2.2)$$

donde U_{a_n} es la aceleración para el modo n y está dada por:

$$U_{a_n}(y,t) = \omega_n \phi_n(y) V_n(t) \quad (2.3)$$

siendo

$$\omega_n = \frac{\beta_n}{h} \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

$$\phi_n(y) = \frac{2J_0\left(\beta_n \frac{y}{h}\right)}{\beta_n J_1(\beta_n)}$$

$$V_n(t) = \int_0^t u_g e^{-\zeta_n \omega_n (t-\tau)} \text{sen}(\omega_n (t-\tau)) d\tau$$

en las cuales:

- β_n Parámetros que definen el modo de vibración como por ejemplo $\beta_1 = 2.402$, $\beta_2 = 5.52$
- J_0 Función de Bessel de primer grado y orden cero
- G Módulo de corte del material.
- ρ Densidad del material.
- ζ_n Relación de amortiguamiento del modo n
- ω_n Frecuencia de vibración del modo n
- ϕ_n Configuración del modo n , que es función de y/h como los mostrados en la Fig 2.3.
- $V_n(t)$ Integral de Duhamel o de convolución. Su valor máximo corresponde a la respuesta máxima (S_v) del sistema con frecuencia ω_n y amortiguamiento ζ_n .

La aceleración máxima espectral para cada modo está dada por:

$$\left[u_{a_n}(y) \right]_{\max} = \omega_n \phi_n(y) S_v$$

Puesto que la pseudo-aceleración espectral (S_a) se puede calcular como $S_a = \omega_n S_v$, la aceleración máxima espectral se puede evaluar, también, usando la siguiente ecuación:

$$\left[U_{a_n}(\gamma) \right]_{\max} = \phi_n(\gamma) S_a \quad (2.4)$$

Conocidas las aceleraciones máximas espectrales para cada modo de vibración es posible evaluar la distribución de la aceleración máximas en la presa. Una de las expresiones propuestas es:

$$\left[U_a(\gamma) \right]_{\max} = \sum_{n=1}^{\infty} \left[U_{a_n}(\gamma) \right]_{\max} \quad (2.5)$$

la cual es conservadora ya que la aceleración máxima para el nivel γ , no ocurre al mismo tiempo para todos los modos, Roséndiz et al (1978). Rosenblueth y Esteve (1966) a partir de estudios probabilistas proponen usar la siguiente expresión:

$$\left[U_a(\gamma) \right]_{\max} = \left[\sum_{n=1}^{\infty} (\phi_n(\gamma) S_a)^2 \right]^{0.5} \quad (2.6)$$

que representa la raíz cuadrada del valor medio cuadrático de las pseudo-aceleraciones espectrales.

Las fuerzas de inercia inducidas por el sismo también se pueden expresar en términos de coeficientes sísmicos como una función de las distribuciones de aceleración de la forma:

$$k(\gamma, t) = U_a(\gamma, t) / g \quad (2.7)$$

Para obtener el coeficiente sísmico de diseño Ambraseys (1960) propuso utilizar una de las siguientes opciones:

- Considerar que la respuesta de la presa está

influenciada principalmente por los cuatro primeros modos de vibración y el coeficiente sísmico está dado por:

$$\bar{k}(\nu) = \left[\sum_{n=1}^{n=4} \left(k_n(\nu) \right)^2 \right]^{0.5} \quad (2.8)$$

- El coeficiente sísmico para una profundidad cualquiera es igual al valor máximo de las configuraciones modales para este nivel.

$$k(\nu) = \left[k_n(\nu) \right]_{\max} \quad (2.9)$$

Para tener en cuenta el efecto de las restricciones laterales en el comportamiento de la presa, Hatanaka (1955) analizó un prisma triangular elástico en un cañón rectangular en el que determinó la variación de la respuesta horizontal a lo largo y alto de la presa. Encontró que cuando la longitud de la presa es 4 veces mayor que su altura, el efecto de las restricciones laterales en las frecuencias naturales de vibración y en la magnitud de la respuesta de la sección central de la presa es despreciable y por lo tanto el análisis unidimensional de viga de cortante es apropiado.

El método propuesto por este autor sólo considera la influencia del primer modo de vibración en el comportamiento de la presa, y emplea las gráficas mostradas en la Fig 2.4. La aceleración máxima en la cresta de la presa se obtiene con el espectro de respuesta mostrado en la Fig 2.4 a, la variación de la aceleración con la profundidad es igual a la configuración del primer modo de vibración, Fig 2.4 b, y para tener en cuenta las restricciones laterales propone las reducciones senoidales mostradas en la Fig 2.4 c.

Seed y Martin (1966) introducen el concepto del coeficiente sísmico promedio, k_{av} , el cual da una relación entre la fuerza lateral que actúa en una superficie potencial de deslizamiento y su peso, W . Si se conoce la distribución de aceleraciones en el cuerpo de la presa para cada instante, t , durante todo el sismo (Fig 2.5) se puede evaluar la fuerza lateral como:

$$F = \sum m(y)U_a(y) \quad (2.10)$$

expresión en la cual:

$$\begin{aligned} m(y) &= \text{Masa de la dovela} \\ U_a(y) &= \text{Aceleración absoluta en el nivel } y \end{aligned}$$

y el coeficiente sísmico promedio por medio de la expresión

$$k_{av} = \frac{F}{W} = \frac{1}{W} \sum m(y)U_a(y) \quad (2.11)$$

Con el objeto de simplificar el problema, se considera que la superficie de falla es en forma de cuña con base horizontal, como las mostradas en la Fig 2.6, obteniendo que el coeficiente sísmico es independiente del ancho de la cuña analizada y está dado por:

$$k_{av}(t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4 V_n J_1\left(\beta_n \frac{y}{h}\right)}{g y \beta_n J_1(\beta_n)} V_n(t) \quad (2.12)$$

Expresión con la cual se obtiene la historia del coeficiente sísmico para una superficie de deslizamiento y se puede obtener un coeficiente sísmico equivalente, k_{eq} .

Estos autores emplearon este método para determinar la

influencia de la altura, la rigidez de los materiales de la presa y la profundidad de la superficie de falla. Usaron el sismo de El Centro como excitación, un amortiguamiento del 20% para todos los modos de vibración y sólo tuvieron en cuenta los primeros 6 modos. Concluyendo que:

- k_{eq} aumenta al incrementar la elevación de la superficie de deslizamiento.
- k_{eq} disminuye al aumentar la altura de la presa.
- Para una presa con una altura determinada, k_{eq} disminuye si los materiales que la constituyen son más flexibles, esto se debe a la influencia que la rigidez tiene en las frecuencias naturales.

En general, todos los análisis que consideran la presa como una viga de corte presentan las siguientes limitaciones:

- Se supone que la respuesta está controlada sólo por deformaciones de corte debidas a la excitación horizontal, sin embargo, este movimiento además induce deformaciones horizontales y verticales de tensión y compresión que tienen gran contribución en el estado de esfuerzos de la presa.
- En general, no se consideran los efectos de la componente vertical de los sismos.
- Al considerar una deformación elástica del suelo se supone que la energía se disipa por amortiguamiento viscoso. Al no tener en cuenta el comportamiento inelástico del material que constituye la presa, en realidad se puede subestimar el amortiguamiento histerético de los materiales y, por lo tanto, la capacidad de disipar energía.

2.1.1.4 LIMITACIONES DE LOS METODOS SEUDOESTATICOS.

Como se mostró anteriormente, existen gran cantidad de métodos para la selección de los coeficientes sísmicos, algunos de los cuales no son el resultado de ningún análisis riguroso sino corresponden a valores arbitrarios. En la Fig 2.7 se presentan los resultados de un análisis realizado por Seed y Martin en el cual se comparan los coeficientes sísmicos obtenidos por diferentes criterios para una presa hipotética de 300 pies de altura, con una velocidad de onda de corte promedio de 100 pies/s, excitada con la componente N-S del sismo de El Centro. De esta se concluye que hay una gran diferencia en los coeficientes a que se llega empleando uno u otro método, lo cual viene a ser una seria limitación para el empleo de este tipo de análisis.

Además, como lo reconoce Terzaghi, un factor de seguridad mayor que uno (1.0) no garantiza que el talud sea estable, como se pudo comprobar con la falla de las presas Superior e Inferior de San Fernando durante el sismo de 1971, en las cuales se obtuvieron factores de seguridad de 1.3 y de 2 a 2.5 para la Inferior y Superior, respectivamente, usando un n_g de 0.15, correspondiente al recomendado para la zona de California.

De acuerdo con Seed (1979) el uso del método pseudoestático no se recomienda para presas construidas con materiales susceptibles a inestabilidad como es el caso de materiales arcillosos sensitivos que puedan sufrir pérdidas de resistencia de más del 15% durante carga cíclica o arenas sueltas o poco densas que pueden sufrir incrementos en la presión de poro durante un sismo y por lo tanto pérdidas de resistencia que pueden llegar a ser del 100%.

2.1.2 METODOS QUE EVALUAN DEFORMACIONES ADMISIBLES.

Estos métodos consideran que el factor de seguridad puede llegar a ser menor que uno (1.0) durante algunos instantes del sismo y revisan la estabilidad de la presa teniendo en cuenta la magnitud de las deformaciones inducidas.

El Profesor Newmark (1965) fue quien primero presentó un método para la evaluación de las deformaciones potenciales de una presa durante un sismo. En él se evalúan los movimientos que se pueden presentar en una masa deslizando, considerada como un cuerpo rígido, a lo largo de una superficie de deslizamiento. La resistencia al corte se supone esencialmente rígido-plástica, es decir, no se producen movimientos hasta que una resistencia de fluencia es superada. El definió la aceleración de fluencia como aquella que aplicada en el centro de gravedad de la masa deslizando produce fuerzas inerciales suficientes para superar la resistencia a lo largo de la superficie de deslizamiento. En otras palabras, es la aceleración para la cual el factor de seguridad contra deslizamiento es unitario.

En la Fig 2.8 se presenta en forma esquemática el método. La masa deslizando se representa por el bloque rígido que se desliza sobre un plano inclinado, el cálculo de los desplazamientos se realiza por doble integración del acelerograma cuando la aceleración es superior a la de fluencia definida anteriormente.

Con el fin de proponer un método simplificado para determinar los desplazamientos que sufre una presa durante

un sismo, Newmark analizó un bloque rígido sobre un plano inclinado usando cuatro sismos de la Costa Occidental de los Estados Unidos, normalizados para una aceleración máxima de 0.5 g y una velocidad de 30 pies/s. El procedimiento consideró casos en que la resistencia al corte es simétrica o asimétrica (Fig 2.9). Posteriormente Franklin (1979) realizó un análisis similar pero con un número mayor de sismos, Fig 2.10.

Sarma (1975,1980) propone un método que emplea el modelo de Newmark para evaluar el efecto de las fuerzas inerciales y los incrementos de las presiones de poro en:

- El factor de seguridad
- La aceleración crítica o de fluencia
- El desplazamiento que experimenta la presa durante un sismo.

Empleó el principio de equilibrio límite y el criterio de resistencia de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos efectivos, además propone el empleo de técnicas de laboratorio para la determinación de la variación de la presión de poro con el número de ciclos de aplicación de la carga. En principio, este método sólo es aplicable para presas de suelos no cohesivos.

De estos análisis se concluyó que la presión de poro tiene gran influencia en la estabilidad dinámica de la presa. Afectando principalmente el valor del factor de seguridad y de la aceleración de fluencia. También demostró que los desplazamientos x_m , son función de la aceleración máxima del sismo, k_n , del período natural de vibración de la presa y de la relación entre la aceleración crítica k_f , para una superficie de falla y la aceleración máxima en la cresta de la presa. Fig 2.11.

Otro método que considera la variación de la aceleración en el cuerpo de la presa es el de Makdisi y Seed (1978), el cual emplea los conceptos originales de Newmark. Supone que la falla ocurre a lo largo de una superficie de falla bien definida y que el comportamiento de los materiales es rígido-plástico. Es aplicable especialmente para presas con materiales que no sufren una reducción apreciable de su resistencia durante un sismo.

Este método incluye los siguientes tres pasos:

- Determinación de la aceleración de fluencia, definida como la aceleración media con la cual una superficie de falla tiene un factor de seguridad de uno (1.0) y que se puede evaluar empleando métodos de equilibrio límite pero usando una resistencia de fluencia definida como el máximo nivel de esfuerzos por debajo del cual el material se comporta elásticamente y que para materiales arcillosos corresponde a un 80 % o más de la resistencia no drenada.
- Determinación de las aceleraciones inducidas por el sismo que pueden ser evaluadas empleando análisis unidimensionales de viga de corte (Seed y Martin, 1966) ó análisis con el método de los elementos finitos, con los cuales, se calcula la magnitud de la fuerza que actúa sobre una superficie de falla a partir de los esfuerzos inducidos por el sismo en los elementos intersectados por la superficie considerada; además, con este tipo de análisis se puede tener en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales mediante el método lineal equivalente. En la Fig 2.12 se presenta un comparación entre las aceleraciones obtenidas con los dos métodos.
- Cálculo de las deformaciones permanentes a partir de la

aceleración de fluencia y de la historia de aceleraciones inducidas en una superficie de falla empleando doble integración.

Los resultados de análisis realizados sobre presas cuyas alturas varían entre 23 y 46 m, en las cuales también se variaron los taludes y las propiedades de los materiales, sometidas a sismos de Magnitud 6.5, 7.5 y 8.5 se resumen en la Fig 2.13, de donde se pueden estimar rápidamente el desplazamiento inducido por el sismo conociendo la aceleración de fluencia, k_y , la aceleración máxima promedio, k_{max} , y el período fundamental de la presa, T_0 .

Existen además, algunos métodos simplificados para la determinación de las deformaciones inducidas por un sismo en una presa, cuya aplicación para fines prácticos resulta muy apropiada, teniendo en cuenta lo razonable de sus hipótesis y la sencillez de su aplicación. Tal es el caso del método presentado por Romo et al (1980-b), según el cual, el efecto principal de un sismo sobre una presa es el cambio de su geometría.

Si se considera que el ancho de la corona, el ancho de la base y el volumen de la presa se mantienen constantes; se puede determinar la pérdida de bordo libre de la presa al integrar los desplazamientos horizontales que se producen en los taludes de la presa durante el sismo. Obteniendo que la pérdida de bordo libre está dada por la expresión:

$$\frac{L}{H^2} = \frac{1}{(B + b)} \left[\left[\frac{\delta_{max}}{H} \right]_u + \left[\frac{\delta_{max}}{H} \right]_d \right] \quad (2.13)$$

donde L = Pérdida de bordo libre.
 H = Altura de la presa.
 b = Ancho de la corona de la presa.

- B = Ancho de la base de la presa.
- δ_{max} = Desplazamiento horizontal máximo en el talud.
- u = Indica de aguas arriba.
- d = Indica de aguas abajo.

Los valores de δ_{max}/H se calculan de la expresión:

$$\frac{\delta_{max}}{H} = \frac{1}{93(F-1)} - \frac{1}{535(F-1)^2} - \frac{1}{9310(F-1)^3} \quad (2.14)$$

Siendo F el factor de seguridad real, el cual está relacionado con el factor de seguridad obtenido en análisis pseudo-estáticos del tipo Bishop modificado, con las propiedades de resistencia de los materiales correspondientes a la condición consolidada no drenada (CU).

Usando este método se calculó la pérdida de bordo libre inducida en las presas de El Infiernillo y La Villita por el sismo del 14 de Marzo de 1979. Obteniendo resultados conservadores, pero del mismo orden de magnitud que los registrados.

2.1.3 ANALISIS DINAMICO SEED-LEE-IDRISS

Antes de la década de los 70 no existía una metodología que tuviera en cuenta los diferentes aspectos significativos para un adecuado análisis dinámico de una presa de tierra ó en la cual no fuera necesario hacer una gran cantidad de simplificaciones como en los métodos comentados anteriormente. Con el avance en las técnicas de laboratorio y campo para la evaluación de las propiedades dinámicas de los suelos, así como con la aplicación del método del

elemento finito en problemas geotécnicos fue posible el desarrollo de una técnica más apropiada que involucra los siguientes pasos (Seed, 1979):

- **Determinación de las secciones transversales para ser usadas en el análisis.**
- **Determinar el acelerograma máximo en la base al cual puede estar sometida la presa y su fundación.**
- **Calcular el estado de esfuerzos de la presa antes del sismo.**
- **Determinar las propiedades dinámicas de los materiales de la presa como son: el módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento, y su variación con el nivel de deformación.**
- **Por medio de un análisis con el método de los elementos finitos, estimar los esfuerzos inducidos en la presa por la excitación seleccionada.**
- **Teniendo en cuenta los esfuerzos iniciales y los inducidos por el sismo, determinar sus efectos en términos de deformaciones y presiones de poro sobre muestras representativas de los materiales de la presa a partir de pruebas de laboratorio.**
- **Conocidas la distribución de las presiones de poro inducidas por el sismo y las características de deformabilidad y resistencia del suelo, evaluar el factor de seguridad de la presa durante y después del sismo.**
- **Si la presa es segura ante la falla, calcular la deformación total de la presa ante el efecto combinado de las cargas estáticas y dinámicas a partir de las deformaciones determinadas en las pruebas de laboratorio.**

Esta metodología requiere de un buen conocimiento de todos los tópicos involucrados tales como las características

esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos típicos, los detalles esenciales del método de los elementos finitos y el comportamiento observado de presas durante otros sismos. Además, se requiere de un acertado criterio ingenieril ya que si alguno de los pasos no se realiza bien se obtendrán resultados erróneos y por lo tanto una mala apreciación del comportamiento de la presa estudiada.

Inicialmente, este método usó análisis bidimensionales considerando una condición de deformación plana, es decir, que la longitud de la presa es mucho mayor que su altura. Con este fin, se desarrollaron programas de elementos finitos para determinar la respuesta de la presa ante una sollicitación sísmica tales como el QUAD4 (Idriss et al ,1973), el cual emplea elementos cuadráticos para discretizar el continuo y además considera el amortiguamiento tipo Rayleigh, el método lineal equivalente y un método de integración paso a paso en el dominio del tiempo. En el LUSH (Lysmer et al ,1974) que emplea el método de la respuesta compleja y hace el análisis en el dominio de la frecuencia, los efectos no lineales se incluyen utilizando el método lineal equivalente. Con estos programas es posible conocer la distribución de las aceleraciones, esfuerzos y deformaciones inducidas por el sismo.

Como se comentó anteriormente, Hatanaka (1955) y Ambraseys (1960) habían estudiado la influencia de los estribos en la respuesta media de una presa localizada en un cañón rectangular y encontraron que para relaciones largo-alto menores de 4, la diferencia en las frecuencias fundamentales de vibración es superior al 10 %, y en cuanto a la distribución de esfuerzos, deformaciones y aceleraciones también encontraron diferencias apreciables debido especialmente a que el aporte de los modos superiores de vibración es diferente en los casos bidimensional y

tridimensional.

Con el fin de conocer la influencia de las paredes del cañón en la respuesta de la presa, Makdisi et al (1982) emplearon un modelo de elementos finitos en el cual sólo es posible el movimiento en el sentido paralelo a las paredes del cañón. Analizando presas homogéneas con una velocidad de onda de corte de 150 m/s., encontraron que para presas en cañones triangulares la condición es aún más crítica, ya que para relaciones largo-alto de 6 ya se observan fuertes diferencias entre la frecuencia de vibración, las aceleraciones y las deformaciones obtenidas con los análisis bidimensionales y tridimensionales.

Posteriormente Mejía et al (1982,1983) empleando un programa tridimensional de elementos finitos obtuvieron resultados similares y comprobaron el efecto restrictivo que representan las paredes del cañón en las deformaciones inducidas en la presa; además, observaron que para una presa con una relación largo-alto de 2 los esfuerzos máximos de corte evaluados con análisis bidimensionales y tridimensionales sólo son iguales en la parte superior de la presa, mientras que en la parte inferior cerca de la base los bidimensionales son hasta 4 veces mayores que los tridimensionales. Ellos concluyen que uno de los factores que más afecta el comportamiento de la presa es la geometría del cañón y que para fines de diseño de presas en cañones muy angostos los análisis bidimensionales no dan resultados apropiados. Prevost et al (1985) desarrollaron un análisis riguroso no lineal en el cual representan el comportamiento histerético del suelo mediante ecuaciones constitutivas elasto-plásticas; además, es posible tener en cuenta independientemente las tres componentes ortogonales del sismo. Las conclusiones a que llegaron coinciden con las obtenidas por Mejía.

2.2 METODOS ALEATORIOS.

El uso de la teoría de vibraciones aleatorias en la Dinámica de Suelos aún está poco difundida y sólo se han realizado algunos análisis como los desarrollados por Faccioli (1976) para estudiar el fenómeno de amplificación de un estrato de suelo considerando propagación unidimensional de las ondas y teniendo en cuenta la no linealidad del suelo mediante ecuaciones del tipo Ramber-Osgood, o los desarrollados independientemente por Faccioli (1972) y Donovan (1971) para estudiar el fenómeno de la licuación en depósitos de suelos granulares. Romo (1976) y Romo et al (1977) aplicaron la teoría de vibraciones aleatorias a problemas de interacción suelo-estructura, usando el método de los elementos finitos para calcular las funciones de transferencia compleja, y mediante la teoría del valor extremo determinan los valores medios máximos esperados. Esta metodología desarrollada por Romo se utilizó en el análisis de la respuesta sísmica de las presas de La Villita y El Infiernillo (Romo et al ,1980); sin embargo, tiene la limitante que considera deformación plana.

Singh y Khatua (1978) modelan la presa con una malla bidimensional de elementos finitos y describen el sismo en términos de un espectro de potencia o, alternativamente, como un espectro de respuesta. La no linealidad del suelo se tiene en cuenta aplicando un proceso iterativo de linealización estocástica con el cual se busca minimizar el error que se comete en la solución de la ecuación de movimiento cuando se consideran unas propiedades equivalentes para el suelo. Para resolver la ecuación de movimiento se emplea una aproximación modal normal que

facilita los cálculos, especialmente cuando el sismo se describe como un espectro de respuesta. La estabilidad de la presa se evalúa a partir del daño que produce el sismo en cada uno de los elementos de la malla, para lo cual se aplica el criterio de fatiga de Palmgren-Miner que supone una acumulación lineal del daño producido por cada uno de los ciclos de esfuerzo inducidos por el sismo. A partir de este daño, se puede calcular un factor de seguridad al comparar el daño inducido con el necesario para producir la falla en el suelo.

En el trabajo de Gazetas, Debchaudhury y Gasparini (1981) se emplea la teoría de vibraciones aleatorias para calcular la respuesta de la presa modelada como una viga de corte unidimensional de sección variable (triangular o cuña truncada) y no homogénea, en la cual el módulo de corte es función de la profundidad y está dada por la expresión:

$$G(z) = G_m (z/H)^{2/3} \quad (2.15)$$

en la cual

- G_m Valor medio del módulo de corte en la base.
- z Profundidad.
- H Altura de la presa.

El sismo se considera como una vibración aleatoria no estacionaria con un contenido frecuencial dado por la función de Tajimi-Kanai

$$S(\omega) = \frac{1 + 4 \zeta_f^2 (\omega/\omega_f)}{\left[1 - (\omega/\omega_f)^2 \right]^2 + 4 \zeta_f (\omega/\omega_f)^2} S_0 \quad (2.16)$$

en la cual

ζ_f, ω_f Parámetros de ajuste propios de cada sitio que varían de 0.1 a 0.9 y de 5.7 a 51.7 rad/s respectivamente y que pueden ser interpretados como un amortiguamiento y una frecuencia fundamental de la base.

So Es una medida de la intensidad del sismo.

Además, se considera que la intensidad del sismo varía con el tiempo de acuerdo a la forma mostrada en la Fig. 2.14 b.

El método de análisis empleado por ellos es análogo a un análisis modal convencional en el dominio del tiempo en el cual la presa se descompone en sus modos de vibración y posteriormente se aplica superposición. Después de un análisis paramétrico en el cual se variaron:

- El periodo fundamental de la presa.
- El amortiguamiento ζ_f .
- La frecuencia fundamental de la base, ω_f .
- La altura de la presa

Proponen además, un método simplificado para evaluar la respuesta de la presa en términos de valores medios cuadrados como se muestra en la Fig. 2.15. De ella se puede obtener directamente la relación de amplificación de la aceleración de la cresta (AR), la relación de desplazamiento de la cresta (DR) y el coeficiente sísmico k_y .

El trabajo de estos autores presenta una aplicación muy práctica de las vibraciones aleatorias para el análisis sísmico de presas de tierra; sin embargo, es necesario hacer grandes simplificaciones en la geometría de la presa y no se pueden tener en cuenta aspectos tales como: el balanceo y

las vibraciones verticales debidas a la flexibilidad de la presa y a la reflexión de ondas en los taludes, la forma del cañón, las tres componentes del sismo y el efecto de la interacción cimentación-presa.

3 VIBRACIONES ALEATORIAS

3.1 CONCEPTOS GENERALES

Un sistema se encuentra vibrando cuando sus componentes están en un movimiento oscilatorio en el tiempo. Si se considera esta vibración como el resultado de un experimento, será aleatoria en el caso en que se obtengan diferentes registros cada vez que se repita el ensayo y por lo tanto no se puede predecir exactamente cual será la respuesta en un nuevo ensayo. Esto es debido a que hay gran cantidad de factores que no se pueden controlar pero, como en cualquier experimento aleatorio, existe regularidad estadística, es decir, que los resultados tienden a un valor medio y es posible determinar las características estadísticas de dicho movimiento

Un conjunto de registros resultado de un número n de experimentos, como el mostrado en la Fig 3.1, forman un proceso aleatorio y cada uno de los registros es una muestra, la cual puede ser finita o puede extenderse de $-\infty$ a $+\infty$.

Un proceso aleatorio puede ser tratado convenientemente en términos de sus características estadísticas, las cuales pueden ser calculadas conociendo la función de densidad de probabilidad o calculadas en el tiempo a partir de una

muestra del conjunto suficientemente larga. Las principales características estadísticas son:

- Función de densidad probabilidad, es una función $p(x)$, tal que la probabilidad de que la función $x(t)$ esté en el intervalo x a $x + dx$ es igual a $p(x)dx$.
- Valor medio:

$$\bar{x} = E [x(t)] = \int_{-\infty}^{+\infty} xp(x)dx \approx \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{+T/2} x(t)dt \quad (3.1)$$

- Valor Medio Cuadrado:

$$\bar{x}^2 = E [x^2(t)] = \int_{-\infty}^{+\infty} x^2 p(x)dx = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{+T/2} x^2(t)dt \quad (3.2)$$

$$\text{- Raiz Media Cuadrada (r.m.s.)} = \sqrt{E [x^2(t)]} \quad (3.3)$$

$$\text{- Variancia} = \sigma^2 = E [(x - E [x])^2] \quad (3.4)$$

Si estas características son independientes del tiempo, es decir, si permanecen constantes a pesar de los corrimientos en la escala del tiempo, se trata de un proceso estacionario; el cual es verdaderamente estacionario si la muestra se extiende de $-\infty$ a $+\infty$. Es ergódico si las características estadísticas de todo el proceso son iguales a las obtenidas a partir de una muestra cualquiera del conjunto; todo proceso ergódico es estacionario, pero no todo proceso estacionario es ergódico. Cuando la función de densidad de probabilidad es simétrica alrededor de su valor medio el proceso es normal o gaussiano. Si un proceso estocástico es estacionario y gaussiano entonces sus características estadísticas quedan definidas con la media y la variancia.

Otra función importante para caracterizar un proceso aleatorio es la función de autocorrelación. Si se tiene un

proceso estacionario con media cero la función de covariancia dada por $E [x(t)x(t+\tau)]$ es independiente del tiempo t y dependerá únicamente de τ (desplazamiento en el tiempo de una función con respecto a la otra) definiéndose la función de autocorrelación como:

$$R_x(\tau) = E [x(t)x(t+\tau)] \quad (3.5)$$

cuyas principales propiedades son:

$$R_x(0) = \sigma_x^2 ; R_x(\tau) = R_x(-\tau) \quad \text{y} \quad |R_x(\tau)| \leq R_x(0)$$

Esta función da una medida directa de la dependencia estadística de las variables aleatorias $x(t)$ y $x(t+\tau)$, y una medida indirecta del contenido frecuencial de $x(t)$, ya que $R_x(\tau)$ tendrá valores máximos cuando $x(t)$ y $x(t+\tau)$ estén en fase y valores mínimos cuando estén en antifase.

Se ha encontrado que una cantidad interesante para analizar un proceso aleatorio estacionario es el valor medio cuadrado dado por la Ec 3.2. Este valor está directamente relacionado con el concepto de contenido de energía, Hsu (1986), definido como:

$$E = \int_{-\infty}^{+\infty} x^2(t) dt \quad (3.6)$$

Si la señal se descompone mediante series de Fourier, es posible obtener el valor medio cuadrado como una función de las amplitudes (C_n) de cada una de las armónicas que la componen, de forma que:

$$E|x^2(t)| = \sum_{n=1}^{\infty} |C_n|^2 \quad (3.7)$$

expresión en la cual

$$C_n = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{+T/2} x(t) e^{-in\omega_0 t} dt \quad (3.8)$$

$$\omega_0 = 2\pi/T$$

Reemplazando el valor de C_n en la Ec 3.7 el valor medio cuadrado queda expresado como:

$$E|x^2(t)| = \int_{-\infty}^{+\infty} S_x(\omega) d\omega \quad (3.9)$$

donde

$$S_x(\omega) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{E \left| \int_{-T/2}^{+T/2} x(t) e^{-i\omega t} dt \right|^2}{T}$$

que es la función de densidad espectral o espectro de potencia, la cual muestra la distribución de la energía en las frecuencias de vibración y además señala que la energía es igual al área bajo la curva. Esta función también puede ser determinada como la transformada de Fourier de la función de autocorrelación. De acuerdo con las relaciones de Wiener-Kintchine.

$$S(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} R_x(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (3.10)$$

$$R_x(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega$$

En la Fig 3.2 se muestra la diferencia entre un proceso aleatorio de banda angosta (bajo contenido frecuencial) y uno de banda ancha en términos de historia temporal, función

de autocorrelación y espectro de potencia.

Anteriormente se vió que $R_x(\tau)$ para $\tau = 0$ es igual a σ_x^2 por lo tanto

$$R_x(0) = \sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} S_x(\omega) d\omega \quad (3.11)$$

de donde se puede concluir que el valor medio cuadrado (variancia) es igual al área bajo la curva del espectro de potencia.

3.2 RESPUESTA DE SISTEMAS LINEALES A EXCITACIONES ALEATORIAS

Se sabe que la respuesta $y(t)$, de un sistema lineal sometido a una excitación $x(t)$, puede ser evaluada por medio de la integral de Duhamel:

$$y(t) = \int_0^t x(\tau) h(t-\tau) d\tau \quad (3.12)$$

donde $h(t-\tau)$ es la respuesta a una función escalón unitaria. Al pasar esta expresión al dominio de la frecuencia por medio de la transformada de Fourier, se obtiene:

$$Y(\omega) = H(\omega) X(\omega) \quad (3.13)$$

en la cual $H(\omega)$ es la respuesta a un impulso unitario y es conocida como la función de transferencia compleja. $X(\omega)$ y $Y(\omega)$ son las transformadas de Fourier de la excitación y de la respuesta, respectivamente.

Por otra parte, la función de autocorrelación de la

respuesta está dada por:

$$R_y(\tau) = E [y(t)y(t+\tau)] \quad (3.14)$$

y al pasarla al dominio de la frecuencia se obtiene el espectro de potencia de la respuesta expresado como:

$$S_y(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_y(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (3.15)$$

de estas ecuaciones se llega a que el espectro de potencia de la respuesta está dado por:

$$S_y(\omega) = |H(\omega)|^2 S_x(\omega) \quad (3.16)$$

Una vez conocido el espectro de potencia de la respuesta se puede determinar el valor medio cuadrado como el área bajo la curva de acuerdo con la Ec 3.11.

$$\sigma_y^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} S_y(\omega) d\omega = \int_{-\infty}^{+\infty} |H(\omega)|^2 S_x(\omega) d\omega \quad (3.17)$$

Para determinar la respuesta de un sistema de un grado de libertad sometido a una excitación estacionaria, se parte de la ecuación general de movimiento:

$$\ddot{y}(t) + 2\zeta\omega_0\dot{y}(t) + \omega_0^2 y(t) = -\ddot{x}(t) \quad (3.18)$$

en la cual:

- ζ Relación de amortiguamiento crítico.
- ω_0 Frecuencia natural del sistema.

Si se considera $\ddot{x}(t)$ como una función armónica, $\ddot{x}(\omega) = \exp(i\omega t)$, y se reemplaza $y(t) = H(\omega)\exp(i\omega t)$ en la Ec 3.18 se determina que la función de transferencia compleja para

los desplazamientos relativos es igual a:

$$H^d(\omega) = \frac{-1}{\omega_o^2 - \omega^2 + 2i\beta\omega_o\omega} \quad (3.19)$$

en forma similar se obtiene la función de transferencia para las velocidades y las aceleraciones. Están dadas por:

$$H^v(\omega) = \frac{-i\omega}{\omega_o^2 - \omega^2 + 2i\beta\omega_o\omega}$$

$$H^a(\omega) = \frac{\omega_o^2 + 2i\beta\omega_o\omega}{\omega_o^2 - \omega^2 + 2i\beta\omega_o\omega}$$

Una vez establecidas las funciones de transferencia compleja para un sistema de un grado de libertad es posible conocer cual será la respuesta del sistema en términos del espectro de potencia y el valor medio cuadrado.

En el caso en que la excitación no sea estacionaria se introduce una función envolvente, $n(t)$, en la ecuación general de movimiento para tener en cuenta la variación de la intensidad de la señal en el tiempo:

$$\ddot{y}(t) + 2\zeta\omega \dot{y}(t) + \omega y(t) = -n(t)\ddot{x}(t) \quad (3.20)$$

Como se considera el sistema lineal, sus características no varían con el tiempo y por lo tanto las funciones de transferencia siguen siendo dadas por las Ecs 3.19, pero el espectro de potencia de la respuesta sí varía en el tiempo y está dado por:

$$S_y(\omega, t) = |H(\omega)|^2 k(\omega, t) S_x(\omega) \quad (3.21)$$

donde $k(\omega, t)$ es una función filtro que dependerá sólo del

sistema y de la forma de la función envolvente. El valor medio cuadrado también se modifica y varía con el tiempo:

$$\sigma_y^2(\omega, t) = \int_{-\infty}^{+\infty} |H(\omega)|^2 k(\omega, t) S_x(\omega) d\omega \quad (3.22)$$

3.3 TEORIA DEL VALOR EXTREMO

Como se vió en la sección anterior, la evaluación del espectro de potencia y del valor medio cuadrado de la respuesta de un sistema lineal sometido a una excitación aleatoria se puede determinar fácilmente conociendo la función de transferencia compleja. Sin embargo, en muchos problemas prácticos de ingeniería más que los valores medios cuadrados interesa conocer los valores máximos que tengan una probabilidad de excedencia p , durante un intervalo de tiempo s , los cuales se pueden expresar como un múltiplo del valor medio cuadrado.

$$Y_{s,p} = \gamma_{s,p} \sigma_y(s) \quad (3.23)$$

Expresión en la cual $\gamma_{s,p}$ es un factor pico que según Vanmarcke (1977) varía entre 1.25 y 3.50 para sismos típicos. Para su determinación es necesario resolver el problema del primer paso, es decir, es necesario determinar la probabilidad que la respuesta de un sistema supere por primera vez un nivel de respuesta especificado a , durante un intervalo de tiempo s . En la Fig 3.3 se muestra esquemáticamente este problema.

Con este objetivo se busca conocer la distribución probabilista de los máximos de un proceso, que en este caso

se considera estacionario, gaussiano y con media cero. Primero se define una función normal conjunta de densidad de probabilidad, $p(x, \dot{x}, \ddot{x})$, la cual, al tener en cuenta la propiedad de que todo proceso aleatorio estacionario, x , no está correlacionado con su derivada \dot{x} , Clough y Penzien (1976), queda de la forma:

$$p(x, \dot{x}, \ddot{x}) = \frac{1}{(2\pi)^{1.5} (\Delta)^{0.5}} e^{-0.5 \left[\frac{\dot{x}^2 + m_0 x^2 + 2m_2 x\ddot{x} + m_4 \ddot{x}^2}{m_0 m_4 - m_2^2} \right]} \quad (3.24)$$

en donde m_i = Momento espectral alrededor del origen

$$= \int_{-\infty}^{+\infty} \omega^i S(\omega) d\omega \quad (3.25)$$

$$\Delta = m_0 m_4 - m_2^2$$

Para que exista un máximo en el intervalo $(x, x + dx)$ y en el intervalo de tiempo $(t, t + dt)$ se debe cumplir que $\dot{x}(t)$ sea igual a cero y que $\ddot{x}(t)$ sea negativo. La función de densidad de probabilidad para los máximos expresada en forma adimensional es:

$$p(\eta) = \frac{1}{(2\pi)^{0.5}} \left[c e^{-\eta^2/2c^2} + (1-c^2)^{0.5} \eta e^{-\eta^2/2} \int_{-\infty}^{\left[\frac{\eta(1-c^2)^{0.5}}{c} \right] / c} e^{-x^2/2} dx \right] \quad (3.26)$$

en la cual $\eta = \frac{x}{\Delta^{0.5}}$

$$c^2 = \frac{m_0 m_4 - m_2^2}{m_0 m_4}$$

c es un parámetro que indica el contenido de frecuencias de la señal, para un proceso de banda angosta, como una excitación armónica simple, c tiende a cero y la Ec 3.27 se

reduce a una distribución de Rayleigh que coincide con lo encontrado por Rice (Newland ,1983). Cuando el proceso es de banda ancha como el ruido blanco de banda limitada, ϵ tiende a 2/3, y cuando ϵ tiende a uno se obtiene una distribución normal que representa una vibración que se puede aproximar a la superposición de una vibración armónica con una frecuencia ω_1 y un proceso de banda limitada con un intervalo de frecuencias $-\omega_1 < \omega < \omega_1$, tal que ω_2/ω_1 tienda a infinito y σ_1/σ_2 tienda a cero.

De la Ec 3.25 también se obtiene la frecuencia media de ocurrencia de máximos sobre el rango completo de x ($-\infty < x < \infty$) y está dada por:

$$N_1 = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{m_4}{m_2} \right)^{0.5} \quad (3.27)$$

El número de máximos que ocurren en una señal $x(t)$ durante un intervalo de tiempo T está dado por la fórmula de Rice:

$$N = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{m_4}{m_2} \right)^{0.5} T \quad (3.28)$$

De acuerdo con Davenport, si se consideran independientes los N picos (valores extremos) que se observan en una señal que tiene una función de densidad de probabilidad dada por la Ec 3.26. La probabilidad que todos los N valores extremos sean menores que η es:

$$P_0(\text{Valores extremos} < \eta) = P_0(\eta) = P(\eta)^N \quad (3.29)$$

siendo
$$P(\eta) = \int_{-\infty}^{\eta} p(\eta) d\eta$$

La función de densidad de probabilidad de los valores

extremos se determina derivando la Ec 3.29 .

$$P_o(\eta) = N P(\eta)^{N-1} p(\eta)$$

y finalmente queda expresada como:

$$P_o(\eta) = \nu T e^{-\eta^2/2} \cdot \left[-\nu T e^{-\eta^2/2} \right] \quad (3.30)$$

La función de distribución de probabilidad se determina a partir de la ecuación anterior

$$P_o = \int_{-\infty}^{\eta} p_o(\eta) d\eta = e^{-\nu T e^{-\eta^2/2}} \quad (3.31)$$

siendo $\nu = 1/2\pi (m_2/m_o)^{0.5}$

Conocidas las funciones de densidad de probabilidad y de distribución de probabilidad se establecen las características estadísticas de los valores extremos, como lo muestra Romo (1976) y además se determina el valor extremo η que es alcanzado para un nivel de confianza C_o mediante la ecuación:

$$U(\eta) = \left\{ 2 \ln \left[\frac{\nu T}{\ln(1/C_o)} \right] \right\}^{0.5} \quad (3.32)$$

Vanmarcke (1976) encontró que la solución a que llegó Davenport para la función de distribución de probabilidad para niveles de interés práctico presenta errores cuya magnitud está fuertemente afectada por el ancho de banda del proceso. A partir de simulaciones numéricas obtuvo que el error tiende a ser del lado de la inseguridad para procesos de banda ancha y del lado de la seguridad para procesos de banda angosta. Al considerar que los picos son

independientes en los procesos de banda ancha no se tiene en cuenta el tiempo real que el movimiento está por encima de un nivel η , y en los procesos de banda angosta se ha demostrado que los picos no ocurren independientemente sino en grupos o paquetes. (Vanmarcke, 1976).

Con el objeto de reducir el error que se comete al hacer esa consideración, Vanmarcke propuso la siguiente expresión para la distribución de probabilidad de los valores extremos:

$$P_o(\eta) = \left[1 - e^{-\eta^2/2} \right] \cdot \left[-\nu T e^{-\eta^2/2} \left(\frac{1 - e^{-(\pi/2) \cdot q \cdot \eta}}{1 - e^{-\eta^2/2}} \right) \right] \quad (3.33)$$

En la cual q es una medida del ancho de la banda y es igual a:

$$q = \left\{ \left[1 - \frac{n_1^2}{n_o m_2} \right]^{0.5} \right\}^{1+b} \quad (3.34)$$

b es una constante positiva semiempírica de valor estimado igual a 0.2. Si se emplea b igual a cero se sobre-estima ligeramente la probabilidad.

Determinar las características estadísticas de los valores extremos a partir de la Ec 3.33 resulta muy complejo y por lo tanto Vanmarcke propuso la siguiente expresión aproximada para calcular el valor extremo η que es alcanzado para un nivel de confianza C_o .

$$U(\eta) = \left\{ 2 \ln \left[2 n \left[1 - e^{-q(\pi \ln 2n)^{0.5}} \right] \right] \right\} \quad (3.35)$$

siendo $n = \frac{-\nu T}{\ln C_o}$

3.4 RELACION ENTRE ESPECTRO DE RESPUESTA Y ESPECTRO DE POTENCIA.

El paso de espectro de potencia a espectro de respuesta se basa en el análisis de la respuesta de un sistema de un grado de libertad no amortiguado o con un amortiguamiento viscoso pequeño y con una frecuencia natural que varía entre cero e infinito. Teniendo en cuenta la definición de espectro de respuesta, que como se sabe es el lugar geométrico de los absolutos de las respuestas máximas de un sistema con estas características sometido a un sismo determinado, se observa que tiene relación con los valores extremos que ocurren en la respuesta.

Para calcular la respuesta máxima para un sistema con una frecuencia determinada (ω_0) primero se calcula el espectro de potencia y el valor medio cuadrado de la respuesta de acuerdo con la teoría de vibraciones aleatorias en sistemas lineales (Ecs 3.17 y 3.18). El valor máximo con una probabilidad de ocurrencia p , durante un intervalo de tiempo se determina a partir de la teoría del valor extremo como un múltiplo del valor medio cuadrado. (Ecs 3.23 y 3.33 ó 3.35).

Si se define el sismo con un espectro de potencia de ruido blanco con una amplitud P_0 , el valor medio cuadrado de la respuesta para un sistema de un grado de libertad con frecuencia ω_0 de acuerdo con la Ec 3.17 está dado por (Gasparini y Vanmarcke, 1976, Romo, 1976):

$$\sigma_y^2 = \int_0^{+\infty} P(\omega) |H(\omega)|^2 d\omega = \int_0^{\infty} P_0 |H(\omega)|^2 d\omega - \omega_0 P_0 + \int_0^{\omega_0} P_0 d\omega \quad (3.36)$$

Teniendo en cuenta que, Fig 3.4, los espectros de potencia de sismos generalmente varían suavemente cerca de la frecuencia analizada (ω_0), mientras que la función de transferencia compleja (en este caso de aceleraciones) muestra un fuerte pico para ω_0 , el cual será mucho más fuerte a medida que el amortiguamiento es menor, es válido reemplazar P_0 por $P_x(\omega)$ y suponiendo que $P_x(\omega)$ es aproximadamente proporcional a ω para el rango de las frecuencias bajas, el valor medio cuadrado de la respuesta a partir de la Ec 3.36 quedará definido por:

$$\sigma_y^2 = \int_0^{\infty} P_x(\omega) |H(\omega)|^2 d\omega - 0.5 \omega_0 P_x(\omega_0) + \int_0^{\omega_0} P_x(\omega) d\omega \quad (3.37)$$

La función de transferencia para las aceleraciones está dada por la Ec 3.20 y debido a que esta sólo tiene valores significativos para $\omega \approx \omega_0$, es necesario aplicar el método de los residuos para calcular la integral de la primera parte de la Ec 3.37, obteniendo:

$$\sigma_y^2 = \frac{1 + 4\xi^2}{4\xi\lambda} \pi \omega_0 P_x(\omega_0) \left[1 - e \left[- 2\xi \omega_0 T \right] \right] - 0.5 \omega_0 P_x(\omega_0) + \int_0^{\omega_0} P_x(\omega) d\omega \quad (3.38)$$

En esta expresión λ es un factor destinado a garantizar que la intensidad del sismo (representada por el valor medio cuadrado ó la aceleración máxima) es la misma en el espectro de potencia y en el espectro de respuesta. El término $(1 - \exp(-2\xi\omega_0 T))$ se introduce para tener en cuenta la no estacionaridad del movimiento. De la Fig 3.4 se puede explicar el significado de los dos últimos términos de la ecuación, en el caso que el intervalo de frecuencias más significativo del espectro de potencia es mucho menor que ω_0

el primer y segundo término serán muy pequeños y por lo tanto el tercer término predomina, cuando el intervalo de frecuencias predominantes sea mayor o igual a ω_0 el mayor aporte lo hará el primer término y el segundo cancelará el tercero para evitar que esta parte sea tomada dos veces.

Como se vió, la respuesta máxima se expresa como un múltiplo del valor medio cuadrado, Ec 3.17. Para calcular el factor pico se parte del espectro de potencia de la respuesta. Por lo tanto la aceleración espectral quedará dada por:

$$S_a(\omega_0) = \gamma \sigma_y \quad (3.39)$$

γ se calcula de acuerdo con los criterios de Davenport (Ec 3.32) o el de Vanmarcke (Ec. 3.35), en este trabajo se emplea el segundo.

Para calcular el espectro de potencia a partir del espectro de respuesta se despeja $P_x(\omega_0)$ de la Ec 3.39. (Romo , 1976):

$$P_x(\omega_0) = P_a \left\{ \left[\frac{S_a(\omega_0)}{\gamma} \right]^2 - \int_0^{\omega_0} P_x(\omega) d\omega \right\}$$

si

$$P_a = \frac{1}{\left[\frac{(1 + 4 \zeta^2) \pi}{4 \zeta \lambda} \left(1 - e^{-2\zeta \omega_0 T} \right) - 0.5 \right] \omega_0}$$

(3.40)

Como se observa este no es un paso directo y es necesario establecer un proceso iterativo para calcular $P_x(\omega_0)$ a partir de uno inicialmente considerado y puede haber ocasiones en que este proceso no converja y, por tanto, no sea posible establecer el espectro de potencia a partir del espectro de respuesta. (Romo et al, 1980).

4 METODO DE ANALISIS

4.1 INTRODUCCION

El método de análisis de la respuesta aleatoria tridimensional de presas de tierra y enrocamiento que se presenta en este trabajo se basa en las siguientes hipótesis:

- El sismo se considera como 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 tener en cuenta suponiendo que son independientes estadísticamente entre sí, y son determinadas a partir del espectro de potencia de la excitación multiplicado 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 nodos son definidos como la intersección de tres planos que forman parte de un elemento.
- Los materiales de la presa son modelados como materiales visco-elásticos que producen ciclos histeréticos elípticos al ser sometidos a carga y descarga. Teniendo en cuenta los resultados de pruebas

de laboratorio que han demostrado que para suelos la forma de estos lazos de histéresis es independiente de la frecuencia de aplicación de la cargas para el intervalo de frecuencias de interés en ingeniería sísmica, Chen et al (1981). El comportamiento de estos materiales se puede representar con el módulo complejo dinámico propuesto por Lysmer(1973).

$$G^* = G (1 - 2\xi^2 + 2i\xi\sqrt{1 + \xi^2}) \quad (4.1)$$

en la cual G = Módulo de rigidez al corte
 ξ = Fracción de amortiguamiento crítico.
 $i = \sqrt{-1}$

- El comportamiento no lineal de los suelos se tiene en cuenta mediante el método lineal-equivalente , Seed (1969).
- Las paredes del cañón son rígidas y todos los puntos de la base rígida se mueven en fase y con la misma amplitud de los desplazamientos. La validez de esta consideración va a depender de la rigidez de los materiales del cañón, de la rigidez relativa entre los materiales de la presa y los del cañón , de la geometría del cañón, del tamaño de la presa y del intervalo de frecuencias de la la excitación aplicada , Mejía et al (1982).
- La interacción entre la presa y las paredes del cañón, así como entre la presa y el embalse no se tienen en cuenta en este análisis. La primera va a depender de las relación entre las rigideces de los materiales de la presa y los del cañón. La segunda, en presas con taludes tendidos aguas arriba, como es el caso de presas de tierra y enrocado, no es tan importante.

4.2 ECUACION DE MOVIMIENTO

Teniendo en cuenta que las propiedades de rigidez y de 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 4.1 estará dada por:

$$[M] \{ \ddot{u} \} + [K^*] \{ u \} = - [M] \{ r \} \ddot{y}(t) \quad (4.2)$$

donde $\{ u \}$ = Desplazamientos nodales relativos a la base rígida.

$\{ \ddot{u} \}$ = 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.

La matriz compleja se ensambla a partir de las matrices de rigidez de cada uno de los elementos de acuerdo con un procedimiento normal de elementos finitos. Para incluir el amortiguamiento se emplea el módulo dinámico complejo, Ec 4.1.

La matriz de masa se calcula como la suma de una matriz de masa consistente, una matriz de masas concentradas en los puntos nodales y las masas concentradas especificadas como dato del problema, de la forma:

$$[M] = [M_c] r_a + [M_L] (1 - r_a) + [M_{os}] \quad (4.3)$$

siendo r_c = Relación entre las masas consistentes y las masas concentradas, generalmente varia 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 masas consistentes se sigue el mismo procedimiento usado para ensamblar la matriz global de rigidez a partir de las matrices de cada elemento.

El vector de carga (r) está dado por:

$$\{ r \} = C_x \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \end{Bmatrix} + C_y \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \end{Bmatrix} + C_z \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ \vdots \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

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

4.3 METODO DE LA RESPUESTA COMPLEJA

Para calcular la solución de la ecuación de movimiento, Ec 4.2, se emplea el método de la variable compleja, el cual asume que el sistema es lineal y por lo tanto es válido el principio de superposición; además, considera que la excitación puede ser representada como una suma finita de armónicas, es decir, como una serie de Fourier truncada:

$$\ddot{y}(t) = \text{Re} \left\{ \sum_{n=0}^N \ddot{y}_n e^{i\omega_n t} \right\} \quad (4.5)$$

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

Al reemplazar la Ec 4.5 en la Ec 4.2 se tiene:

$$[M]\{u\} + [K]\{u\} = -[M]\{r\} \operatorname{Re} \left\{ \sum_{s=0}^N \ddot{y}_s \cdot e^{i\omega s t} \right\} \quad (4.6)$$

Esto implica que la respuesta estacionaria de este sistema también será representada como una sumatoria de funciones armónicas de la forma:

$$u = \operatorname{Re} \sum_{s=0}^N u_s \cdot e^{i\omega s t} \quad (4.7)$$

Al introducir la Ec 4.7 en la Ec 4.6 se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones lineales para cada frecuencia ω_s :

$$\left\{ [K^*] - \omega_s^2 [M] \right\} u_s = [M] \{r\} \ddot{y}_s \quad (4.8)$$

Este sistema se puede solucionar empleando el método de eliminación de Gauss y de él se pueden establecer los desplazamientos complejos de los nodos para la frecuencia ω_s y, por lo tanto, también se determina la función de transferencia compleja de los desplazamientos para esta frecuencia, que está dada para la excitación unitaria \ddot{y}_s por:

$$H^d(\omega_s) = \left[[K^*] - \omega_s^2 [M] \right]^{-1} [M] \{r\} \quad (4.9)$$

Conocida la función de transferencia compleja de los desplazamientos queda completamente definida la respuesta de la presa en el dominio de 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.

4.4 ESQUEMA DE INTERPOLACION

El espectro de respuesta de la excitación generalmente se define para 40 u 80 frecuencias, y en algunas ocasiones en que se desea representar mejor algunas de sus características como picos o valles se han llegado a emplear hasta 160 frecuencias.

Debido al alto costo del tiempo de computador, hallar la solución para un número tan alto de frecuencias resulta demasiado costosa y por lo tanto es necesario recurrir al empleo de esquemas de interpolación para calcular la función de transferencia compleja de los desplazamientos para todas la frecuencias a partir del valor obtenido de la solución del sistema para algunas frecuencias determinadas.

Con anterioridad se han usado diferentes esquemas de interpolación para calcular los valores intermedios de $H^d(\omega)$, como el de interpolación lineal de la inversa de la función de transferencia, Lysmer et al (1974 y 1975), el cual no es satisfactorio en el caso en que las frecuencias naturales del sistema estén muy cercanas como es el caso de sistemas tridimensionales, Kagawa et al (1981), o el desarrollado por Tajirian (1981) y empleado por Kagawa et al (1981) que considera que la función de transferencia es similar a la típica de un sistema de dos grados de libertad y está dada por la expresión:

$$H^d(\omega) = \frac{C_1 \omega^4 + C_2 \omega^2 + C_3}{\omega^4 + C_4 \omega^2 + C_5} \quad (4.10)$$

donde ω = Frecuencia angular
 C_i = Constantes complejas

Este esquema presenta problemas cuando los puntos conocidos de la función de transferencia están muy separados y tan sólo es válida cuando la interpolación se realiza con base en un número alto de frecuencias conocidas.

En este trabajo se emplea un esquema similar al desarrollado por Tajirian. Partiendo de la ecuación de movimiento:

$$[K^* - \omega^2 M] \{ u \} = [M] r \ddot{y}(\omega) \quad (4.11)$$

en la cual K^* = Matriz de rigidez compleja.
 M = Matriz de masas
 u = Vector de desplazamientos relativos
 r = Vector que considera las direcciones en que actúa la excitación.

Si se toma un sistema de tres grados de libertad, excitado en la base rígida con una excitación que sólo actúa en una dirección se tiene:

$$[K - \omega^2 M] \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = [M] \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{y}(\omega) \quad (4.12)$$

al solucionar esta ecuación se obtiene que para el desplazamiento u_1 la función de transferencia está dada por:

$$\frac{u_1}{\ddot{y}(\omega)} = \frac{\omega^4 + C_1 \omega^2 + C_2}{\omega^6 + C_3 \omega^4 + C_4 \omega^2 + C_5} \quad (4.13)$$

siendo ω = Frecuencia angular

C_i = Constantes complejas que son función de las rigideces complejas y de las masas del sistema.

Para aplicar este esquema de interpolación se toman las primeras 5 frecuencias para las cuales se calculó la función de transferencia y con estos valores se calculan las constantes complejas, C_i , posteriormente se interpola la función de transferencia para las frecuencias intermedias. Como generalmente la solución del sistema se obtiene para más de 5 frecuencias, la interpolación se debe ir corriendo hasta cubrir todo el intervalo de frecuencias definido.

La Ec 4.12 se puede generalizar para un sistema de n grados de libertad, de donde se obtiene que la función de transferencia para el desplazamiento u_i es igual a:

$$H_i(\omega) = \frac{u_i}{\ddot{y}(\omega)} = \frac{\omega^{2(n-1)} + C_1 \omega^{2(n-2)} + C_2 \omega^{2(n-3)} + \dots + C_{n-1}}{\omega^{2n} + C_n \omega^{2(n-1)} + C_{n+1} \omega^{2(n-2)} + \dots + C_{2n-1}}$$

(4.14)

En este caso, para la interpolación de la función de transferencia de las frecuencias intermedias se tienen en cuenta todos los valores en que fue solucionado el sistema y únicamente se requiere que el número de soluciones sea impar. Si se conoce la función de transferencia en $2(n-1)$ frecuencias se pueden determinar las constantes complejas y con estas se interpolan los valores intermedios.

4.5 RESPUESTA ALEATORIA DEL SISTEMA

Cómo se vió en el capítulo anterior la respuesta de un sistema lineal sometido a una excitación aleatoria y estacionaria está dada por la expresión:

$$P_y^j(\omega) = |H^j(\omega)|^2 P_x(\omega) \quad (4.15)$$

siendo: $P_y^j(\omega)$ = 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 4.9.

$P(\omega)$ = Espectro de potencia de la excitación en la base rígida.

La función de transferencia $H^j(\omega)$ no es necesariamente sólo de desplazamientos, sino que también puede representar las funciones de transferencia para las velocidades, aceleraciones o deformaciones que son calculadas a partir de la de desplazamientos.

El valor medio cuadrado de los desplazamientos, velocidades, aceleraciones y deformaciones son evaluadas de los espectros de potencia correspondientes, calculados de acuerdo con la Ec 4.15, y están dados por la expresión:

$$(\sigma_y^j)^2 = \int_0^{\omega_N} P_y^j(\omega) \Delta\omega = \int_0^{\omega_N} P_x(\omega) |H(\omega)|^2 \Delta\omega \quad (4.16)$$

y los valores máximos esperados se determinan como un

múltiplo del valor medio cuadrado, de la forma:

$$E_y^j = U_c(\eta) \sigma_y^j \quad (4.17)$$

donde $U_c(\eta)$ es el límite superior de confianza calculado con la K_c 3.35 para una confianza C_0 y una duración T de la excitación. Las confianzas usadas generalmente son: 0.1 (nivel inferior), 0.5 (nivel medio) y 0.9 (nivel superior).

Para el cálculo de la deformación máxima de corte para cada elemento se parte de que el estado de esfuerzos de un punto está dado por un tensor de deformaciones de segundo orden de la forma:

$$\tilde{\epsilon} = \begin{pmatrix} \epsilon_{xx} & \epsilon_{xy} & \epsilon_{xz} \\ \epsilon_{yx} & \epsilon_{yy} & \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} & \epsilon_{zy} & \epsilon_{zz} \end{pmatrix} \quad (4.18)$$

De este tensor se pueden obtener las deformaciones principales, y de la máxima y la mínima se determina fácilmente la deformación máxima de corte. La deformación efectiva de corte se ha definido como el 65% de la deformación máxima. Alternativamente, se puede utilizar la raíz media cuadrada del valor medio cuadrático de las deformaciones como la deformación equivalente o efectiva que se utiliza en el proceso iterativo para considerar los aspectos no lineales del comportamiento del suelo.

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

4.6 CALCULO DEL NUMERO DE CICLOS EQUIVALENTES

Un elemento dentro de una presa bajo el efecto de un sismo se ve sometido a una variación en el tiempo de su estado inicial de esfuerzos que se puede representar como una historia irregular del esfuerzo de corte, Fig 4.2. Se supone que el efecto de esta historia irregular de esfuerzos se puede hacer igual al producido por la aplicación de un número equivalente de ciclos uniformes con una magnitud dada. Esto se hace con el objeto de relacionar los resultados de pruebas de laboratorio llevadas a cabo con pulsos uniformes y las historias irregulares de esfuerzos inducidos por un sismo dentro de una presa, para poder de esta manera hacer una evaluación de su estabilidad.

Los procedimientos usados para calcular el número de ciclos equivalentes han sido desarrollados por Chan et al (1972) y Seed et al (1975) y en ambos casos a cada ciclo de la historia irregular de esfuerzos se le asigna un peso, determinado a partir de una curva de pesado que corresponde a una curva de resistencia ya que en ella se determina el número de ciclos necesarios para fallar el suelo con un esfuerzo dado. Este peso asignado a cada ciclo de la historia irregular corresponde a un número de ciclos uniformes para un nivel dado de esfuerzos, por último se suman los pesos de cada ciclo y se obtiene el número equivalente de ciclos.

En este caso, si se considera al suelo lineal-elástico y un pulso se forma senoidal con una amplitud equivalente τ_{0q} (Fig 4.3) se tiene que el contenido de energía e_{0q} (Hsu, 1986) y la energía máxima de deformación e_d para un ciclo están dados por las expresiones:

$$e_{eq} = \int_0^{t_{eq}} \left[\tau_{eq} \sin \left(\frac{\pi}{t_{eq}} t \right) \right]^2 dt = \frac{\tau_{eq}^2}{2} t_{eq} \quad (4.19)$$

$$e_d = \left[\tau_{eq}^2 \right]^2 / (2 G) \quad (4.20)$$

donde τ_{eq} Esfuerzo de corte equivalente
 t_{eq} Período del pulso senoidal.
 G Módulo de rigidez de corte.

De estas expresiones se relaciona la energía de deformación con el concepto de contenido de energía:

$$e_d = e_{eq} G / t_{eq} \quad (4.21)$$

Para la historia irregular de esfuerzos el contenido de energía está dado por:

$$E = \int_0^T \tau^2(t) dt \quad (4.22)$$

en la cual T es la duración de la historia.

Anteriormente, Ec 3.31, se había definido la frecuencia característica de un proceso aleatorio como:

$$\nu = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{m_2}{m_0} \right]^{0.5} \quad (4.23)$$

y de forma similar como con el ciclo uniforme la energía de deformación está dada por la siguiente expresión:

$$E_d = E G \nu \quad (4.24)$$

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

$$N_{eq} = \frac{E_d}{\sigma_d} = \frac{\left[\int_0^T \tau^2(t) dt \right] \nu}{\tau_{eq}^2 / 2} \quad (4.25)$$

Por otra parte se sabe de las propiedades de la función de autocorrelación de un vibración aleatoria que:

$$\frac{1}{T} \int_0^T \tau^2(t) dt = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\omega_N} S(\omega) d\omega \quad (4.26)$$

Al introducir este término en la Ec 4.25 el número de ciclos equivalentes será igual a :

$$N_{eq} = \frac{T \nu \int_0^{\omega_N} S(\omega) d\omega}{\pi \tau_{eq}^2} \quad (4.27)$$

Generalmente se ha definido al esfuerzo equivalente τ_{eq} como igual a un 65% del esfuerzo máximo y por lo tanto se puede expresar como un múltiplo del valor medio cuadrado, de tal forma que el número de ciclos equivalente queda de la forma:

$$N_{eq} = \frac{T \nu \sigma^2}{\pi (0.65 U(\eta) \sigma)^2} = \frac{T \nu}{1.327 U(\eta)^2} \quad (4.28)$$

siendo $U(\eta)$ el factor pico correspondiente al límite superior para una confianza C_0 y una duración T , de la historia.

4.7 METODO LINEAL EQUIVALENTE

El método de análisis presentado hasta ahora sólo es válido para sistemas lineales, pero como se sabe el comportamiento dinámico de los suelos es no lineal y sus propiedades de rigidez y amortiguamiento varían fuertemente 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 propuesto por Seed (1969) presenta una buena aproximación. En éste se busca que las rigideces y los amortiguamientos empleados en la solución del sistema lineal sean compatibles con las deformaciones inducidas en él.

Con este objetivo se sigue un proceso iterativo que parte de unas propiedades inicialmente asignadas a todos los elementos del sistema con las cuales se calculan las deformaciones máximas y la deformación de corte efectiva. Conocida la deformación efectiva, se evalúan los nuevos valores del módulo de rigidez y del amortiguamiento con base en curvas de variación de estas propiedades con el nivel de deformación como las propuestas por Seed (1970) (Fig 4.4). Si el valor de estas propiedades es similar al inicialmente propuesto (se admite un error hasta del 10%) se toma la última solución como la verdadera, en el caso contrario se repite el proceso hasta que converja, se ha observado que para presas de tierra esto ocurre para cuatro o cinco iteraciones.

5 EVALUACION DEL METODO DE ANALISIS

5.1 INTRODUCCION

Con el objeto de evaluar la confiabilidad del método de análisis propuesto en este trabajo, se realizaron diferentes pruebas, partiendo de modelos muy sencillos, como el de un estrato homogéneo de suelo o el de una presa ejemplo de 25 elementos, hasta un modelo mucho más complejo como el empleado para la presa El Infiernillo.

Los resultados de los análisis probabilistas, obtenidos con el programa PTLUSH, se comparan con los obtenidos de análisis deterministas utilizando el programa TLUSH; además, en el caso de la presa El Infiernillo se compararon con las mediciones registradas durante diferentes sismos.

De los análisis con los modelos sencillos se busca determinar la influencia de la forma de la función de transferencia, del espectro de potencia y del contenido frecuencial de la excitación en la respuesta probabilista dada en términos de espectros de respuesta y los valores máximos esperados de aceleraciones, desplazamientos, esfuerzos y deformaciones. Con la presa El Infiernillo se muestra la aplicabilidad de este método en el análisis de presas reales de tierra y enrocamiento.

5.2 ANALISIS REALIZADOS

5.2.1 ESTRATO HOMOGENEO DE SUELO

En primer lugar se modeló un estrato homogéneo de arena de 18.3 m de altura, con una velocidad de onda de corte de 125 m/s y un amortiguamiento del 5%, excitado con ondas de corte, aplicadas en la base, que se propagan verticalmente. Con este fin se empleó una malla de 6 elementos, Fig 5.1, cuyos desplazamientos nodales únicamente están permitidos en la dirección X.

Para este modelo se realizó un análisis lineal estadístico para determinar la variación de la respuesta determinista calculada con TLUSH para 30 sismos generados mediante el programa GENER, Romo (1975), con base en un espectro de diseño propuesto por Blume (1973) para centrales nucleoelectricas, y con una aceleración máxima de 0.15 g. Los resultados de este análisis se compararon con la respuesta probabilista obtenida con el PTLUSH empleando como excitación el espectro de respuesta promedio de los sismos generados. En la Fig 5.2 se compara el espectro promedio (\pm) una desviación estándar con el espectro de diseño propuesto por Blume.

En la Tabla 5.1 se comparan los resultados de estos análisis. Se observa que el método probabilista sobreestima las aceleraciones máximas hasta en un 19 % y las deformaciones en 12 %. En la Fig 5.3 se comparan los espectros de respuesta en la superficie (Punto 2) y para 12.2 m de profundidad (Punto 14) en el estrato. Con el

método probabilista los picos se sobreestiman y los valles son más profundos, dando por lo tanto un espectro con formas más agudas.

Debido a estos resultados, se realizó un estudio limitado para evaluar la influencia de la forma de la función de transferencia en la respuesta probabilista, para lo cual se calculó la respuesta determinista y probabilista del mismo modelo, pero variando su amortiguamiento entre el 2 % y el 20 %. Se empleó como excitación el sismo No. 8 de los generados, debido a su más alto contenido frecuencial y a que su espectro de respuesta es el más parecido al espectro de diseño, Fig 5.8-a. . Además se varió el número de frecuencias para las cuales se resolvió el sistema con el programa probabilista, hallándose la solución para 41 y 121 frecuencias.

En la Fig 5.4 se comparan los espectros de potencia de la respuesta en la superficie del estrato (punto 02) para las soluciones de 41 y 121 frecuencias. Se puede observar que al disminuir el incremento de frecuencias (121 puntos) se obtiene un espectro de potencia más agudo. Este efecto disminuye al aumentar el amortiguamiento del suelo, Fig 5.4-b. Este resultado era de esperarse ya que al incrementar el número de frecuencias en las que se resuelve la ecuación de movimiento, se tiene una definición más adecuada de la función de transferencia y por lo tanto de la respuesta. Por otra parte, al aumentar el amortiguamiento del suelo la función de amplificación es más suave, como se ve en la Fig 5.5. y, consecuentemente, el efecto del número de frecuencias en las que se resuelve la ecuación de movimiento es menor.

En la Tabla 5.2 se muestra el efecto del número de frecuencias en la aceleración máxima, a_{max} , y la deformación

angular máxima, γ_{\max} . Los resultados indican que al aumentar el incremento de la frecuencia los valores de a_{\max} y γ_{\max} son mayores. Esta variación se debe a que al incrementarse el intervalo de frecuencia de solución de la ecuación de movimiento, la definición tanto de la excitación como de la función de transferencia es más pobre, lo cual conduce a que se eliminen algunas características predominantes del espectro de potencia, como picos y valles, o en este caso la forma aguda del espectro de potencia para amortiguamientos bajos del suelo. Debido a que los valores estimados de a_{\max} y γ_{\max} dependen de la energía contenida en la respuesta, su valor va a variar de acuerdo con las diferencias que se obtengan en la función de transferencia al modificar el número de frecuencias. De forma similar como se anotó para los espectros de potencia, el efecto del intervalo de frecuencias disminuye al aumentar el amortiguamiento del suelo y debido a que se obtienen funciones de transferencia más suaves.

Estos resultados plantean un problema de carácter económico, ya que para sistemas más complejos, como una presa, sería impráctico resolver la ecuación de movimiento para un número grande de frecuencias. Este problema se agudiza al incluir el comportamiento no lineal de los materiales que constituyen la cortina. Para salvar este escollo se diseñó un esquema de interpolación para evaluar la función de amplificación en frecuencias intermedias a las frecuencias donde se resuelve la ecuación de movimiento. Como se verá más adelante, el esquema de interpolación propuesto permite evaluar con buena aproximación las amplificaciones a partir de un número razonable de frecuencias solucionadas.

En la Fig 5.6 se comparan los espectros de respuesta en la superficie del estrato, calculados con el procedimiento probabilista y con el determinista. Se puede observar que al

incrementarse el amortiguamiento del suelo (de 2 % a 15 %) la concordancia entre ambas respuestas mejora. De hecho, para el depósito de suelo con 15 % de amortiguamiento, la respuesta media calculada con el procedimiento probabilista reproduce fielmente la respuesta obtenida con el método determinista. Por otra parte, para el 2 % de amortiguamiento, el probabilista con 41 frecuencias excede en un 40 % la respuesta máxima determinista, que ocurre a la frecuencia 1.8 hz. Esta diferencia se puede explicar con base en que la teoría de vibraciones aleatorias se aplica con todo rigor para excitaciones de ruido blanco. Esta premisa no se cumple para sistemas con bajo amortiguamiento, que como se vió en la Fig 5.4-a, la forma espectral se semeja más a la de un proceso estocástico senoidal. Por otra parte, los espectros de respuesta calculados en el dominio del tiempo tienden a ser "suavizados" y las amplitudes espectrales son menores que las calculadas (determinísticamente) en el dominio de la frecuencia. Más adelante se abordará el problema del efecto de la agudeza del espectro de potencia en la aproximación de las respuestas calculadas.

5.2.2 PRESA EJEMPLO

En este caso se analizó un terraplén homogéneo de 9.15 m de altura, de 3.05 m de ancho en la corona, taludes 1.2:1 y con una velocidad de onda de corte de 150 m/s. Representada por una malla de 25 elementos y 44 nodos, la presa se considera simétrica en las dos direcciones horizontales, Fig 5.7.

Este modelo se analizó para 3 sismos con diferentes contenidos frecuenciales y aceleraciones máximas. El primero corresponde al sismo No. 8 de los generados, cuyo contenido

de frecuencias varia entre 0.1 y 8 hz y tiene una aceleración máxima de 0.15 g. El segundo es la componente longitudinal del sismo del 11 de abril de 1966 registrado en la planta de tratamiento (roca) en la presa El Infiernillo, el cual tiene un contenido de frecuencias alto (4-12 hz) y una aceleración máxima de 0.017 g. Y el tercero es la componente transversal del sismo de octubre de 1975 registrado en la berna de la presa La Villita, su contenido de frecuencias es mucho menor (1-3 hz) y su aceleración máxima es de 0.08 g. En la Fig 5.8 se presentan los espectros de respuesta y de potencia para los tres sismos.

Para este modelo también se varió el amortiguamiento y se hicieron análisis lineales para 5 %, 10 % y 15 %. En la Fig 5.9 se presentan las funciones de transferencia para las aceleraciones en la corona : sección máxima (Punto 1) y sección media (Punto 3). En esta figura se observa que la frecuencia fundamental de la presa es de 7.5 hz y que a diferencia del estrato homogéneo los picos de las funciones no son tan agudos para amortiguamientos bajos.

Cuando se usó el sismo No. 8 como excitación, se encontró que aún para amortiguamientos bajos (5%) la correspondencia entre las soluciones determinista y probabilista es buena en cuanto a los espectros de respuesta, Fig 5.10. Así como para las aceleraciones máximas, como se muestra en las distribuciones para la sección máxima y el eje de la presa, Fig 5.11, en donde se observa que para un amortiguamiento del suelo del 5% la comparación entre los dos métodos es satisfactorio. Para las deformaciones se observa que para amortiguamientos bajos el método probabilista las sobreestima, para amortiguamientos mayores (15%) el determinista es ligeramente menor al valor medio probabilista y queda dentro de la banda de incertidumbre. En general, al aumentar el amortiguamiento mejora la

correspondencia entre los dos métodos.

Para el sismo de El Infiernillo la comparación en términos de espectros de respuesta y de aceleraciones máximas calculadas con los dos métodos es buena aún para amortiguamientos bajos, Figs 5.14 y 5.15, pero las deformaciones deterministas exceden a las correspondientes al límite superior del probabilista, tanto para amortiguamientos bajos, Fig 5.16, como para amortiguamientos altos, Fig 5.17.

Con el sismo de Villita-75 se observaron algunas diferencias con respecto a lo obtenido para los dos sismos anteriores; para amortiguamientos bajos (5%), los espectros de respuesta de los análisis probabilistas sobreestiman los picos, Fig 5.18-a, aunque para las aceleraciones máximas se presenta una correspondencia adecuada, Fig 5.19. Para amortiguamientos altos (15%) la comparación para los espectros mejora, pero aún así el determinista solo tiende al límite inferior del probabilista, Fig 5.18-b. Las deformaciones calculadas con el determinista para amortiguamientos bajos resultan ligeramente mayores al límite superior probabilista, Fig 5.20, pero para amortiguamientos mayores la diferencia entre los análisis se incrementa y los deterministas se hacen mucho mayores que el límite superior del probabilista, Fig 5.21.

5.2.3 PRESA EL INFIERNILLO.

La presa El Infiernillo se modeló mediante una malla de 444 elementos y 522 nodos, en la cual se consideró que el cañón es simétrico y además se tuvo en cuenta la zonificación de los diferentes materiales que conforman la presa. Como

excitación se usaron las componentes transversales de los sismos registrados en roca el 11 de abril de 1966, el 14 de marzo de 1979 y el 19 de septiembre de 1985, así como un sismo de diseño cuyo espectro de potencia normalizado se obtuvo como el promedio de los correspondientes a las componentes transversales de los sismos registrados en roca.

En este caso se obtuvo una buena correspondencia entre los resultados obtenidos con los análisis probabilista y determinista, tal como se observa para los espectros de respuesta de las aceleraciones para los sismos del 11 de abril de 1966 y del 14 de marzo de 1979, en la corona (nivel 180) y la balsa (Nivel 120), Figs 5.22 y 5.23. Especialmente, para los espectros de abril de 1966 obtenidos con el método probabilista se registra el efecto de la presencia de picos muy agudos en la función de transferencia que se reflejan claramente en los espectros de respuesta. Algunos de estos picos observados para frecuencias altas, son consecuencia del esquema de interpolación de la función de transferencia empleado. En el capítulo siguiente se discute con más profundidad los resultados de estos análisis.

5.3 COMPARACION FUNCIONES DE TRASFERENCIA - ESQUEMAS DE INTERPOLACION

Dada la importancia que las funciones de transferencia tienen en los resultados, es necesario garantizar que estas funciones sean iguales en los programas empleados (Determinista TLUSH y Probabilista PTLUSH), ya que se esperan que existan diferencias debido a que cada uno de ellos resuelve el sistema para frecuencias diferentes y además, emplean esquemas de interpolación distintos para

evaluar la función de transferencia en las frecuencias intermedias.

En el caso de los modelos sencillos, estrato homogéneo y presa ejemplo, no se empleó ningún esquema de interpolación en el programa probabilista, ya que no resultó excesivamente costoso resolver el sistema para un número grande de frecuencias, debido al tamaño de sus mallas.

Para el estrato de suelo, con el programa probabilista se resolvió el sistema para 41 y 121 frecuencias, y para el determinista en 257 frecuencias aplicándose además el esquema de interpolación propuesto por Tajirian (1981). Debido a lo cerrado de la interpolación se puede considerar exacta esta solución. Como se esperaba, a medida que aumenta el número de frecuencias en el probabilista mejora la coincidencia con respecto al determinista. En la Fig 5.24 se observa que para un punto en la superficie del estrato con un amortiguamiento del 5%, se encontró que con el análisis probabilista para 41 frecuencias se obtiene una función de transferencia un poco menos esbelta que la determinista, pero muy similar para la primera frecuencia de vibración. Sin embargo, para las frecuencias altas el probabilista está por debajo del determinista, esta diferencia se elimina cuando el número de frecuencias pasa a ser 121. Además, se observa la diferencia entre las funciones probabilistas para 41 y 121 frecuencias, presentando la función de transferencia para 121 frecuencias picos ligeramente más agudos.

Para modelos mucho más complejos como la malla empleada para el análisis de la presa El Infiernillo, resulta excesivamente costoso resolver el sistema para un número de frecuencias superior a 20, si se tiene en cuenta que el equipo Burrougs 7800 de la UNAM se demora aproximadamente 10

minutos de CPU por frecuencia. Por lo tanto, se hace necesario el empleo de esquemas de interpolación. Sin embargo, cuando se parte de un número tan bajo de frecuencias el esquema de interpolación del TLUSH (Tajirian, 1981) presenta algunos inconvenientes tales como:

- La forma de las funciones de transferencia interpoladas se ve afectada fuertemente por las frecuencias seleccionadas para hallar la solución del sistema.
- Se sobreestiman los picos y se subestima el valor de la función de transferencia para los valles.
- Se pueden generar picos espurios, especialmente para las frecuencias altas .

Con el esquema de interpolación propuesto en este trabajo para el programa probabilista (PTLUSH), se lograron superar algunos de estos aspectos, y con 15 a 17 frecuencias se pudieron definir funciones más estables. En la Fig 5.25 se presentan las funciones de transferencia obtenidas empleando diferentes esquemas de interpolación. Se observa que la que mejor se ajusta a los puntos calculados con el método de los elementos finitos, es considerando que la función de transferencia es similar a la de un sistema de n grados de libertad (SNGL, en la Fig 5.25).

5.4 INFLUENCIA DE LA FUNCION DE TRANSFERENCIA

Si se tiene en cuenta, como se estudió en el capítulo anterior, que el espectro de potencia de la respuesta de un sistema lineal sometido a una vibración aleatoria estacionaria está dado por:

$$P_y(\omega) = |H(\omega)|^2 P_x(\omega) \quad (5.1)$$

donde $P_x(\omega)$ Espectro de potencia de la excitación.
 $H(\omega)$ Función compleja de transferencia.
 $P_y(\omega)$ Espectro de potencia de la respuesta.

Por lo tanto, la respuesta obtenida con el método probabilista va a estar fuertemente afectada por la forma y las amplitudes de la función compleja de transferencia.

Este hecho afecta los resultados de los análisis probabilistas, especialmente para los espectros de respuesta, en los cuales cualquier pico agudo o valle profundo de la función de transferencia es reflejado, mientras que en el caso determinista la influencia de la función de transferencia en el espectro de respuesta no es tan directa. Como se muestra en la Fig 5.22, donde se comparan los espectros de respuesta en la corona de la presa El Infiernillo excitada con el sismo del 11 de abril de 1966, se observa que a pesar que la función de transferencia tiene un pico fuerte para 1.3 hz, en el espectro determinista no se refleja ningún pico para esta frecuencia mientras que para el probabilista sí. Lo cual confirma lo dicho en el inciso 5.2.1 respecto al efecto suavizante que tiene el cálculo de los espectros en el dominio del tiempo.

Así mismo, resultó muy importante la forma de la función en cuanto a su complejidad y a la separación que existen entre los modos de vibración del sistema. Como es el caso de la diferencia que se observa en los resultados obtenidos para el mismo sismo (Sismo No.8), y el mismo amortiguamiento del suelo (5%) para el estrato homogéneo y la presa ejemplo. En el primer caso se tiene una función muy sencilla con sus modos de vibración claramente definidos y separados, Fig 5.5, que hacen que el análisis probabilista sobreestime los picos del espectro de respuesta, mientras que para el

segundo caso, con una función un poco más compleja en la cual los modos de vibración no están tan aislados entre sí, Fig 5.5, existe una buena concordancia entre los dos tipos de análisis. De la misma forma, para funciones de transferencia más complejas con los modos de vibración más cercanos la coincidencia entre los métodos mejora, como es el caso de los resultados obtenidos para El Infiernillo.

Estos resultados corroboran lo expresado en el inciso 5.2.1, en el sentido de que al acercarse más a la condición de ruido blanco los resultados del método probabilista comparan mejor con los del determinista.

5.5 INFLUENCIA DEL ESPECTRO DE POTENCIA DE LA RESPUESTA.

La forma del espectro de potencia de la respuesta está íntimamente relacionada con la de la función de transferencia, de acuerdo con la Ec 5.1, de donde es evidente que cualquier cambio en esta función afectará el espectro de potencia.

En general, de los resultados encontrados para todos los casos se observa que en la medida en que el espectro de potencia presente una mayor concentración de energía para una frecuencia determinada (picos más agudos), las diferencias entre los resultados probabilistas y deterministas se hacen mayores, bien sea en términos de los espectros de respuesta o de los valores máximos esperados de aceleraciones, desplazamientos, esfuerzos y deformaciones. De tal forma que los probabilistas sobreestiman la magnitud de dichas variables para espectros de potencia agudos con contenidos frecuenciales bajos.

Con el objeto de evaluar el efecto del grado de agudeza del espectro de potencia de respuesta en la aproximación del método probabilista se utilizaron varios parámetros como el factor de forma, definido por Vanmarke (1976) como:

$$q = \left[1 - \frac{m_1^2}{m_0 m_2} \right]^{0.5} \quad (5.2)$$

o, el parámetro ϵ dado por la expresión:

$$\epsilon = \left[1 - \frac{m_2^2}{m_0 m_4} \right]^{0.5} \quad (5.3)$$

Con los cuales no se logró definir claramente la variación de estos parámetros con la diferencia obtenida entre los dos análisis. Por lo tanto, se definió un ancho equivalente, $\Delta\omega$, Fig 5.26, como el ancho de una banda de ruido blanco con una amplitud P_m , dada por:

$$P_m = 0.5 \frac{\int_{\omega_0}^{\omega_n} P(\omega)^2 d\omega}{\int_{\omega_0}^{\omega_n} P(\omega) d\omega} \quad (5.4)$$

que representa el valor medio de las amplitudes del espectro de potencia, y una área igual al área bajo la curva del espectro de potencia cuando su amplitud es mayor o igual a P_m . Cuando el espectro de potencia corresponde al de una vibración con una sola armónica $\Delta\omega$ es igual a cero, cuando se trata de ruido blanco, $\Delta\omega$ es igual a dos veces el ancho de la banda de la excitación.

En la Fig 5.27 se presenta la variación del valor absoluto del error relativo entre las aceleraciones máximas obtenidas

con los métodos probabilista y determinista para el estrato homogéneo. En esta figura se presentan claramente dos tendencias (Para 41 y 121 frecuencias), debido a las diferencias que presentan entre sí las funciones de transferencia para los dos casos probabilistas.

Los resultados de la Fig 5.27 muestran claramente que el error decrece al aumentar $\Delta\omega$, y tiende a cero (o a valores muy pequeños) al acercarse a la condición de ruido blanco. En la figura también se muestra el efecto del número de frecuencias para las cuales se resolvió la ecuación de movimiento: al disminuir el incremento de la frecuencia decrece el error para igual ancho de banda del espectro de potencia.

5.6 INFLUENCIA DEL CONTENIDO FRECUENCIAL DE LA EXCITACION.

La influencia del contenido de frecuencias de la excitación se debe estudiar junto con la forma de la función de transferencia, y se debe tener cuidado especial con la localización de las frecuencias predominantes de la excitación con respecto a las frecuencias predominantes de la función de transferencia, ya que la combinación de estas va a determinar que frecuencias se van a amplificar y cuáles se van a atenuar.

Para la presa ejemplo, el efecto del contenido de frecuencias de la excitación se hace notorio en los espectros de respuesta obtenidos para el sismo de la Villita-75, que presenta su mayor contenido frecuencial para las frecuencias bajas, y en los cuales se se observa que el método probabilista sobreestima los picos del espectro de respuesta para las frecuencias correspondientes a las

predominantes de la función de transferencia, mientras que para los otros dos sismos la coincidencia entre los métodos es aceptable.

En cuanto a la distribución de aceleraciones máximas se observa que para los sismos No 8 y Villita-75, las deterministas tienden a ser iguales o ligeramente menores al valor medio probabilista, mientras que para el sismo de El Infiernillo-66 son superiores. Esto se puede explicar si se tiene en cuenta que para este último sismo el espectro de potencia presenta picos menos agudos que para los otros dos casos.

En lo que respecta a las deformaciones se observa que en general, los análisis deterministas dan resultados superiores a los probabilistas, especialmente para los sismos del Infiernillo-66 y la Villita-75, en los cuales las deformaciones deterministas alcanzan a ser mayores al límite superior probabilista. A diferencia de lo observado en las aceleraciones máximas y los espectros de respuesta, al aumentar el amortiguamiento del suelo la diferencia entre los dos métodos se incrementa ligeramente.

5.7 CONCLUSIONES.

De las comparaciones realizadas entre los resultados obtenidos mediante los análisis probabilistas y deterministas se puede concluir que:

- Para funciones de transferencia con picos muy agudos y muy separados, como las que se pueden obtener en análisis unidimensionales de estratos de suelo con amortiguamientos muy bajos (menores al 5%), el método

probabilista sobreestima los picos de los espectros de respuesta, así como los valores máximos esperados para aceleraciones, desplazamientos, deformaciones y esfuerzos. En la medida que la función de transferencia deje de tener esa forma tan sencilla y que los modos de vibración se encuentren más cercanos, como las obtenidas de análisis tridimensionales, este efecto disminuye y las comparaciones entre los métodos probabilista y determinista mejoran sensiblemente.

- Los espectros de respuesta calculados mediante el método probabilista son sensibles a la forma del espectro de potencia a partir del cual son determinados, y por lo tanto, reflejan cualquier pico o valle profundo que tenga la función de transferencia o el espectro de potencia de la excitación.

- Teniendo en cuenta la sensibilidad del método probabilista a la forma de las funciones de transferencia y que para mallas grandes, como la empleada para modelar la presa El Infiernillo, resulta demasiado costoso resolver la ecuación de movimiento para un número de frecuencias tal que la función de transferencia quede bien definida. Por tanto, es necesario emplear esquemas de interpolación que no sobreestimen la magnitud de los picos ni la profundidad de los valles de estas funciones. En este trabajo se propone un esquema de interpolación que considera que la función de transferencia se puede ajustar a la de un sistema de n grados de libertad, con la cual se mostró que es posible definir aceptablemente la función de transferencia a partir de un número reducido de frecuencias que oscila entre 15 y 17.

- Para espectros de potencia con picos muy agudos, el

método probabilista sobreestima las respuestas obtenidas a partir de él. Este efecto parece ser más significativo cuando los picos angostos se presentan en el intervalo de frecuencias bajas. Esto se debe a que como se comentó anteriormente, la aplicación de la teoría de vibraciones aleatorias es más apropiada para cuando se tienen condiciones de ruido blanco.

- La influencia del contenido de frecuencias de la excitación depende en gran medida de las posiciones relativas que tengan sus frecuencias predominantes con respecto a las de la función de transferencia.
- Los errores relativos entre los análisis probabilista y determinista obtenidos para las deformaciones y para los esfuerzos son comparables a los obtenidos para las aceleraciones y se ven afectados también por la agudeza de los espectros de potencia. Estas diferencias en las deformaciones, afectarán las comparaciones que se hagan para análisis no lineales.

6 ANALISIS DINAMICO DE LA PRESA EL INFIERNILLO

6.1 DESCRIPCION DE LA PRESA

La presa El Infiernillo está localizada en los límites de los estados de Guerrero y Michoacán sobre el río Balsas, que en el sitio de la presa fluye aproximadamente de Sur a Norte, 70 kilómetros aguas arriba de su desembocadura en el Océano Pacífico.

Se trata de una presa zonificada de 146 m de altura, en su sección máxima, con taludes 1.75:1 con bermas a los niveles 106.60 y 120 m.s.n.m., aguas arriba y aguas abajo respectivamente, que le dan un talud promedio de 1.8 y por lo tanto se puede considerar esbelta.

En la Fig 6.1 se presenta la zonificación de la presa. El núcleo angosto simétrico está constituido por un suelo arcilloso bien graduado de media a alta plasticidad compactado en capas de 15 cm con un contenido de agua 3% por encima del óptimo. Los filtros de 2.50 m de espesor, construidos con arena de origen aluvial, y las transiciones, formadas con material de rezaga de las excavaciones subterráneas, fueron compactados con rodillo vibratorio en capas de 30 cm. Para los enrocados se explotaron varias canteras de conglomerado silicificado y de diorita. El material se colocó en capas de un metro y se compactó con

pasadas de tractor pesado.

El cañón, aproximadamente simétrico donde fue construida la presa, tiene una forma trapezoidal con una longitud en la base de 50 m y de 365 m en la corona, que le da una relación largo-alto de 2.5, es decir, es un cañón estrecho (Fig 6.2). Sus laderas están constituidas por conglomerados silicificados con echados de 30° N E. Estos materiales, de origen sedimentario, fueron soldados por una intrusión de diorita cercana al sitio. El sistema principal de fracturas tiene una orientación preferencial N-S con una inclinación 70° al W; ocasionalmente están rellenas de arcilla. Presenta intemperismo superficial de 1 a 2 m de espesor, especialmente en la parte superior del cañón, y algunos diques de basalto que cruzan el conglomerado relleno eventualmente fracturas del sistema principal. En la margen derecha se observa una zona de corte que fue necesario limpiar en algunas secciones hasta 15 m de profundidad.

Desde su construcción (1962 - 1964) ha sido posible seguir el comportamiento de la presa, gracias a la instrumentación instalada en ella (Fig 6.3), orientada a la medición de desplazamientos y deformaciones en el cuerpo de la presa y que consta de inclinómetros, deformómetros, extensómetros y líneas de mojoneras. Marsal y Ramirez de Arellano (1967) reportan el comportamiento de la presa durante la construcción, posteriormente en SRH-CFE-UNAM (1976), CFE(1980) y en Gonzalez Valencia (1984) se presenta el comportamiento de la presa y los resultados de las mediciones desde su construcción hasta 1984.

Así mismo, cuenta con una instrumentación sísmica que consta de un total de 7 acelerógrafos, tres en el cuerpo de la presa (a los niveles 180, 120 y 80 m.s.n.m) y cuatro en roca (casa de máquinas, planta de tratamiento y uno en cada

una de las márgenes al nivel de la corona). Con estos acelerógrafos se han registrado sismos de diferentes magnitudes desde 1965.

6.2 SISMICIDAD DE LA ZONA

La parte baja del río Balsas está afectada por la subducción de la placa del Océano Pacífico bajo la placa de Norteamérica y por lo tanto es una zona que presenta una de las sismicidades más altas de México. Como se observa en la Tabla 6.1, en la cual se presenta el número de sismos registrados a una distancia menor o igual a 100 km. de la presa El Infiernillo en el periodo de 1975 a 1985.

De acuerdo con González Valencia, durante este lapso se destacaron 6 sismos que tuvieron sobre la presa un mayor efecto, medido en términos de las deformaciones inducidas. De la Tabla 6.2 se destaca que exceptuando el sismo del 14 de marzo de 1979 todos los otros sismos fuertes son someros ya que su profundidad focal está entre los 30 y 33 km. La ubicación de los epicentros se muestra en la Fig 6.4.

6.3 EFECTO DE LOS SISMOS EN LA PRESA DEL INFIERNILLO

El principal efecto de los sismos sobre la presa El Infiernillo es el incremento de los asentamientos y los desplazamientos presentados en ella.

Desde su construcción esta presa ha sufrido una pérdida de bordo libre de 1.65 m, pero la mayor parte de esta ocurrió durante la construcción y los primeros llenados. De 1969 a

1985 presentó un asentamiento máximo de 64.4 cm en la corona, del cual más del 55% está asociado a los seis sismos que se consideran tuvieron un mayor efecto.

En la Tabla 6.3 se presentan los asentamientos y los desplazamientos horizontales hacia aguas abajo medidos en 4 líneas de mojoneras ubicadas una a cada lado de la corona de la presa (línea A y línea N), al nivel 120 (en la berma de aguas abajo) y al nivel 80. De ella se observa la importancia del efecto de los sismos en los desplazamientos que sufre la presa, ya que más del 50% de tales asentamientos están relacionados con sismos. Así mismo, es notable que la mayor parte de los asentamientos y otros desplazamientos ocurren en los 60 m superiores de la presa, entre los niveles 120 y 180, y que el efecto de los sismos en los movimientos registrados en la corona es mayor que el observado para los niveles 120 y 80.

Los sismos que han tenido un mayor efecto sobre la presa son el del 14 de marzo de 1979 y los de septiembre de 1985. En el primero se registró un asentamiento máximo en la corona de 12.7 cm en la línea A y de 7.7 cm en la línea N, que corresponden a un 19.7% y un 15% del total registrado en el periodo 1969-1985. Para los de 1985 los asentamientos registrados fueron de 11.8 cm y de 11.4 cm para las líneas A y N respectivamente, y corresponden al 18.3 y al 22% del total. Para el nivel 120 en el sismo de 1979 se presentó un asentamiento de 1.3 cm, correspondiente al 10% del total acumulado, mientras que para los sismos de 1985 el asentamiento fue de 2.5 cm y representa al 18% del total. Para el nivel 80 el asentamiento acumulado de 1969 a 1985 es de 2.9 cm, de los cuales el 22% fueron inducidos por los sismos de septiembre de 1985.

Las mediciones indican que los sismos de 1985 y de 1979

indujeron asentamientos similares al nivel de la corona de la cortina. Sin embargo, de estos asentamientos, el evento de 1979 produjo 1.3 cm a la elevación 120, mientras que el evento de 1985 causó 2.5 cm al mismo nivel 120. Esta diferencia significativa en los efectos de ambos temblores en las dos porciones de la cortina (base - elevación 120 y elevación 120 - elevación 180) se explica con base en las características vibratorias tan diferentes de estas dos partes de la presa y los contenidos frecuenciales significativamente diferentes en ambos sismos. Como se verá en el inciso 6.4, gran parte de la energía contenida en el sismo de 1979 coincidió con la frecuencia predominante de la cortina entre las elevaciones 120 y 180. Por otra parte, el mayor porcentaje de la energía contenida en el evento de 1985 estuvo concentrada en el intervalo de frecuencias que incluye la predominante de la cortina entre la base y el nivel 120. Así pues, mientras que el sismo de 1979 excitó severamente la parte superior de la cortina, el sismo de 1985 sacudió fuertemente la parte inferior de la misma. Esto se refleja en asentamientos y desplazamientos horizontales acumulados comparables pero con gradientes máximos en diferentes alturas de la presa.

En general, como lo anotan Alberro y Moreno (1983), debido al efecto de los sismos la curvatura de la corona de la presa aumenta tanto en su sentido vertical como en el horizontal, originando incrementos de las deformaciones de extensión cerca de las laderas, especialmente en la margen izquierda, donde se han observado grietas hasta de 70 cm de profundidad.

También se han observado grietas longitudinales a lo largo de la corona de la presa que coinciden con el contacto entre las banquetas y el terraplén, y que para el sismo de 1979 presentaron una abertura de 35 mm en la parte central y de 1

mm cerca al estribo, mientras que para los sismos de 1985 presentaron una abertura mayor que varió entre 2 y 150 mm.

6.4 ANALISIS DE LOS REGISTROS

A partir de los registros obtenidos en la presa mediante su instrumentación sísmica, es posible realizar un estudio que permita analizar cual ha sido su comportamiento para los sismos de diferentes magnitudes a que ha estado sometida desde su construcción.

Desafortunadamente, el número de sismos en los que se obtuvieron registros en roca y en el cuerpo de la presa es limitado, y de los seis sismos considerados más importantes tan sólo en tres se tiene este tipo de información. Estos son: el del 15 de noviembre de 1975, el del 14 de marzo de 1979 y el del 19 de septiembre de 1985. Además de éstos, se tienen registros para tres sismos de menor magnitud como son: el del 11 de abril de 1966, el del 25 de septiembre y el del 12 de diciembre de 1983. Los sismos se identifican como se muestra en la Tabla 6.4.

Si se consideran los diferentes sismos registrados como procesos aleatorios estacionarios de duración finita, es posible obtener sus características estadísticas tales como el espectro de potencia y la raíz media cuadrada. En primer lugar fue necesario determinar la duración del proceso aleatorio equivalente a cada sismo, para esto se empleó el criterio de Vanmarcke et al(1980), según el cual esta duración se puede expresar como una función de la aceleración máxima, la raíz media cuadrada y la energía total del sismo, definida con la expresión:

$$E = \int_0^T a^2 dt \quad (6.1)$$

donde a = Aceleración

T = Duración total del registro.

Conocida la duración del proceso aleatorio equivalente, se calcula el espectro de potencia a partir del espectro de respuesta, empleando teoría del valor extremo incluida en el inciso 3.4 de este trabajo. La raíz media cuadrada es igual a la raíz cuadrada del área bajo el espectro de potencia. En la Tabla 6.4 se resumen las principales características de los sismos empleados en este análisis.

De esta tabla se observa que el sismo que presenta una mayor aceleración en roca es el No. 6, pero el que tiene la raíz media cuadrada máxima es el No. 4, lo cual se debe a las diferencias en el contenido de frecuencias que presentan estos sismos. En general, las tres componentes de los sismos registrados en roca tienen una aceleración máxima comparable, exceptuando los sismos No. 3 y No. 6, registrados en la margen derecha y en los cuales la componente transversal tiene una aceleración máxima dos veces mayor que la longitudinal y la vertical. Para el nivel 120 esta situación varía y se tiene en este caso que la componente transversal se hace mucho mayor, con excepción del sismo No. 6, y llega a ser más del doble que la longitudinal y la vertical. Para el nivel 180 se observa que la aceleración máxima de la componente vertical alcanza a ser el doble de la transversal, esto está indicando la importancia de la componente vertical para este nivel, así como la presencia de un efecto de cabeceo bastante fuerte que se desarrolla en los 60 m superiores de la presa.

En cuanto a las características de los espectros de potencia se aprecia que la frecuencia característica pasa de tener

valores altos para los registros en roca (varia entre 9 y 12 hz) a valores menores de 5 hz para el nivel 180, debido al efecto de filtro para las frecuencias altas que se produce en la presa.

Con el objeto de comparar la distribución de la energía en las frecuencias, se normalizaron los espectros de potencia de tal forma que su área sea unitaria. En los sismos registrados en roca, Fig 6.5, es evidente que el contenido de frecuencias es muy amplio, pues estas varían entre 0.5 y 20 hz. Excepto el sismo No. 3 que presenta una fuerte concentración de energía para una frecuencia de 5 hz y el sismo No. 4 que presenta un contenido de frecuencias muy estrecho y frecuencias predominantes de 1.5 y 2.5 hz en las componentes transversal y vertical, y de 1.3 y 1.6 para la longitudinal. El contenido de frecuencias tan estrecho para este sismo está asociado a su origen, ya que, como se comentó anteriormente, el sismo No. 4 es el único que tiene epicentro profundo, localizado a una distancia superior a 100 km de la presa. El sismo que presenta el contenido de frecuencias más amplio es el No. 6, que para el caso de la componente transversal, presenta una distribución muy uniforme con frecuencias entre 0.7 y 20 hz.

Para el nivel 120, Fig 6.6, el efecto de filtrado de las frecuencias altas por parte de la presa se hace notorio. Los espectros de potencia para las componentes transversales de los sismos Nos. 1, 2, y 5 son muy similares, especialmente los picos que presentan para 2.1 y 8 hz. Con el sismo No. 6 el filtrado es mucho más fuerte y se insinúa un efecto no lineal de los materiales de la presa ya que en este sismo predominan frecuencias menores que para los anteriores. Para las componentes longitudinal y vertical la forma espectral de todos los sismos es muy parecida y todos presentan frecuencias predominantes muy cercanas a 3.5 y 4.5 hz para

la componente longitudinal y vertical, respectivamente.

En el nivel 180 (Fig 6.7) de nuevo el sismo No. 4 se destaca de los otros sismos, para la componente transversal presenta un fuerte pico para 1.5 hz que corresponde al primer pico del espectro en roca y se alcanza a insinuar un pico para 0.8 hz, que corresponde al primer modo de vibración de la presa. Algo similar se observa para el sismo No. 3 en el cual se presenta un pico pequeño para 1.8 hz, producido por la presa, y un segundo mucho más fuerte para 5 hz, relacionado por la fuerte concentración de energía que presenta la excitación para esta frecuencia. Los otros tres sismos registrados en la corona no presentan picos tan pronunciados como los dos anteriores. Las componentes verticales presentan formas espectrales similares a las transversales, pero desplazadas hacia las frecuencias más altas, a diferencia de las componentes longitudinales cuyas formas espectrales no son similares a las transversales y no presentan picos muy bien definidos.

De los espectros de potencia normalizados para cada nivel se calcularon los espectros de potencia medios normalizados (Fig 6.8) que representan el contenido frecuencial promedio de los sismos registrados a cada nivel.

Para los sismos registrados en roca se obtuvieron espectros con un alto contenido de frecuencias que varía entre 0.5 y 20 hz, con una zona de mayor intensidad entre 1.3 y 9.5 hz. La forma espectral de las tres componentes es muy similar, especialmente la longitudinal y la vertical, la componente transversal está ligeramente corrida hacia las frecuencias más altas y presenta un pico para 2.5 hz. En cuanto a la raíz media cuadrada promedio se obtuvieron valores similares para las componentes transversal y longitudinal, 0.0176 y 0.015 g respectivamente. Para la componente vertical el

valor obtenido fue menor en más de un 25 % con respecto a los anteriores (0.0119 g). La componente transversal se utilizó como excitación para evaluar la respuesta dinámica de la presa ante un sismo de características tales que englobe los diferentes sismos a que ha estado sometida la presa.

Para el nivel 120 los espectros medios presentan una frecuencia predominante en 3.5 hz para las componentes transversal y longitudinal y de 4 hz para la vertical. Alrededor de esta frecuencia varía muy poco el contenido frecuencial de los espectros medios.

Para el nivel 180 se observa un contenido frecuencial mucho más alto, que varía entre 0.8 y 6 hz para las componentes longitudinal y transversal, mientras que para la vertical presenta frecuencias ligeramente mayores y no se registra el pico para 1.3 hz, claramente definido en las otras dos componentes.. El hecho que el contenido frecuencial de los espectros de potencia medios a este nivel sea tan alto indica que la respuesta de la presa a este nivel ha sido muy variada debido probablemente al comportamiento no lineal de los materiales que la conforman.

Teniendo en cuenta que el espectro de potencia de la respuesta de un sistema lineal excitado con un proceso aleatorio estacionario está dado por:

$$P_y(\omega) = |H(\omega)|^2 P_x(\omega) \quad (6.2)$$

donde P_y y P_x Espectros de potencia de la respuesta y de la excitación.

$H(\omega)$ Función de transferencia compleja.

y si se hace la hipótesis de que las tres componentes de los

sismos registrados en roca son estadísticamente independientes, se pueden calcular los valores absolutos de las funciones de transferencia para las tres componentes de los sismos, dividiendo los espectros de potencia correspondientes.

La consideración de independencia entre las tres componentes del sismo es debatible, especialmente para las componentes longitudinales y verticales, ya que existen fenómenos de reflexión de ondas en las diferentes zonas de la presa y en las paredes del cañón, así como fenómenos de cabeceo que para el caso de la presa El Infiernillo parecen ser importantes de acuerdo con lo observado en los registros de la corona. Por otra parte, considerar lineal la respuesta de la presa durante un sismo no es apropiado ya que es bien conocido el comportamiento no lineal de los materiales térreos. Además, como se verá más adelante, las funciones de transferencia calculadas a partir de los registros, muestran efectos no lineales.

Teniendo presente estos aspectos, se calcularon las funciones de transferencia entre la roca y el nivel 120 (Fig 6.9) y entre la roca y la corona (nivel 180, Fig 6.10). Estas funciones de transferencia están normalizadas ya que se obtuvieron a partir de los espectros de potencia normalizados; para conocer el valor real de la amplificación es necesario multiplicar las amplitudes de la función de transferencia por el cuadrado de la relación entre las raíces medias cuadradas de cada una de las señales relacionadas. Estas funciones de transferencia proporcionan las características de vibración de la presa y permiten, por lo tanto, evaluar cualitativamente las propiedades dinámicas de los materiales que conforman la presa (Romo y Macedo, 1986).

Las funciones de transferencias de la roca al nivel 120 muestran que para este nivel el efecto no lineal de los materiales no está claramente definido. Se observa que para la componente transversal, con excepción del sismo No. 2, las funciones de transferencia presentan picos para las mismas frecuencias y lo que varía es su amplitud para cada uno de los sismos, de forma que para el sismo No. 1 el pico más importante es el de 2.3 hz, mientras que para el sismo No. 3 es el de 9 hz y para el No. 6 los picos más importantes son los dos primeros para 1.3 y 2.3 hz. Para las componentes longitudinal y vertical es menor aún el efecto no lineal y todas las funciones de transferencia presentan una frecuencia predominante que varía muy poco alrededor de 3.5 y 4.5 hz para las componentes longitudinal y vertical respectivamente. El comportamiento observado en este nivel para la componente transversal está indicando que el nivel de deformaciones inducidas por el sismo No. 6 para esta zona de la presa es comparable al inducido por los otros tres sismos.

En las funciones del nivel 180 se hace notorio el efecto no lineal de los materiales, especialmente en las funciones para las componentes transversales, en ellas se observa que al disminuir la intensidad de la excitación, representada con la raíz media cuadrada, la función de transferencia contienen frecuencias más altas; este comportamiento se distingue claramente para los sismos Nos. 1,3,4 y 5. El sismo No. 2 se sale de esta tendencia y a pesar de que su raíz media cuadrada es muy similar a la del sismo No. 1 su función de transferencia resulta como si la presa fuera más flexible. En general, las funciones de transferencia presentan una forma muy similar y se distinguen claramente tres picos, para el sismo No. 3 el segundo pico es mucho mayor que sus otros picos a diferencia de lo observado para los sismos No. 1,4,5. Para las componentes longitudinal y

vertical las funciones de transferencia difieren fuertemente de las obtenidas en la dirección transversal y los picos más fuertes coinciden con el segundo o tercer pico de las funciones de transferencia para la dirección transversal.

Así mismo, se determinaron las funciones de transferencia medias al relacionar los espectros de potencia medios normalizados (Fig 6.11). En primer lugar se observa que en promedio la presa hasta el nivel 120 es más rígida que al nivel 180. Para el nivel 180 entre las funciones promedio transversal y longitudinal existe bastante parecido, mientras que la vertical presenta frecuencias ligeramente superiores. Estas funciones sirven para visualizar cual ha sido la variación de la respuesta de la presa para sismos de diferente magnitud, y en cada una de ellas se reflejan los picos correspondientes a las frecuencias de máxima amplificación registrado para cada sismo.

La diferencia del comportamiento observado para los niveles 120 y 180 es compatible con el resultado de las mediciones de los asentamientos y los desplazamientos inducidos por los sismos en la presa, ya que como se comentó anteriormente, en los 60 metros superiores (elevación 120 - elevación 180) es donde se producen la mayor parte de los asentamientos y desplazamientos para sismos con contenido de frecuencias bajas y, por otra parte, los sismos con contenido de frecuencias altas causan mayores movimientos en la parte inferior (base - elevación 120) de la presa.

6.5 ANALISIS DINAMICO

6.5.1 INTRODUCCION

Con el objeto de evaluar las características dinámicas de la presa El Infiernillo se hicieron varios análisis estáticos y dinámicos con el método de los elementos finitos, para lo cual, la presa se modeló mediante una malla de elementos finitos tridimensionales, Fig 6.12, que consta de 444 elementos y 522 nodos, para un total de 1086 grados de libertad. El tamaño máximo de los elementos se definió teniendo en cuenta la capacidad del computador donde se realizaron los análisis. En esta malla se consideró que existe simetría en el cañón de la presa y además se tuvo en cuenta la zonificación de la presa, y se distinguieron cuatro tipos de materiales a saber: núcleo arcilloso, filtros, enrocado compacto y enrocado a volteo.

6.5.2 ANALISIS ESTATICO

Para la determinación de los esfuerzos estáticos de la presa antes del sismo se empleó la malla citada anteriormente, y se simuló el proceso constructivo y el llenado del embalse. Los análisis se realizaron con el programa ATPRE (Magaña et al ,1984). El comportamiento no lineal de los materiales se tuvo en cuenta mediante una ley hiperbólica esfuerzo-deformación para estados tridimensionales de esfuerzos, análoga a la propuesta por Kondner (Magaña y Romo, 1985). El modelo adoptado fue:

$$\tau_{oct} = \frac{\epsilon_{oct}}{A + B' \epsilon_{oct}} \quad (6.3)$$

donde $B' = 3 / \sqrt{2} B$
 τ_{oct} = Esfuerzo tangencial octaédrico.
 ϵ_{oct} = Deformación octaédrica angular.
 A y B = Constantes empíricas.

Para simular el proceso constructivo se consideró que la construcción se realizó en ocho etapas y para cada una de ellas se realizaron análisis no lineales iterativos. El llenado del embalse se analizó suponiendo una sola etapa de llenado, para lo cual fue necesario tener en cuenta las fuerzas de presión sobre la cara del talud de aguas arriba y las fuerzas de flotación que actúan sobre los elementos sumergidos.

Las propiedades estáticas de los materiales empleadas en estos análisis se resumen en la Tabla 6.5. Los resultados de este análisis no son objeto de este trabajo.

6.5.3 DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS

Debido a que para los materiales que conforman la presa El Infiernillo no se tiene un adecuado conocimiento de sus propiedades dinámicas, fue necesario emplear relaciones semiempíricas como las propuestas por Seed e Idriss (1970) para la determinación del módulo de corte dinámico. De tal forma que para el módulo máximo de corte (correspondiente a deformaciones angulares menores o iguales a 10^{-4} %) del núcleo arcilloso se empleó la expresión:

$$G_{max} = 2200 S_u \quad (6.4)$$

siendo G_{max} Módulo máximo de corte.
 S_u Resistencia al corte no drenada.

Para determinar la resistencia al corte no drenada se empleó la envolvente de resistencia no consolidada no drenada (U U) referida en SRH-CFE-UNAM (1976). Se calculó la resistencia para el esfuerzo octaédrico para la condición de fin de construcción y llenado del embalse.

Para los filtros, transiciones y enrocados se usó la expresión propuesta por Seed e Idriss (1970) para materiales granulares:

$$G_{max} = 1000 K_2 (\sigma_o)^{0.5} \quad 6.5$$

siendo G_{max} Módulo de corte dinámico (lb/pie²)
 K_2 Parámetro función del la relacion de vacios.
 σ_o Esfuerzo promedio = $(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$
 (lb/pie²)

Romo et al (1980) a partir de análisis bidimensionales obtuvieron que con un K_2 de 150 para los filtros, transiciones y enrocado compacto, y un K_2 de 100 para el enrocado a volteo, se puede reproducir en forma apropiada la respuesta de la presa. Considerando estos valores y teniendo en cuenta el efecto restrictivo que las paredes del cañón ejercen en las deformaciones, que hacen que la cortina sea más rígida (Majia et al. 1982), para este análisis se asumieron unos valores de K_2 de 100 para los filtros, transiciones y enrocado compactado y de 75 para el enrocado a volteo. Se consideró el mismo valor de K_2 para los materiales de aguas arriba y de aguas abajo, sin tener en cuenta el efecto de ablandamiento que se produce en los

enrocados al estar sumergidos.

Los esfuerzos con los cuales se calculó el esfuerzo promedio que se requiere para calcular G_{max} corresponden a la condición de fin de la construcción y llenado del embalse.

Por otra parte, es bien conocido el comportamiento no lineal de los materiales térreos. Para tener en cuenta este efecto se empleó como primera aproximación, para todos los materiales de la presa las curvas promedio de la variación del módulo de corte con el nivel de deformación dadas por Seed e Idriss (1970).

De la misma forma, para definir el amortiguamiento y su variación con el nivel de deformación fue necesario recurrir a las curvas propuestas por Seed e Idriss (1970). Para el núcleo arcilloso se empleó el valor medio para arcillas saturadas, y para los filtros, transiciones, y enrocados las correspondientes a los materiales granulares.

A la luz de los resultados obtenidos en los análisis de los registros de los sismos y de los resultados de los análisis con el método de los elementos finitos, se siguió un proceso de ajuste y error en el cual se modificaron las curvas de variación del módulo dinámico y del amortiguamiento con el nivel de deformación, hasta obtener una combinación que lograra reproducir en forma aceptable el comportamiento registrado en la presa, en términos de función de transferencia, espectro de potencia y espectro de respuesta.

6.5.4 SELECCION DE LAS EXCITACIONES

En vista que el objetivo principal del estudio de la

respuesta dinámica tridimensional de la presa El Infiernillo es poder definir las características de su comportamiento ante sismos de cualquier magnitud, se buscó que los sismos seleccionados para el análisis cubrieran una amplia gama de intensidades de tal manera que indujeran deformaciones de diversas magnitudes en la cortina . Por otra parte, se escogieron sismos cuyos registros fueran confiables y en los cuales se contara con registros en los empotramientos (roca) y en el cuerpo de la presa.

Como se comentó anteriormente, sólo seis sismos tienen registros en roca y en la presa, de estos seis se seleccionaron las componentes transversales de los siguientes tres sismos:

- Sismo del 11 de abril de 1966.
- Sismo del 14 de marzo de 1979.
- Sismo del 19 de septiembre de 1984.

Con el primer sismo se busca definir las propiedades dinámicas de los materiales de la presa en el intervalo de deformaciones pequeñas. Para este sismo se cuenta con registros muy confiables en roca y a los niveles 180 y 120 en la presa. Se seleccionó este sismo y no el del 25 de septiembre de 1966 ya que como se comentó en el análisis de los registros, las funciones de transferencia obtenidas con los registros del sismo de septiembre se salen de la tendencia general observada, indicando que probablemente existe alguna anomalía en el registro.

Con los otros dos sismos interesa conocer la respuesta de la presa ante dos eventos de gran magnitud, pero con contenidos frecuenciales muy diferentes. La componente transversal del sismo del 14 de marzo de 1979 presenta un contenido frecuencial bajo, con dos frecuencias predominantes

claramente definidas para 1.2 y 2.5 Hz. Para el sismo de septiembre de 1985 se tiene un contenido de frecuencias mucho mayor entre 4 y 20 Hz, con una distribución de energía uniforme, similar al de un ruido blanco. Desafortunadamente, en estos dos casos sólo se tiene un registro en el cuerpo de la presa, en la corona (nivel 180) para el de 1979 y en el nivel 120 para el de septiembre de 1985.

Además, se tiene que el registro en roca del sismo del 14 de marzo de 1979 evidentemente está recortado, ya que tan sólo tiene una duración de 9 segundos contra 68 del registro en la corona. Sin embargo, se consideró este registro confiable. Si se supone, para el caso de los análisis probabilistas, que este registro corresponde a una muestra de un movimiento aleatorio estacionario, se pueden obtener las características probabilistas del sismo a partir de este registro.

Por último, con el objeto de conocer el comportamiento de la presa ante un sismo que tuviera en cuenta el contenido de frecuencias de los diferentes sismos a que ha estado sometida la presa, se propuso un sismo de re-análisis cuyo espectro de potencia normalizado corresponde al espectro de potencia medio normalizado de la componente transversal de los sismos registrados en roca (Fig 6.8) y su energía, en términos de la raíz media cuadrada, es igual a la energía promedio de los mismos sismos.

En un trabajo posterior se evaluará la respuesta de la presa ante un sismo con las características promedio mencionadas pero con una energía variable superior a la media, con el propósito de evaluar la seguridad sísmica de la presa.

6.5.5 DETERMINACION DE LA RESPUESTA DINAMICA DE LA PRESA.

Para la determinación de la respuesta dinámica de la presa se usó el método de análisis propuesto en este trabajo, Capítulo 4, y por lo tanto se empleó el programa de elementos finitos desarrollado con este fin, PTLUSH. La presa se modeló con la malla empleada en el análisis estático, en la cual, se asumió simetría en el cañón de la presa. Las propiedades dinámicas se determinaron de acuerdo con lo comentado en un inciso anterior. Se usó el peso unitario saturado para los materiales por debajo de la superficie libre de agua y el peso unitario seco para los materiales no sumergidos como los del espaldón de aguas abajo. La excitación se consideró horizontal y en sentido perpendicular al eje de la presa, por esta razón únicamente se tienen en cuenta las componentes transversales de los sismos seleccionados.

De acuerdo con las hipótesis del método de análisis empleado, se consideran despreciables los efectos de la interacción entre la presa y las paredes del cañón, así como entre la presa y el embalse. En el primer caso la rigidez de las paredes del cañón es mayor que la de los materiales de la presa y por lo tanto, es válida esta consideración. En el caso de la interacción con el embalse, el efecto hidrodinámico en presas de enrocado con taludes tendidos no resulta importante.

Los resultados de estos análisis se compararon con los obtenidos con el programa TLUSH, (Kagawa et al .1981), que es la versión determinista del programa PTLUSH.

6.5.5.1 SISMOS REGISTRADOS

a - Sismo del 11 de abril de 1966.

Para este análisis se empleó como excitación la componente transversal del registro obtenido en la planta de tratamiento. Este presenta una aceleración máxima de 0.0224 g y una raíz media cuadrada de 0.0069 g. Su contenido frecuencial es bastante amplio, entre 1.4 y 15 hz, con una distribución de la energía relativamente uniforme, exceptuando un pico en la frecuencia de 9 hz. En el caso del análisis probabilista la excitación se definió con el espectro de respuesta de aceleración, y para el determinista se usó directamente el registro.

La sección transversal máxima de la distribución de las propiedades dinámicas con las cuales se logró el mejor ajuste se presenta en la Fig 6.13. En cuanto al módulo de corte, G, es notable la diferencia entre el módulo del núcleo arcilloso y el de los espaldones. Por otra parte se presentan zonas más rígidas cerca de las bases de los filtros debido a las concentraciones de esfuerzos de confinamiento estáticos que se producen en este sector y se observa que el espaldón de aguas abajo resulta ser más rígido que el espaldón de aguas arriba, con módulos hasta dos veces más grandes. Se observa que las líneas de igual módulo tienden a ser paralelas a los taludes de la presa en ambos espaldones.

Para el amortiguamiento, la diferencia entre los dos espaldones es menor y se puede considerar que para los dos espaldones el amortiguamiento es prácticamente constante hasta el nivel 130. En el núcleo, el amortiguamiento es

las calculadas.

Con el TLUSH, Figs 6.17 y 6.18, la comparación entre los espectros de respuesta resulta un poco mejor, debido a que la técnica empleada por este programa para la determinación del espectro de respuesta no resulta tan sensible a la forma de la función de transferencia.

Para este sismo se observa que debido al contenido de frecuencias de la excitación, la mayor concentración de energía al nivel 180 se presenta para la segunda frecuencia de vibración de la presa y no para la primera.

Con el objeto de definir la variación tridimensional de la respuesta de la presa se hicieron algunas secciones que muestran la variación de la función de transferencia. En la parte superior de la Fig 6.19 se observa que en la corona de la presa a medida que se está más cerca del estribo, la magnitud de la amplificación del primer modo disminuye y aumenta la influencia del segundo modo, cuya frecuencia disminuye ligeramente. La sección vertical por el eje de la presa indica que del nivel 150 hacia abajo desaparece la participación de frecuencias superiores al pico de 1.3 hz. Al nivel 120 (Fig 6.20), una sección paralela a la corona de la presa muestra un comportamiento similar al observado en la corona, en la cual la amplitud del pico del primer modo va disminuyendo al acercarse al estribo. La sección transversal muestra las diferencias que existen en la forma de vibrar entre los taludes y el núcleo de la presa, se observa cómo disminuye hacia los taludes la amplitud del modo fundamental de vibración de la presa, especialmente aguas abajo, y las frecuencias predominantes pasan a ser 2.2 y 4 hz para aguas arriba y aguas abajo, respectivamente, haciéndose evidente de nuevo la mayor rigidez del espaldón de aguas abajo.

La distribución de las deformaciones máximas inducidas en la presa (Fig 6.21) indica que las deformaciones del espaldón de aguas arriba son ligeramente mayores a las del de aguas abajo, pero se observa que para ambos espaldones el incremento fuerte de las deformaciones se registra del nivel 130 hacia arriba. Es notoria la presencia de una zona en el núcleo aproximadamente a partir del nivel 110, en la cual las deformaciones son mayores, confirmando que la disipación de la energía no es uniforme en toda la presa, sino que se concentra en zonas.

b - Sismo del 14 de marzo de 1979.

La componente transversal del sismo del 14 de marzo de 1979, empleado como excitación en este análisis, tiene una aceleración máxima de 0.12 g y una raíz media cuadrada de 0.038, es decir, 7 veces mayor que la del sismo anterior. Como se ha comentado anteriormente, presenta un contenido de frecuencias muy pobre y en su espectro de potencia se observa que la mayor parte de su energía está concentrada para 1.5 y 2.5 hz.

La combinación de propiedades dinámicas con las cuales se obtuvo un mejor ajuste (Fig 6.22) presenta un amortiguamiento aproximadamente del doble del usado en el caso anterior, y un módulo de corte mucho menor, cercano al 50%.

La distribución del amortiguamiento muestra que el espaldón de aguas abajo tiene un amortiguamiento ligeramente menor al de aguas arriba. Se observa que el amortiguamiento de los materiales que se encuentran dentro de la trinchera es menor

al del resto de materiales de la presa, lo cual es lógico ya que estos materiales están sujetos a grandes esfuerzos de confinamiento y sufren menos deformaciones. En los 60 m superiores de la cortina se observa un incremento del amortiguamiento, pero de menor importancia que en el caso anterior. Sólo para estos 60 m superiores el amortiguamiento del núcleo se hace sensiblemente mayor que el de los espaldones.

La distribución del módulo de corte dinámico presenta características similares a las del caso anterior. El espaldón de aguas abajo presenta módulos prácticamente iguales al doble de los mostrados por el espaldón de aguas arriba, así mismo se presentan zonas más rígidas que el resto de la presa en la base de los filtros y en el enrocado de aguas abajo que se encuentra dentro de la trinchera. La relación entre el módulo del material de los espaldones adyacente al núcleo y el del núcleo varía entre 1.5 para la parte superior de la presa hasta 4 en la parte inferior.

En este caso, las comparaciones sólo se pueden hacer con respecto al registro obtenido al nivel 180. Para la función de transferencia al nivel 180 (Fig 6.23) se logró una comparación apropiada. Es notorio que en este caso existe un intervalo de frecuencias muy estrecho (0.8 a 1.7 hz) en el cual se producen amplificaciones muy fuertes, y coincide con el primer pico del espectro de potencia de la excitación. Para el nivel 120 la función de transferencia calculada muestra el pico más fuerte para 2.5 hz, se observa uno muy agudo para 6 hz que no debe ser tenido en cuenta ya que evidentemente es producto del esquema de interpolación.

La comparación entre los espectros de potencia, Fig 6.24, presenta un espectro de potencia calculado menos agudo que el registrado, pero la forma es muy similar. En cuanto a la

c - Sismo del 19 de septiembre de 1985

Este sismo es el que presenta un más amplio contenido de frecuencias de los sismos registrados en roca, con un intervalo de frecuencias entre 4 y 20 hz y una distribución casi uniforme de la energía, similar a ruido blanco. Presenta una aceleración máxima de 0.1318 g y una raíz media cuadrada de 0.0250, inferior al registrado para el sismo de marzo de 1979.

Debido al alto contenido de frecuencias de este sismo no se logró reproducir de forma apropiada la respuesta de la presa en las frecuencias altas, ya que el tamaño de los elementos no permite transmitir los movimientos para frecuencias superiores a 6 hz, de acuerdo con la rigidez de los materiales de la presa para este sismo. Como se observa en la Fig 6.29, para la función de amplificación del nivel 120 se reproduce adecuadamente el primer pico de la función de transferencia registrada, pero para frecuencias superiores a 6 hz los movimientos calculados son filtrados completamente debido al tamaño de los elementos finitos. Para calcular la respuesta en todo el intervalo de frecuencias tendrían que reducirse los elementos en un 40%. Esto trae como consecuencia que los ajustes del espectro de potencia y del espectro de respuesta no sean adecuados en las frecuencias altas. Fig 6.30.

6.5.5.2 CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LA PRESA DEL INFIERNILLO.

Teniendo en cuenta las deformaciones inducidas por los

sismos del 11 de abril de 1966 y el del 14 de marzo de 1979, y las propiedades dinámicas de los materiales con las cuales se lograron los mejores ajustes de la respuesta, se proponen unas curvas de variación del módulo de corte y de la relación de amortiguamiento con el nivel de deformación angular. Estas curvas servirán para hacer análisis posteriores, ante sismos más severos.

Para los diferentes materiales de la presa, en las Figs 6.31 a 6.35 se localizaron los puntos correspondientes a la relación G/G_{max} y la relación de amortiguamiento contra la deformación angular efectiva, calculada como el 65% del valor medio de la deformación máxima esperada obtenida con el procedimiento probabilista. Para el enrocado compacto se distinguieron dos tipos, de acuerdo con los resultados de Seed et al (1986), según los cuales para materiales granulares aumenta el amortiguamiento al aumentar el confinamiento. Uno con un amortiguamiento más alto junto a los filtros, y el segundo con un amortiguamiento un poco menor entre el anterior y el enrocado a volteo.

De estas curvas se observa que con estos sismos se cubre un intervalo de deformaciones que varía entre 8×10^{-6} y 0.1 %. Este se puede considerar como el intervalo de deformaciones más probables en la presa, ya que incluye el sismo de marzo de 1979, que ha sido junto con los de septiembre de 1985 los que hasta ahora han producido mayores deformaciones en la cortina.

Con estos puntos se hizo un ajuste, suponiendo que el comportamiento histerético de los materiales constitutivos de la presa se puede representar con un modelo hiperbólico según el cual la variación del módulo está dado por:

sismos del 11 de abril de 1966 y el del 14 de marzo de 1979, y las propiedades dinámicas de los materiales con las cuales se lograron los mejores ajustes de la respuesta, se proponen unas curvas de variación del módulo de corte y de la relación de amortiguamiento con el nivel de deformación angular. Estas curvas servirán para hacer análisis posteriores, ante sismos más severos.

Para los diferentes materiales de la presa, en las Figs 6.31 a 6.35 se localizaron los puntos correspondientes a la relación G/G_{max} y la relación de amortiguamiento contra la deformación angular efectiva, calculada como el 65% del valor medio de la deformación máxima esperada obtenida con el procedimiento probabilista. Para el enrocado compacto se distinguieron dos tipos, de acuerdo con los resultados de Seed et al (1986), según los cuales para materiales granulares aumenta el amortiguamiento al aumentar el confinamiento. Uno con un amortiguamiento más alto junto a los filtros, y el segundo con un amortiguamiento un poco menor entre el anterior y el enrocado a volteo.

De estas curvas se observa que con estos sismos se cubre un intervalo de deformaciones que varía entre 8×10^{-4} y 0.1 %. Este se puede considerar como el intervalo de deformaciones más probables en la presa, ya que incluye el sismo de marzo de 1979, que ha sido junto con los de septiembre de 1985 los que hasta ahora han producido mayores deformaciones en la cortina.

Con estos puntos se hizo un ajuste, suponiendo que el comportamiento histerético de los materiales constitutivos de la presa se puede representar con un modelo hiperbólico según el cual la variación del módulo está dado por:

$$\frac{G}{G_{\max}} = 1 - \frac{[\gamma/\gamma_r]}{a + b [\gamma/\gamma_r]} \quad (6.6)$$

y la relación de amortiguamiento por:

$$\lambda = \lambda_{\min} + \frac{[\gamma/\gamma_r]}{\frac{1}{\lambda_{\min}} + \frac{1}{\lambda_{\max} - \lambda_{\min}} [\gamma/\gamma_r]} \quad (6.7)$$

en las cuales γ_r Deformación angular para $G/G_{\max} = 0.5$
 λ_{\min} Relación de amortiguamiento mínima.
 λ_{\max} Relación de amortiguamiento máxima.
 a y b Parámetros de ajuste.

Con este modelo se obtuvieron las curvas con trazo continuo mostradas en las Figs 6.31 - 6.35. En general, para los amortiguamientos se encontró que con las curvas ajustadas se obtienen valores de amortiguamiento mayores que el límite superior de las curvas propuestas por Seed e Idriss (1970) hasta para deformaciones de $2 \times 10^{-2} \%$. Para deformaciones mayores tiende a la curva media de Seed, exceptuando el caso del núcleo arcilloso.

En cuanto a la variación del módulo de corte, el resultado más notable se obtuvo para el núcleo arcilloso, según el cual, el módulo de corte disminuye menos que lo propuesto por Seed para las arcillas saturadas, lo cual está de acuerdo con los resultados obtenidos por Stokoe y Lodde (1978) que fueron reportados por Cheen et al (1981). Para los materiales granulares para fines prácticos es válido emplear la curva media propuesta por Seed, ya que la modificación encontrada fue muy pequeña y tan sólo se observa un ligero incremento de la pendiente de la curva de atenuación.

6.5.5.3 ANALISIS CON EL SISMO PROMEDIO.

Este análisis se realizó con el objeto de conocer la respuesta de la presa ante un sismo con un contenido de frecuencias y una energía promedio de los sismos registrados en roca. Se empleó como excitación el espectro medio normalizado de las componentes transversales de los sismos registrados en roca. Ya que el área de este espectro es unitaria se afectó de tal forma que su raíz media cuadrada fuera igual a 0.0177 g, correspondiente al valor medio de las componentes transversales. Esta excitación presenta una aceleración máxima de 0.0621 g y la duración asignada al proceso estocástico fue de 15 s.

El valor máximo del módulo de corte fue igual al de los análisis anteriores, pero para definir la variación del módulo de corte y de la relación de amortiguamiento con el nivel de deformación, se usaron las curvas desarrolladas a partir del análisis comparativo mencionado en el inciso anterior. Se siguió un proceso iterativo no lineal hasta lograr que los valores del módulo y el amortiguamiento fueran compatibles con el nivel de deformaciones inducidas por el sismo.

La sección transversal de la distribución de las propiedades dinámicas finales se presenta en la Fig 6.36. La forma de las curvas de igual amortiguamiento es muy similar a la observada en los casos anteriores. De nuevo los amortiguamientos más altos se encuentran en el núcleo para los 60 m superiores de la presa. Para el módulo de corte existe un gran contraste entre los valores para el núcleo y para los espaldones.

La función de transferencia obtenida en este análisis para el nivel 180 presenta 3 picos claramente definidos para 1.1, 1.8 y 3.2 hz (Fig 6.37) los cuales son de menor amplitud que los obtenidos para el sismo de abril del 66. Para el nivel 120 la frecuencia predominante es 3 hz, valor muy cercano al encontrado para la componente transversal de la función de transferencia promedio.

Debido a que la excitación empleada muestra una distribución de la energía aproximadamente uniforme en el intervalo de frecuencias entre 1.3 y 9 hz, los espectros de potencia de la respuesta para los niveles 120 y 180 reflejan los picos de las funciones de transferencia, Fig 6.38. Los valores medios cuadrados calculados fueron de 0.07 y 0.049 g, para los niveles 180 y 120 respectivamente, que dan una amplificación de 4.0 y 2.8, con respecto a la roca.

Los espectros de respuesta (Fig 6.39) muestran la correspondencia de sus picos a los de las funciones de transferencia. Las aceleraciones máximas calculadas son de 0.214 g para el nivel 180 y de 0.157 g para el 120.

La forma de la distribución de las deformaciones máximas presenta la misma tendencia que para los dos sismos analizados, aunque el valor de las deformaciones es intermedio entre las del sismo de abril del 66 y el de 1979. La presencia de la zona de mayor deformación a partir de la cota 110 en el núcleo de la presa es evidente.

Para evaluar los daños potenciales en la presa por la acción de un sismo de características similares al del promedio pero con energías mayores, basta con repetir el ejercicio hecho y reportado en este inciso. Sin embargo, esto va más allá de los alcances de esta tesis.

6.6 CONCLUSIONES.

Debido a su localización, la presa El Infiernillo ha estado sometida a una gran cantidad de sollicitaciones sísmicas de diferentes características y magnitud. Este hecho ha tenido gran influencia en su comportamiento ya que los asentamientos y deformaciones inducidas por los sismos son comparables a los producidos durante la construcción y los primeros llenados del embalse.

A pesar de que se cuenta con una instrumentación sísmica bastante amplia la información obtenida de ella resulta insuficiente, especialmente para sismos de gran magnitud en los cuales la instrumentación ha presentado problemas y tan sólo se cuenta con muy pocos registros en el cuerpo de la presa.

Uno de los aspectos más importante que influye 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 roca en El Infiernillo presentan contenidos frecuenciales bastante amplios, entre 0.5 y 20 hz, excepto el sismo del 14 de marzo de 1979 que presentó un contenido de frecuencias limitado (entre 1 y 3 hz) poco usual para registros en roca; sin embargo, esta diferencia se explica por la distancia y profundidad focal. Este sismo junto con los de Septiembre de 1985 han sido los que han provocado mayores deformaciones en la presa, pero debido a su contenido de frecuencias, el sismo de marzo de 1979 tuvo un efecto mayor sobre la parte superior (elevación 120 - elevación 180) de la cortina, mientras que los sismos de 1985 afectaron más la parte inferior (base - elevación 120).

Esta diferencia en el contenido de frecuencias también explica por qué las deformaciones al 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.

Se observa una marcada diferencia entre el comportamiento de la presa a los niveles 120 y 180. Para el nivel 120 la presa se comporta como una estructura más rígida que sufre, en general, menos deformaciones, de tal forma que los efectos no lineales no son tan marcados para los sismos de diferente magnitud. Mientras que al nivel 180 es más flexible, haciéndose evidente el comportamiento no lineal al aumentar los movimientos dinámicos y marcándose un importante efecto de cabeceo en los 60 m superiores de la presa. Este comportamiento es compatible con los asentamientos y deformaciones observados, durante la vida de la presa. Indudablemente en este comportamiento influye la forma del cañón, el cual aproximadamente a la cota 120 se abre, de tal manera que la parte de la presa que queda por debajo de esta cota está más confinada y por lo tanto sufre menos deformaciones.

Se desarrolló un modelo de comportamiento dinámico para la presa El Infiernillo que permite reproducir satisfactoriamente la respuesta de la presa en términos de la función de transferencia, espectro de potencia y espectro de respuesta. En este modelo el comportamiento no lineal de los suelos se representa con el método lineal equivalente, Seed (1969), y las curvas de variación del módulo dinámico de rigidez y de la relación de amortiguamiento son las mostradas en las Figs 6.31 a 6.35.

El uso de únicamente la componente transversal como excitación, permitió reproducir en forma adecuada la respuesta registrada de la presa en la misma dirección. Esto

indica que para la sección media de la presa el efecto de los movimientos en las direcciones vertical y longitudinal sobre los movimientos transversales, no es significativa. Sin embargo, para otras zonas el efecto acoplado de las tres componentes de la excitación puede ser significativo y, por tanto, es un aspecto que deba ser investigado.

Debido al tamaño de los elementos de la malla empleada en los análisis, no fue posible reproducir el intervalo de frecuencias altas de la respuesta registrada en la presa para el sismo del 19 de septiembre de 1985, ya que se produce un fuerte filtrado de los movimientos para las frecuencias superiores a 6 hz. Para poder analizar correctamente el efecto de este sismo sobre la presa sería conveniente emplear un malla más fina, en la cual la altura máxima de los elementos sea a lo sumo un 60% de la utilizada en este trabajo.

El efecto tridimensional se refleja en los valores de K_2 empleados para el cálculo de los valores máximos de los módulos de corte para los materiales granulares. Se observa que con valores mucho menores a los empleados en el análisis bidimensional (Romo et al, 1980), se logró reproducir de forma apropiada la respuesta registrada de la presa. Esto se debe a que las paredes del cañón restringen las deformaciones, haciendo más rígida la presa.

Las curvas de la relación de amortiguamiento obtenidas en este análisis indican que para pequeñas deformaciones el amortiguamiento es mucho mayor que el propuesto por Seed e Idriss (1970) y por Seed et al (1986). Esto se puede deber a que bajo condiciones tridimensionales de esfuerzos los suelos disipen más energía que lo observado en pruebas convencionales de laboratorio; sin embargo, por limitaciones de laboratorio esto es difícil de comprobar. En cuanto a las

curvas de variación del módulo de corte con el nivel de deformación, para fines prácticos las curvas propuestas por Seed e Idriss resultan apropiadas.

Para los tres análisis realizados con sismos de diferente magnitud, se detectó la presencia de una zona en el núcleo a partir de la cota 110 hacia arriba, en la cual se presentan deformaciones mucho mayores que las desarrolladas en el resto de la presa y donde se disipa más energía debido a sus altos amortiguamientos. Este hecho parece indicar que la disipación de la energía en la presa El Infiernillo ocurre en zonas localizadas y no distribuida uniformemente en su cuerpo. Estos resultados indican, además, que hay zonas de la cortina que han sido sometidas a esfuerzos cortantes mayores que otras; por consiguiente, podrían representar áreas de debilidad ante sismos futuros.

Se encontró una diferencia marcada entre las propiedades dinámicas del núcleo y las de los espaldones de la presa. Esta diferencia provoca que la presa no se comporte como un solo elemento vibrante, sino que su respuesta global sea el resultado de la interacción de varios cuerpos que tratan de vibrar independientemente de acuerdo a sus propias características. Este comportamiento es evidente por las diferencias significativas entre las funciones de transferencia calculadas para los taludes y el centro de la presa al nivel 120.

7 CONCLUSIONES

En este trabajo se propone un método tridimensional para el análisis dinámico de presas de tierra y enrocamiento basado en la teoría de vibraciones aleatorias. Con este procedimiento de análisis es posible tener en cuenta la naturaleza aleatoria de los sismos y se puede modelar apropiadamente la geometría tridimensional de la presa. El comportamiento no lineal de los suelos se simula mediante el método lineal equivalente. Con el objeto de demostrar la aplicabilidad de este método para el análisis de problemas reales se desarrolló un proceso destinado a determinar las características dinámicas de la presa El Infiernillo ante sismos de diferente magnitud.

Con este método se logran economías importantes para el diseño de presas, ya que no es necesaria la realización de varios análisis para sismos diferentes, sino que con uno solo se determina la variación de la respuesta de la estructura.

La teoría de vibraciones aleatorias es un arma poderosa para el análisis de sistemas lineales sometidos a vibración. Gracias al desarrollo del método de los elementos finitos estos sistemas lineales se pueden hacer tan complejos como se desee, y mediante el método lineal equivalente se hace aplicable a problemas de mecánica de suelos, en los que el efecto no lineal es importante.

Se desarrolló un nuevo esquema de interpolación que considera que las funciones de transferencia en el cuerpo de la presa son similares a las de un sistema de n grados de libertad. Con este esquema se alcanzaron a definir de forma satisfactoria las funciones de transferencia compleja a partir de pocas frecuencias para las cuales se resuelve el sistema. Sin embargo, es conveniente desarrollar otros esquemas de interpolación que reduzcan aun más el número de frecuencias necesarias sin que se produzcan picos espurios dentro de la función de transferencia.

El método desarrollado es sensible a la forma de la función de transferencia y del espectro de potencia, así como al contenido de frecuencias de la excitación. De tal forma, que presenta problemas de aproximación cuando se emplea para analizar sistemas que tienen funciones de transferencia con picos muy agudos (como las obtenidas en análisis para estratos de suelo con amortiguamientos muy bajos, menores al 5%). En este caso los valores calculados de las aceleraciones, desplazamientos, esfuerzos y deformaciones máximos son sobreestimados, de la misma forma que cuando se tienen espectros de potencia con un contenido de frecuencias muy estrecho. Esto se debe a que la aplicación de la teoría de vibraciones aleatoria es más apropiada para cuando se tiende a condiciones de ruido blanco. Además, los espectros de respuesta calculados mediante la teoría del valor extremo resultan muy sensibles a la forma del espectro de potencia y por lo tanto de la función de transferencia con la cual fueron determinados. La influencia del contenido de frecuencias de la excitación depende en gran medida de las posiciones relativas que tengan sus frecuencias predominantes con respecto a las de la función de transferencia. Para sistemas en los que la función de transferencia no presenta formas tan agudas, como las

obtenidas en análisis tridimensionales, con este método se obtienen resultados muy similares a los deterministas, con la ventaja que se conoce el rango de variación de la respuesta.

Debido a su localización, la presa El Infiernillo ha estado sometida a una gran cantidad de sollicitaciones sísmicas de diferentes características y magnitud. Este hecho ha tenido gran influencia en su comportamiento ya que los asentamientos y deformaciones inducidas por los sismos son comparables a los producidos durante la construcción y los primeros llenados del embalse.

Los sismos que han producido un mayor efecto sobre la presa El Infiernillo son: el del 14 de marzo de 1979, que presentó un contenido de frecuencias limitado (entre 1 y 3 hz) y los de Septiembre de 1985, con un contenido de frecuencias mucho más amplio (entre 0.7 y 20 hz). Debido a su contenido de frecuencias, el sismo de marzo de 1979 tuvo un efecto mayor sobre la parte superior (elevación 120 - elevación 180) de la cortina, mientras que los sismos de 1985 afectaron más la parte inferior (base - elevación 120). Esta diferencia en el contenido de frecuencias también explica por qué las deformaciones al 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.

Se mostró cómo a partir de los registros, se puede obtener información acerca de las funciones de transferencia de la presa ante sismos de diferentes magnitudes, aplicando teoría de vibraciones aleatorias. De estas funciones de transferencia se pueden estimar las propiedades dinámicas de los materiales constitutivos de la presa. De las funciones de transferencia calculadas se observa una marcada diferencia en el comportamiento entre los niveles 180 y 120.

Para el nivel 180 la presa es más flexible y se hace más notorio el efecto no lineal que para el nivel 120, lo cual, es compatible con los asentamientos y deformaciones observados en la presa durante su vida.

Empleando el método de análisis desarrollado se propone un modelo del comportamiento dinámico de los materiales constitutivos de la presa El Infiernillo, que reproduce en forma satisfactoria la respuesta registrada en la cortina para los sismos del 11 de abril de 1966 y del 14 de marzo de 1979. Con este modelo se analizó la respuesta de la presa para un sismo promedio, definido a partir de los eventos registrados en roca.

El efecto tridimensional se refleja en los valores de K_2 empleados para el cálculo de los valores máximos de los módulos de corte para los materiales granulares. Se observa que con valores mucho menores a los empleados en el análisis bidimensional (Romo et al, 1980), se logró reproducir de forma apropiada la respuesta registrada de la presa. Esto se debe a que las paredes del cañón restringen las deformaciones, haciendo más rígida la presa.

Para los análisis realizados con sismos de diferente magnitud, se detectó la presencia de una zona en el núcleo a partir de la cota 110 hacia arriba, en la cual se presentan deformaciones mucho mayores que las desarrolladas en el resto de la presa y donde se disipa más energía debido a sus altos amortiguamientos. Este hecho parece indicar que la disipación de la energía en la presa El Infiernillo ocurre en zonas localizadas y no distribuida uniformemente en su cuerpo. Estos resultados indican, además, que hay zonas de la cortina que han sido sometidas a esfuerzos cortantes mayores que otras; por consiguiente, podrían representar áreas de debilidad ante sismos futuros.

Las curvas de la relación de amortiguamiento obtenidas en este análisis indican que para pequeñas deformaciones el amortiguamiento es mucho mayor que el propuesto por Seed e Idriss (1970) y por Seed et al (1986). En cuanto a las curvas de variación del módulo de corte con el nivel de deformación, para fines prácticos las curvas propuestas por Seed e Idriss (1970) son apropiadas.

La aplicación de este método para obtener las propiedades dinámicas de una presa mediante métodos de ajuste y error resulta demasiado costosa, y su utilización se debe orientar más al diseño de presas o estudios paramétricos, en los cuales se pueda definir mejor la interacción entre las diferentes zonas de la presa, o la influencia de la forma del cañón en la respuesta de la presa.

Sobre las propiedades dinámicas de los materiales constitutivos de la presa, existe un gran velo de incertidumbre y de ignorancia debido especialmente a limitaciones de laboratorio para realizar pruebas sobre muestras representativas, bajo condiciones de esfuerzos en las que se combinen esfuerzos cíclicos de corte y esfuerzos sostenidos, como los que ocurren en campo. Por lo tanto, los registros de los movimientos sísmicos proporcionan una oportunidad valiosa que debe explotarse para evaluar las propiedades de los suelos y estudiar la confiabilidad de los métodos de análisis. A largo plazo, estudios como los reportados en este trabajo redundarán en el desarrollo de métodos de análisis simplificados que contemplen los aspectos significativos del comportamiento de presas de tierra y enrocamiento.

8 REFERENCIAS

- Alberro J., Moreno E. (1985), El Infiernillo Michoacan. Comportamiento de presas construidas en México (1974 - 1984), Capitulo 3, Contribución al XV Congreso Internacional de Grandes Presas, Lausanne, Suiza.
- Ambraseys N. (1960), On the seismic behavior of earth dams. Proceedings II World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, Tokio, Pag. 331-356.
- Ambraseys N., Sarma S. (1967), The response of earth dams to strong earthquake. Geotechnique, Vol. 17, September, Pag. 181-213.
- Arango I. (1980), Ingeniería sísmica aplicada a los problemas geotécnicos. Segundo Seminario Colombiano de Geotecnia, Bogotá.
- Blume J. A. (1973), Recomendation for shape of earthquake response spectra. Directorate of Licensing United States Atomic Energy Comission, Washington D. C.
- Cartwright D. F., Longuet - Higgins M. S. (1956), The statistical distribution of the maxima of a random vibration. Proceedings Royal Society, A237, Londres, Pag. 212-223.

- CFE (198), Comportamiento de las presas El Infiernillo y La Villita incluido el sismo de marzo 14, 1979. CFE, México.
- Clough R. W., Penzien J. (1985), Dynamics of Structures, International Student Edition, McGraw-Hill Book Company, Singapore.
 - Crandall S., Mark W. (1963), Random Vibrations in Mechanical Systems, Academic Press, New York.
 - Chen J., Lymer J., Seed H. B. (1981), Analysis of local variations in free field seismic ground motions, Report No UCB/EREC - 81/03, University of California, Berkeley California.
 - Christian J. (1980), Probabilistic soil dynamics: state of the art, J.G.E.D., ASCE, Vol. 106, No. GT4, Pag. 385-397.
 - Donovan N. C. (1971), A stochastic approach to seismic liquefaction problem, 1st. International Conference Applied Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering, Pag 261-276.
 - Faccioli E. (1972), A stochastic model for prediction seismic failure in soil deposit, Proceedings 4th European Symposium Earthquake Engineering, London, Pag. 41-56.
 - Faccioli E. (1976), A stochastic approach to soil amplification, Bulletin of the Seismologic Society of America, Vol. 66, Pag. 1277-1291.

- Franklin A. G., Chang F. (1977), Permanent displacements of earth embankments by Newark sliding block analysis, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Report No. 5.

- Gasparini D. (1975), SIMONE: A program for artificial motion generation, Internal Study, Report No. 3, Department of Civil Engineering Massachusetts Institute of Tecnology, Cambridge, Massachusetts

- Gazetas G., Debchaudhury A., Gasparini D. A. (1981), Random vibration analysis for the seismic response of earth dams, Geotechnique 31 No. 2, Pag. 261-277.

- González Valencia F., Guzman Martínez M.A. (1985), El Infiernillo, Michoacan, Comportamiento de presas construidas en México (1974 - 1984), Capitulo 3, Contribución al XV congreso Internacional de Grandes Presas, Lausanne, Suiza.

- González Valencia F. (1987), Regional seismic activity, Effects of the September 1985 Earthquakes on dams built on the Balsas Riverr, CFE, M xico.

- González Valencia F. (1987) Effects on El Infiernillo dam, Michoacan, Effects of the September 1985 Earthquakes on dams built on the Balsas River, CFE, México.

- Hatanaka M. (1955), Fundamental considerations on the earthquakes resistant properties of the earth dam, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Bolletin No. 11.

- Hsu H. P. (1986), Análisis de Fourier, Fondo Educativo Interamericano, México.
- Idriss I. M., Lysmer J., Hwang R., Seed H. (1973), QUAD4 : A computer program for evaluation the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures, Report No. EERC 73/16, University of California, Berkeley, California.
- Kawasumi H., Shima E. (1985), Some applications of a correlator to Engineering problems, III WCEE, Vol. 2, New Zealand, Pag. 289-316.
- Kagawa T., Mejia L., Seed H., Lysmer J. (1981), TLUSH: a computer program for the three-dimensional dynamic analysis of earth dams, Report No. UCB/EERC - 81/14, University of California, Berkeley, California.
- Lee K. L., Chang C. (1972), Number of equivalent significant cycles in strong motion earthquakes, Proceedings of the International Conference on Microzonation, Vol. II, Seattle, Washington, Pag. 609 - 627.
- Lysmer J. (1973), Modal damping and complex stiffness, University of California note, Berkeley, California.
- Lysmer J., Udaka T., Seed H. B., Hwang R. (1974), LUSH: A computer program for complex response analysis of soil-structure systems, Report No. EERC 74/4, University of California, Berkeley California.
- Magaña R., Alberro J., Amezcua M. A. (1984), Análisis tridimensional de cruce de galerías, Informe interno del Instituto de Ingeniería - UNAM, México.

- Magaña R., Romo M. P. (1985), Análisis de estabilidad de la Presa del Infiernillo. Primera parte, Instituto de Ingeniería - UNAM, Elaborado para CFE, México.
- Makdasi F., Kagawa T., Seed H. B. (1982), Seismic response of earth dams in triangular canyons, J.G.E.D., ASCE, Vol. 108, No. GT10, Pag. 1328-1337.
- Marsal R. J. y Ramirez de Arellano L. (1967), Performance of El Infiernillo dam, 1963 - 1966, J.S.M.F.D., ASCE, Vol 93, pag. 265-298
- Meirovitch L. (1967), Analytical methods in vibrations, The Macmillan Company, New York.
- 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 analyses of earth dams, J.G.E.D., ASCE, Vol 109, No. 11, Pag. 1383-1398.
- Mononobe N., Takata A., Matsumura 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 AC, Madrid.
- Newmark N. M. (1965), Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, No 15, Pag. 139-160.

- Nose M., Baba K. (1980), Dynamic behaviour of rockfill dam, Dams and Earthquake, Proceedings of a conference held at the Institution of Civil Engineers, Londres, Pag. 69-78.
- Prevost J., Abdel-Ghaffar A., Lacy S. (1985), Nonlinear dynamic analysis of an earth dam, J.G.E.D., ASCE, Vol. 111, No. 7, Pag. 882-897.
- Reséndiz D., Rosenblueth E., Mendoza E. (1978), Diseño sísmico de presas de tierra y enrocamiento. Estado del arte, Comisión Federal de Electricidad, México.
- Reséndiz D., Romo M. P., Moreno E. (1980), Experiencias obtenidas del comportamiento sísmico 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.
- Rodriguez E., Sierra C., Villarraga R. (1983), Análisis dinámico de presas terreas, Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D. E.
- 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 Philosophy, University of California, Berkeley.
- Romo M. P., Chen J. H., Lysmer J., Seed H. B. (1977), PLUSH: A computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil-structure interaction, Report No. EERC 77/01, University of California, Berkeley, California.

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

- Romo M. P., Carels P. (1982), Influencia de la dispersión de los parámetros del suelo en la evaluación del comportamiento dinámico de presas de tierra, Informe Interno No. 1528, Instituto de Ingeniería UNAM, México.

- Romo M. P., Villegas S. (1986), Aproximación de las perturbaciones aleatorias para el análisis sísmico de estructuras de tierra, Instituto de Ingeniería - UNAM, Informe interno No. 5505, México.

- Romo M. P. y Macedo G., Comportamiento dinámico de la presa La Villita, Sismos de septiembre de 1985, Casos de Mecánica de Suelos, Septiembre de 1986, México D. F.

- Rosenblueth E., Esteva L. (1962), Folleto Complementario: diseño sísmico de edificios, Ingeniería, México.

- Sarma S. K. (1975), Seismic stability of earth dams and embankments, Geotechnique, Vol. 24, No. 4, Pag 743-761.

- Sarma S. K. (1980), A simplified method for the earthquake resistant desing of earth dams, Dams and Earthquakes, Proceedings of a Conference Held at the Institute of Civil Engineers, October, London, Pag. 150-160.

- Seed H. B., Martin G. R. (1966), The seismic coefficient in earth dam design, J.S.M.F.D., ASCE, Vol 92, No. SM3, Pag. 25-58.
- Seed H. B., Idriss I. M. (1969), Influence of soil condition on ground motion during earthquakes, J.S.M.F.D, ASCE, Vol. 95, No. SM1, January.
- 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., 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., Idriss I. M., Makdisi F., Banerjee N. (1975), Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analysis, Report No UCB/EERC - 75/29, University of California, Berkeley, California.
- Seed H. B. (1979), Considerations in the earthquake resistant design of earth and rockfill dams, Geotechnique 29, Pag. 213-263.
- Seed H. B., Wong R. T., Idriss I. M., Tokimatsu K. (1986), Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils, J.G.E.D., ASCE, Vol 112, No. 11, Nov.

- Singh M. P., Khatua T. P. (1978), Stochastic seismic stability prediction of earth dams. Earthquake engineering and soil dynamics especiality conference, ASCE, Vol. II, Pasadena, Pag. 875-889.
- SRH - CFE - UNAM (1976), Comportamiento de presas construidas en México. Contribución al XII Congreso Internacional de Grandes Presas, México.
- U. S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, USBR (1976), Dynamic analysis of embankment dams, Washington.
- Tajirian, F. (1981), Impedance Matrices and interpolation techniques for 3-d interaction analysis by the flexible volume method, Tesis de doctorado, Universidad de California, Berkeley.
- 2) ✓ - Vanmarcke E. H. (1976), Structural response to earthquakes, Seismic Risk and Engineering Decisions, Lomnitz y Rosenblueth editores, Elsevier Scientific Publishing Company, New York, Pag. 289-337.
- Vanmarcke E. H., Lai S. S. (1980), Strong motion duration and RMS amplitude of earthquake records, Bulletin of the seismologic society of America, Vol 70, No 4, Pag. 1293-1307.

TABLAS

TABLA 1.1

SISMOS PRESA DEL INFIERNILLO - COMPONENTE TRANSVERSAL

SITIO	SISMO	Amax (g)	R.M.S.[*] (g)
ROCA PT^{**} PT MD^{***}	660411	0.0225	0.006932
	660925	0.0255	0.007968
	831208	0.0121	0.003722
N. 120	660411	0.0677	0.018350
	660925	0.0845	0.021623
	831208	0.0581	0.017351
N. 180	660411	0.0807	0.021666
	660925	0.0484	0.015119
	831208	0.0682	0.020545

- * R.M.S. Raiz Media Cuadrada**
- ** P.T. Planta Potabilizadora**
- *** M.D. Margen derecha**

TABLA 5.1

COMPARACION PTLUSH - TLUSH - ESTRATO HOMOGENEO SISMOS GENERADOS

	PTLUSH			TLUSH			ERROR
	L I	M	L S	$\bar{X}-\sigma$	\bar{X}	$\bar{X}+\sigma$	
A_{max} (02)	.4375	.5233	.6327	.3810	.4469	.5129	17.1
A_{max} (08)	.3366	.4130	.5079	.2907	.3468	.4028	19.1
A_{max} (14)	.2535	.3095	.3694	.2381	.2848	.3314	8.7
γ_{max} (1)	.0720	.0872	.1060	.0704	.0835	.0966	4.0
γ_{max} (2)	.1670	.2130	.2680	.1821	.2179	.2539	1.0
γ_{max} (3)	.2190	.2870	.3660	.2463	.2951	.3440	12.75

L I Límite inferior máximo esperado

M Valor medio máximo esperado

L S Límite superior máximo esperado

A_{max} Aceleración máxima (g)

γ_{max} Deformación máxima de corte (%)

TABLA 52

COMPARACION RESULTADOS PROBABILISTA CON DETERMINISTAS
ESTRATO HOMOGENEO SISMO N. 8

		PTLUSH 121 F.			PTLUSH 41 F.			TLUSH	E _i	E _r	E _o	
		Min	Med	Max	Min	Med	Max					
2%	y _{max}	1	.107	.132	.163	.163	.204	.255	.150	54.53	12.00	36.00
		2	.241	.320	.416	.369	.501	.651	.333	56.53	3.99	50.32
		3	.314	.427	.555	.450	.643	.860	.439	50.90	2.93	46.17
	A _{max}	2	.699	.840	1.02	.991	1.20	1.47	.849	43.26	1.05	41.76
		8	.545	.671	.827	.832	1.01	1.24	.557	50.51	20.45	81.29
		14	.399	.469	.562	.535	.639	.772	.352	36.09	33.29	81.38
5%	y _{max}	1	.065	.079	.096	.080	.098	.120	.094	24.05	16.20	3.96
		2	.119	.149	.185	.186	.241	.306	.223	61.74	33.18	8.07
		3	.182	.237	.302	.228	.303	.389	.227	27.85	14.35	9.50
	A _{max}	2	.415	.497	.602	.478	.575	.699	.538	15.68	7.53	6.97
		8	.317	.389	.480	.375	.461	.568	.363	18.30	7.33	26.96
		14	.238	.279	.333	.269	.318	.380	.218	13.79	27.78	45.40
10%	y _{max}	1	.040	.049	.059	.047	.059	.074	.060	21.81	19.46	1.89
		2	.096	.121	.150	.122	.155	.194	.144	28.10	15.91	7.71
		3	.125	.157	.196	.126	.159	.198	.175	1.27	10.39	9.25
	A _{max}	2	.291	.344	.423	.307	.369	.448	.342	7.45	0.59	8.08
		8	.224	.274	.337	.238	.292	.410	.243	6.68	12.62	20.15
		14	.171	.200	.239	.179	.210	.249	.190	4.59	5.31	10.14
15%	y _{max}	1	.024	.041	.050	.034	.041	.049	.048	0.74	16.34	16.96
		2	.079	.097	.120	.082	.101	.125	.122	3.91	20.58	17.48
		3	.109	.136	.169	.107	.133	.164	.160	2.21	15.13	17.0
	A _{max}	2	.231	.277	.336	.240	.288	.349	.266	4.00	4.14	8.30
		8	.181	.221	.271	.283	.231	.189	.207	4.54	6.50	11.34
		14	.143	.168	.200	.205	.172	.147	.180	2.70	6.64	4.12
20%	y _{max}	1	.027	.033	.040	.029	.034	.042	.041	5.21	20.02	16.48
		2	.069	.085	.105	.072	.088	.109	.106	3.64	19.85	16.93
		3	.095	.118	.145	.096	.118	.145	.145	6.00	18.40	18.40
	A _{max}	2	.192	.231	.281	.199	.239	.291	.225	3.54	2.84	6.49
		8	.154	.188	.230	.160	.195	.239	.184	3.94	1.90	5.92
		14	.128	.150	.178	.131	.153	.182	.166	2.33	9.64	7.53

ERRORES RELATIVOS ENTRE LOS ANALISIS

$$E_i = |((P_{01}/P_{02}) - 1) * 100|$$

$$E_r = |((T/P_{01}) - 1) * 100|$$

$$E_o = |((T/P_{02}) - 1) * 100|$$

TABLA 6.1

NUMERO DE SISMOS REGISTRADOS EN LA CERCANIA DE LA PRESA DEL INFIERNILLO ENTRE LOS AÑOS 1975 - 1985.

AÑO	MAGNITUD RICHTER				TOTAL ANUAL
	$M_s < 3$	$3 \leq M_s < 4$	$4 \leq M_s < 5$	$M_s \geq 5$	
1975	1	1	4	3	9
1976	0	6	19	3	28
1977	0	8	20	7	35
1978	0	6	15	9	30
1979	0	10	56	9	75
1980	2	23	18	3	46
1981	20	55	18	4	97
1982	2	36	6	0	44
1983	0	16	1	1	18
1984	1	19	2	0	22
1985	54	210	21	4	289
TOTAL	80	390	180	43	69

González Valencia (1986)

TABLA 6.2

PARAMETROS DE LOS SISMOS MAS IMPORTANTES

SISMO	FECHA	LOC. EPICENTRO		MAGNIT. RICHTER	PROF. FOCAL	DIST.
		LAT.	LONG.			
S1	OCT. 11, 1975	17.580°N	102.280°W	4.9	33	79
S2	NOV. 15, 1975	18.110°N	102.230°W	5.9	33	23
S3	MAR. 14, 1979	17.310°N	101.350°W	7.6	60	134
S4	OCT. 25, 1981	17.888°N	102.416°W	7.3	33	54
S5	SEP. 19, 1985	18.108°N	102.707°W	8.1	30	68
S6	SEP. 21, 1985	17.618°N	101.815°W	7.5	33	79

* Profundidad focal y distancia a la presa en Km.

** Tomada de González Valencia (1986)

TABLA 6.3

**DESPLAZAMIENTOS REGISTRADOS EN LA PRESA DEL INFIERNILLO
EN EL PERIODO 1969 - 1985**

	ASENTAMIENTOS			DESP. HORZ. A. ABAJO		
	TOTAL	EFFECTO SISMOS		TOTAL	EFFECTO SISMOS	
	CM	CM	%	CM	CM	%
N 180 LINEA A (A. ABAJO)	64.4	35.4	55	26.0	17.6	68
N 180 LINEA N (A. ARRI.)	51.0	29.1	57	11.0	4.8	44
N 120	13.6	6.0	44	10.8	5.3	49
N 80	2.9	1.2	42	2.4	1.0	42

TABLA 0.4

PRESA DEL INFIERILLO

CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS SISMOS REGISTRADOS

		No. 1 6 6-0 4-1 1			No. 2 6 6-0 9-2 5			No. 3 7 5-1 1-1 5			No. 4 7 9-0 3-1 4			No. 5 8 3-1 2-0 8			No. 6 8 5-0 9-1 9		
		TRAM	LONG	VERT															
ROCA	RMS	0.0069	0.0057	0.0050	0.0076	0.0045	0.0047				0.0377	0.0403	0.0188						
	D	9.7654	9.6663	12.027	7.4013	8.8554	9.1511				9.4626	2.6524	5.0600						
	F.F	0.4073	0.4477	0.5677	0.5034	0.5495	0.4727				0.7430	0.5041	0.7210						
	A _{max} T	0.0224	0.0221	0.0253	0.0255	0.0171	0.0142				0.1196	0.1048	0.0689						
		5.32	5.22	4.86	3.32	3.66	2.56				3.68	9.52	10.46						
M. D.	RMS							0.0214	0.0153	0.0147				0.0037	0.0034	0.0028	0.0204	0.0250	0.0224
	D							7.9445	8.1227	8.3765				6.7922	12.077	9.8589	11.960	9.1919	7.9230
	F.F							0.5334	0.5777	0.5663				0.4959	0.4739	0.5549	0.5955	0.6439	0.5925
	A _{max} T							0.0872	0.0529	0.0520				0.0151	0.0121	0.0112	0.1318	0.0913	0.0774
								3.94	5.80	5.66							12.32	18.52	18.18
M. I	RMS																		
	D																		
	F.F																		
	A _{max} T																		
M. 120	RMS	0.0183	0.0132	0.0076	0.0216	0.0223	0.0123							0.0173	0.0130	0.0095	0.0724	0.1072	0.0672
	D	8.0745	8.8035	9.2631	7.5903	6.3407	7.6092							8.9941	8.2880	8.8406	6.0957	5.7475	7.0996
	F.F	0.4760	0.6016	0.5235	0.4741	0.5255	0.3962							0.4507	0.5113	0.4769	0.5864	0.4225	0.5543
	A _{max} T	0.0676	0.0576	0.0304	0.0845	0.0794	0.0330							0.0710	0.0381	0.0360	0.0294	0.3793	0.2946
		7.52	7.32	9.60	6.96	7.20	7.88										40.74	19.64	40.4
M. 180	RMS	0.0216	0.0118	0.0236	0.0151	0.0139	0.0214	0.0452	0.0686	0.0860	0.1265	0.1033	0.0901	0.0205	0.0129	0.0110			
	D	5.3666	5.2667	6.5263	3.8051	4.1872	6.7632	5.6536	3.9337	6.4960	1.6414	1.0763	3.4830	4.1560	6.2458	5.9551			
	F.F	0.6204	0.4549	0.5840	0.4417	0.4330	0.4508	0.4101	0.3482	0.4580	0.3669	0.3102	0.5385	0.4495	0.5468	0.4898			
	A _{max} T	0.0807	0.0344	0.0893	0.0484	0.0433	0.0734	0.1998	0.1301	0.0704	0.3248	0.3249	0.3279	0.06824	0.0451	0.0346			
		7.44	8.64	6.32	15.72	9.16	12.12	15.44	8.68	8.08	26.54	19.82	24.94						

* RMS Valor medio cuadrado (g)

A-D Frecuencia Dominante (Hz)

A_{max} A_{max} (g)

A_{max} T Tiempo equivalente (seg)

TABLA 6.5

PRESA DEL INFIERNILLO

PROPIEDADES ESTATICAS EMPLEADAS EN LOS ANALISIS CON ELEMENTOS FINITOS

	γ_d (kg/m ³)	γ_{sat} (kg/m ³)	ν	E (kg/m ²)
ARCILLA (NUCLEO)	1580	2000	0.49	25,000,000
FILTROS	1870	2190	0.33	32,000,000
ENROCADO COMPACTO	1850	2160	0.33	31,500,000
ENROCADO A VOLTEO	1760	2100	0.33	15,000,000

- γ_d Peso unitario seco.
- γ_{sat} Peso unitario saturado.
- ν Relación de Poisson.
- E Módulo de deformación estática.
- Tomada de Magaña y Romo (1985)

FIGURAS

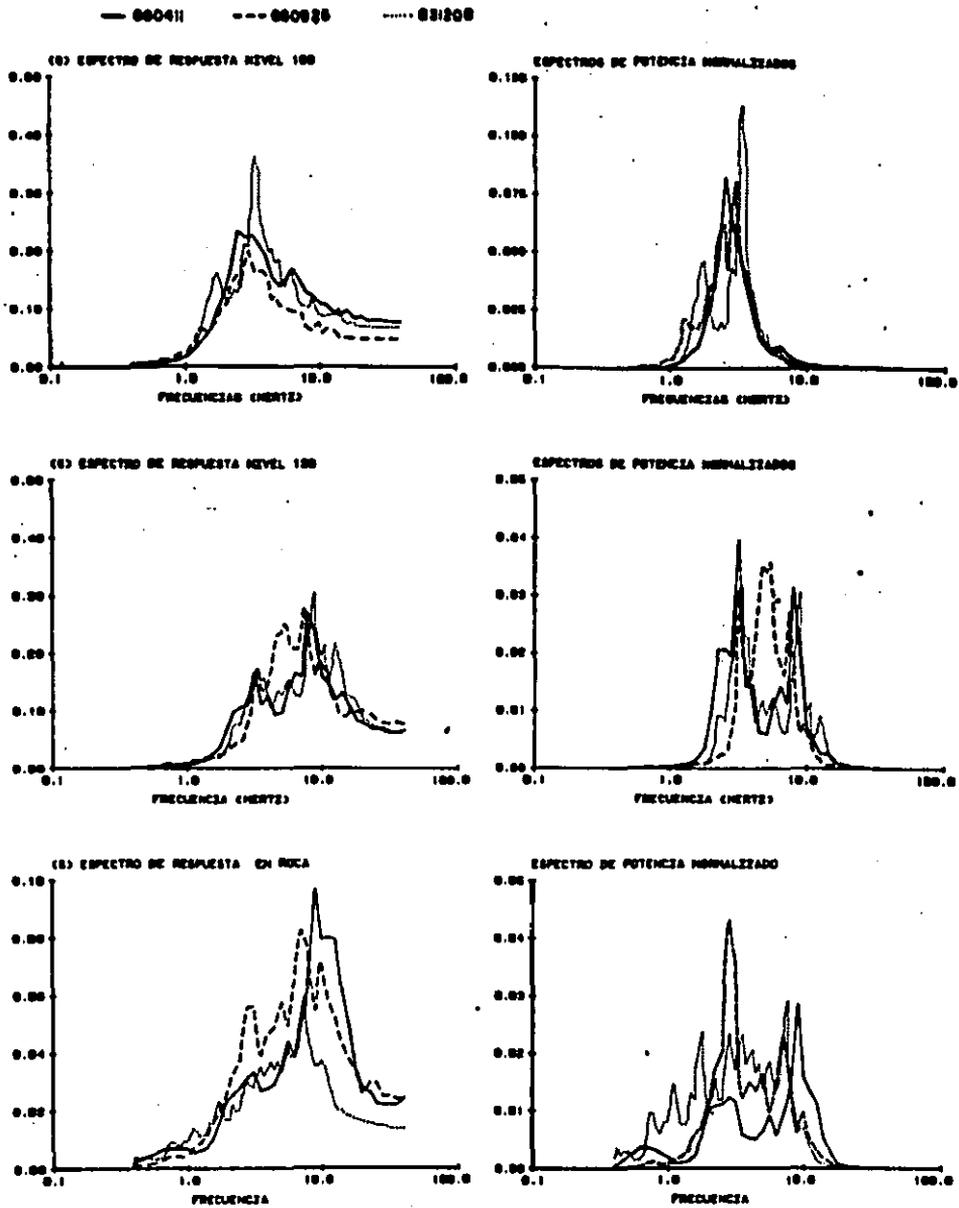


FIG. 1.1 Espectros de Respuesta y Potencia normalizado.
 Componentes Transversales de sismos registrados
 en la Presa del Infiernillo.

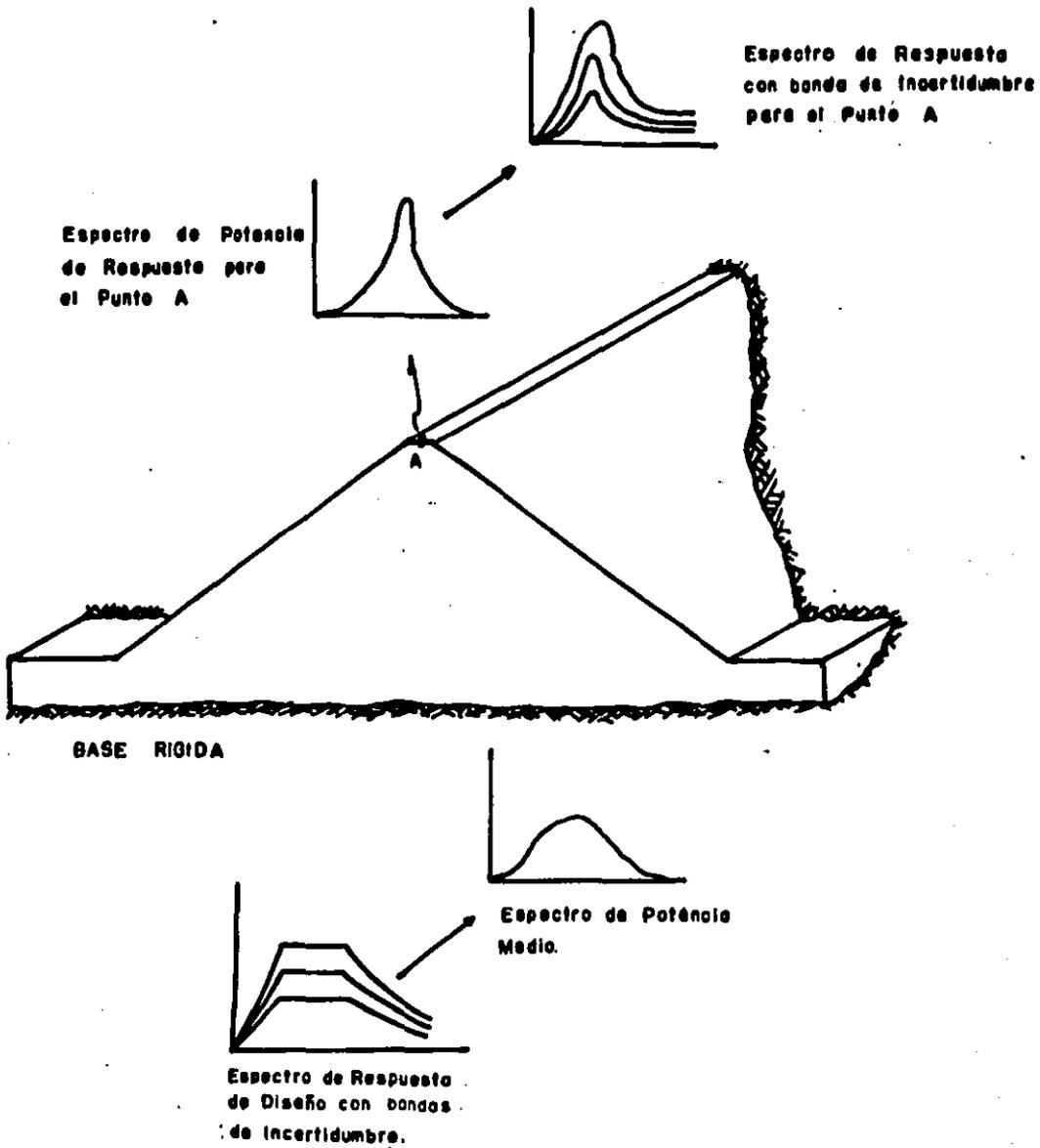


FIG. 1-2 Esquema del Método de Análisis para Presas de Tierra.

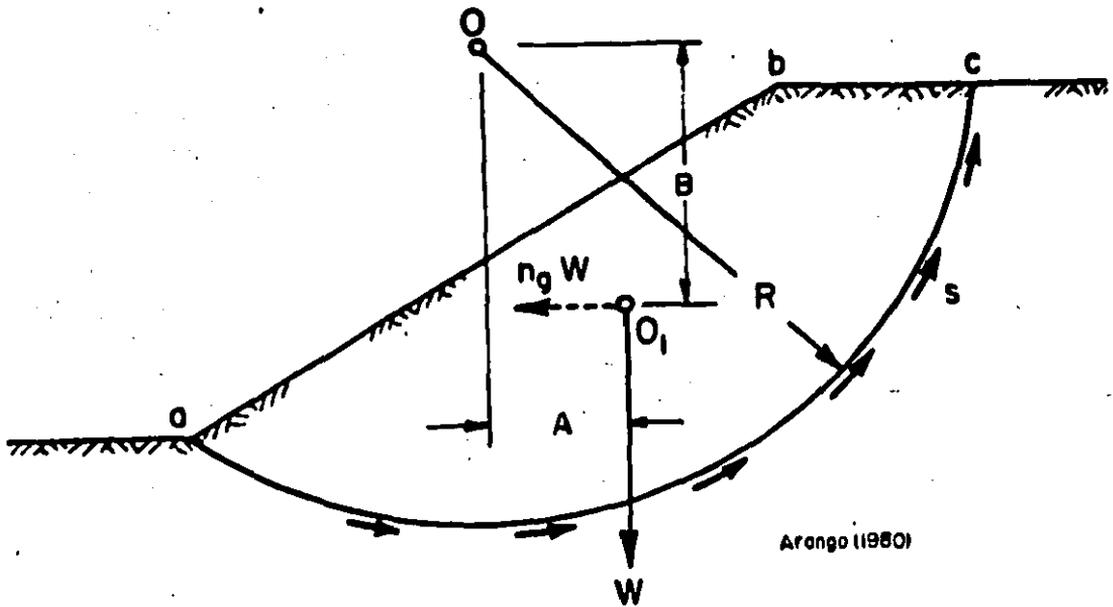
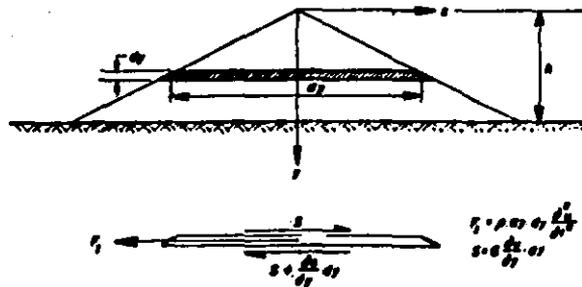


FIG. 2.1 Método Seudo-Estático



Seed-Martin (1966)

FIG. 2.2 Teoría Viga de Corte Unidimensional

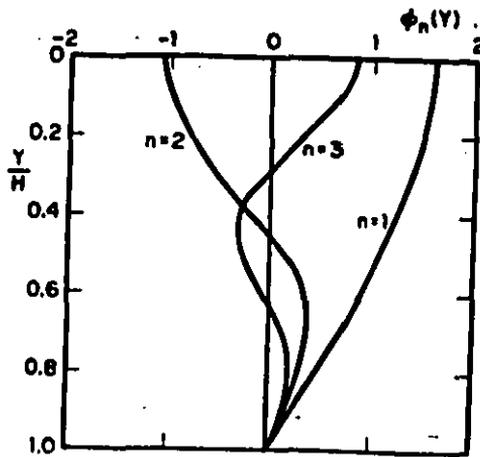
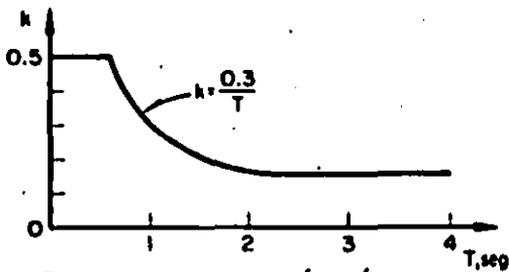
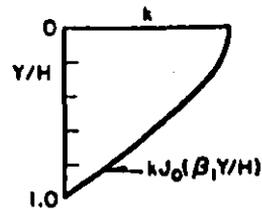


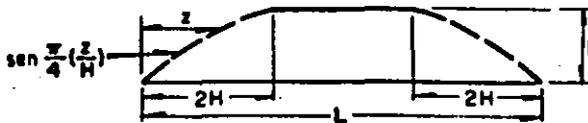
FIG. 2.3 Variación de $\phi_n(y)$ con la altura (Y/H) para los 3 primeros modos de vibración.



a) Espectro de la aceleración máxima en la cresta de la presa.



b) Variación de la aceleración con la dirección vertical.



c) Variación de la aceleración en la dirección longitudinal de la presa

Resendiz y otros (1978)

FIG. 2.4 Método de Hatanka (1955)

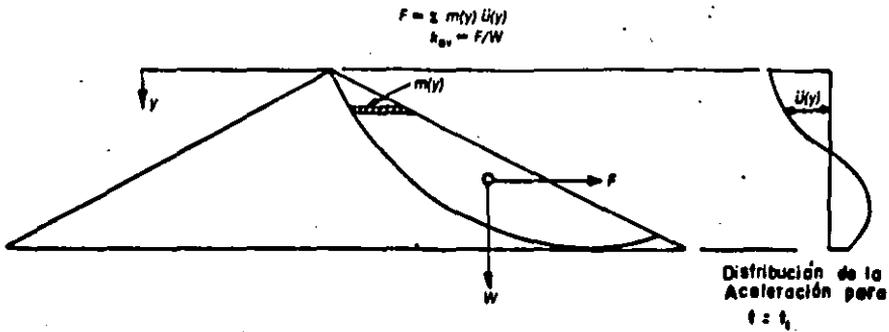


FIG. 2.5 Concepto del Coeficiente Sísmico Promedio K_{avg}



FIG. 2.6 Superficie de falla simplificada como una cuña triangular

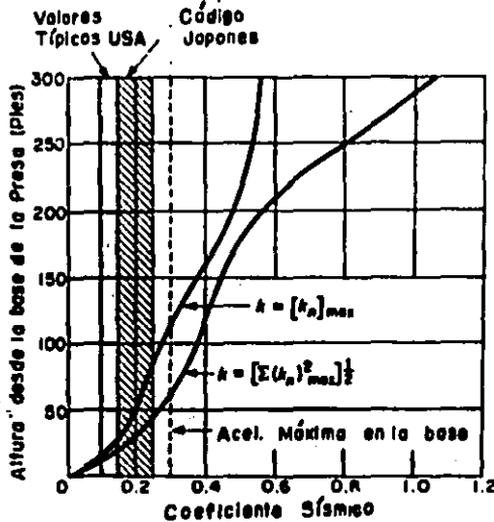


FIG. 2.7 Comparación coeficientes sísmicos de acuerdo con diferentes criterios.

Seed (1970)

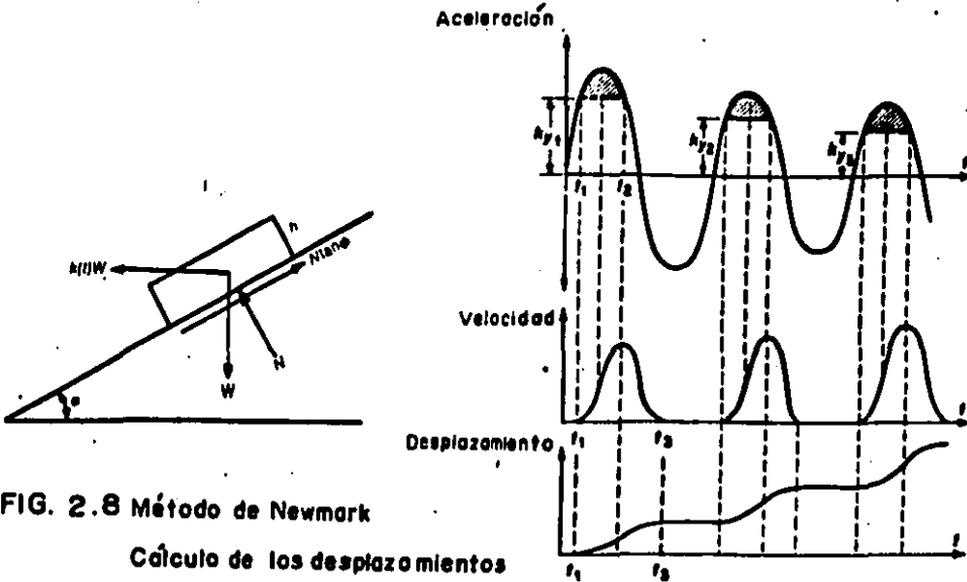
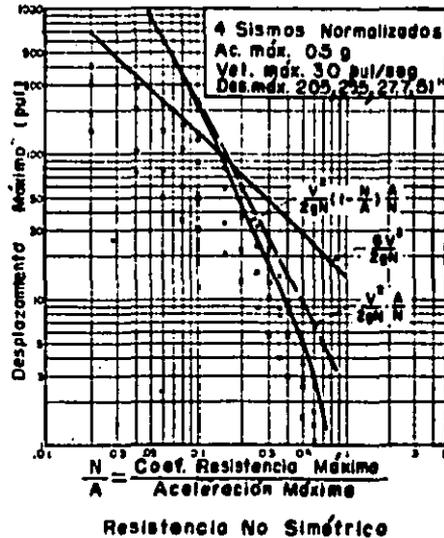
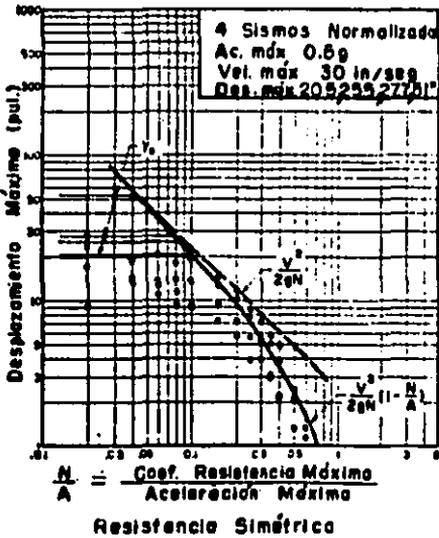
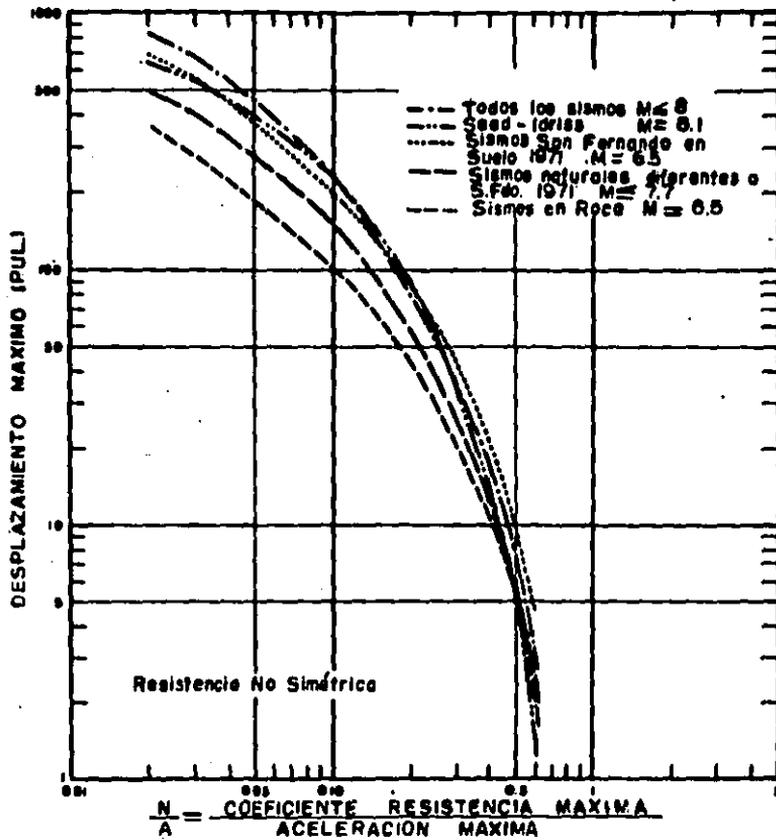


FIG. 2.8 Método de Newmark
Cálculo de los desplazamientos por doble integración



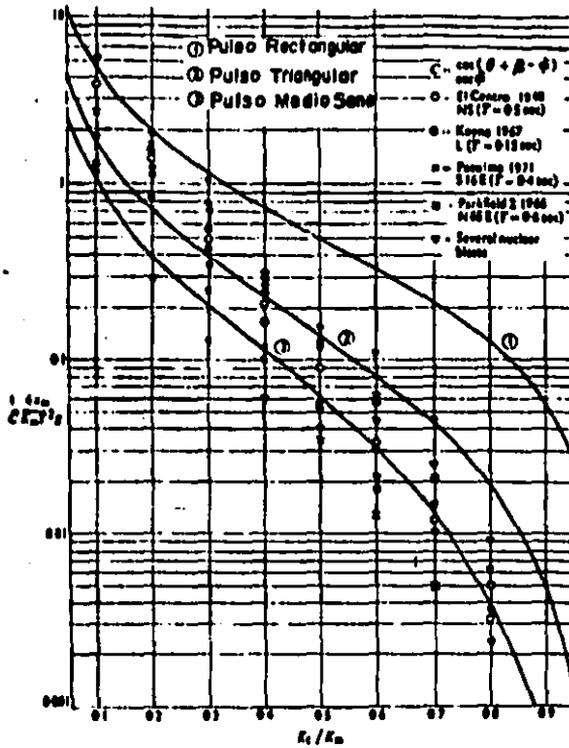
Newmark (1965)

FIG. 2.9 Desplazamientos para sismos normalizados.



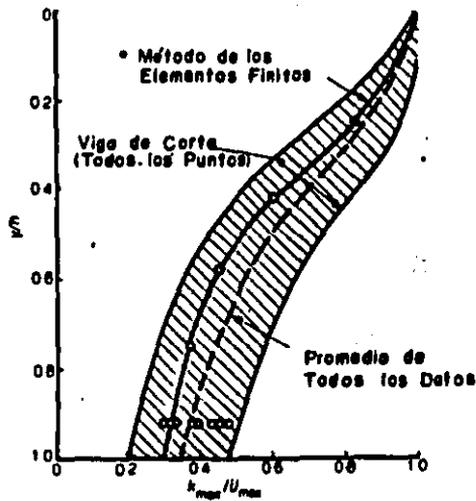
Franklin & Chang (1977)

FIG. 2.10 Desplazamientos para todos los sismos analizados.



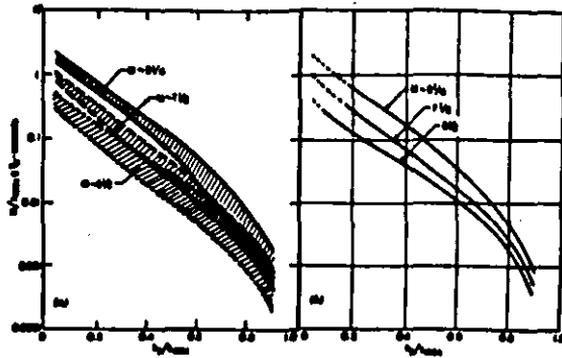
Sarno (1975)

FIG. 2.11 Variación de los desplazamientos adimensionales con K_e/K_m



Seed (1979)

FIG. 2.12 Variación de la relación de la aceleración máxima con la profundidad de la superficie de falla.

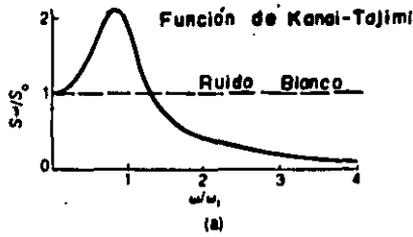


a) Todos los valores

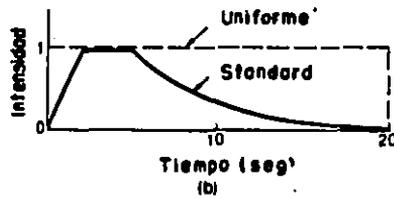
b) Promedio

Mekdal & Seed (1978)

FIG. 2.13 Variación de la aceleración de relajación con los desplazamientos normalizados.



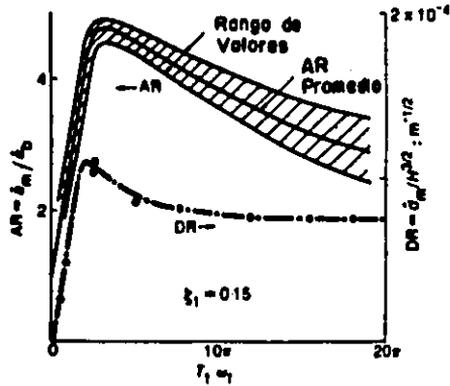
Espectros de Potencia



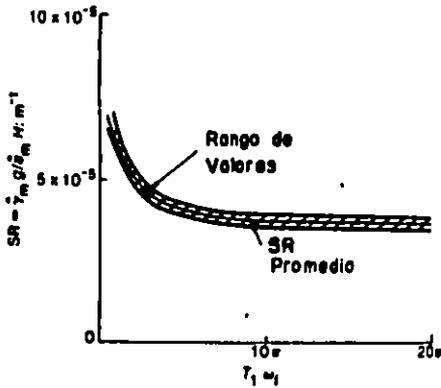
Envoltentes de Intensidad

Gozetas y otros (1981)

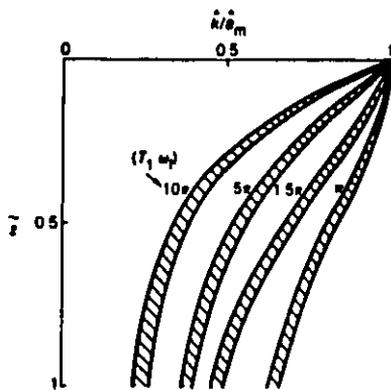
FIG. 2.14 Descripción de la excitación en la base



Aceleración y desplazamientos en la cresta, normalizados



r.m.s. normalizado de la deformación máxima de corte.



Variación del coeficiente sísmico normalizado con la altura de la superficie potencial de deslizamiento.

FIG. 2.15 Resultados de Gazetas y otros (1981)

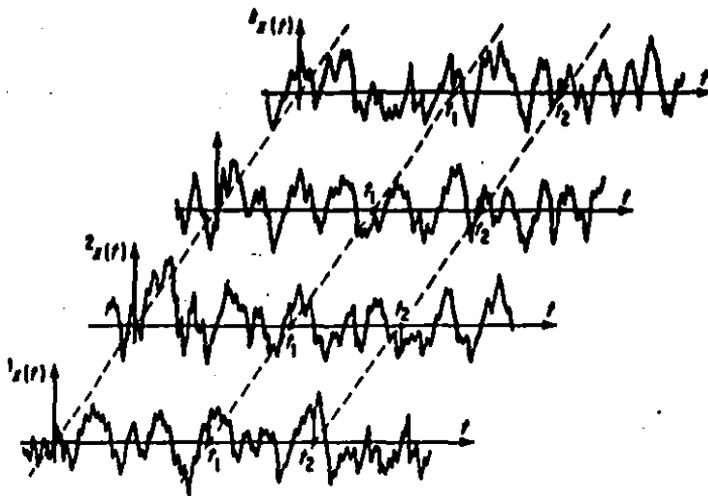
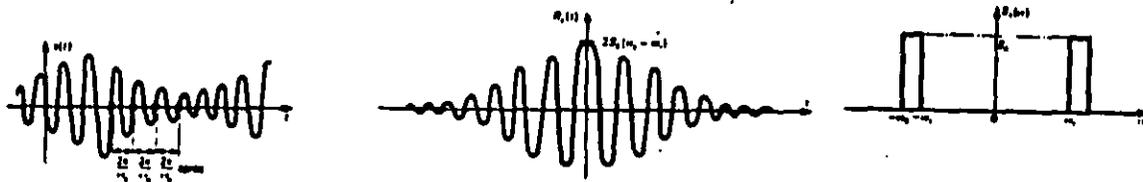
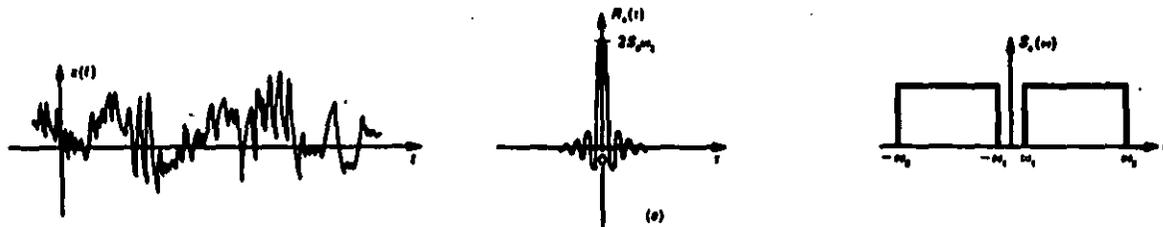


FIG. 3 .1 Proceso Aleatorio



Proceso de banda angosta



Proceso de banda ancha

FIG. 3.2 Historia en el tiempo, función de autocorrelación y espectro de potencia

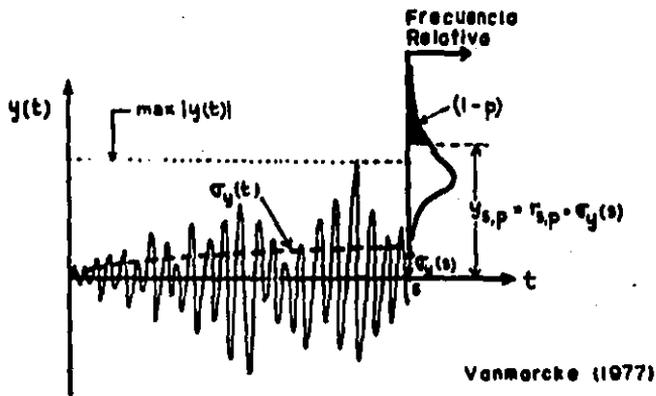


FIG. 3.3 Relación entre $\sigma_y(t)$, el factor pico $r_{s,p}$ y la respuesta máxima para un tiempo $(y_{s,p})$

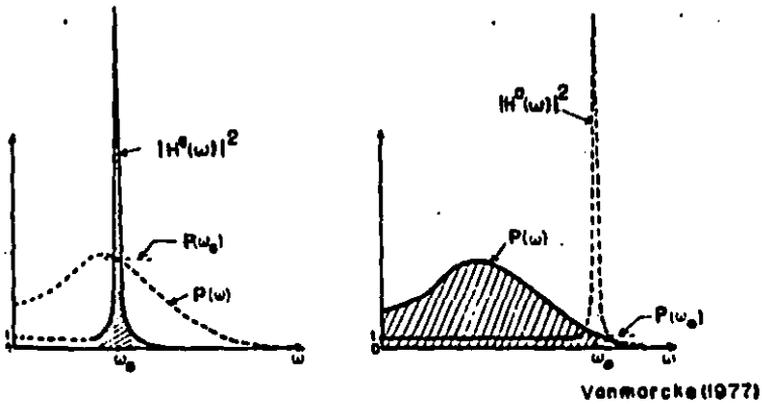
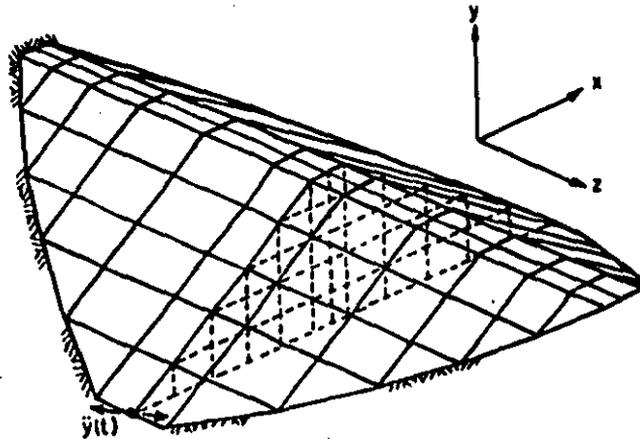


FIG. 3.4 Cálculo de σ_y^2 de la respuesta de un sistema de un grado de libertad



Mejía y otros (1981)

FIG. 4.1 Modelo Tridimensional de Elementos Finitos de una Presa de tierra.

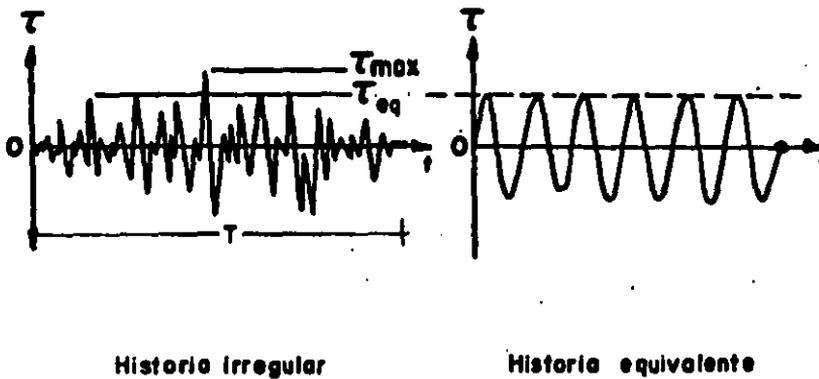


FIG. 4.2 Cálculo de la historia equivalente uniforme de esfuerzo de corte

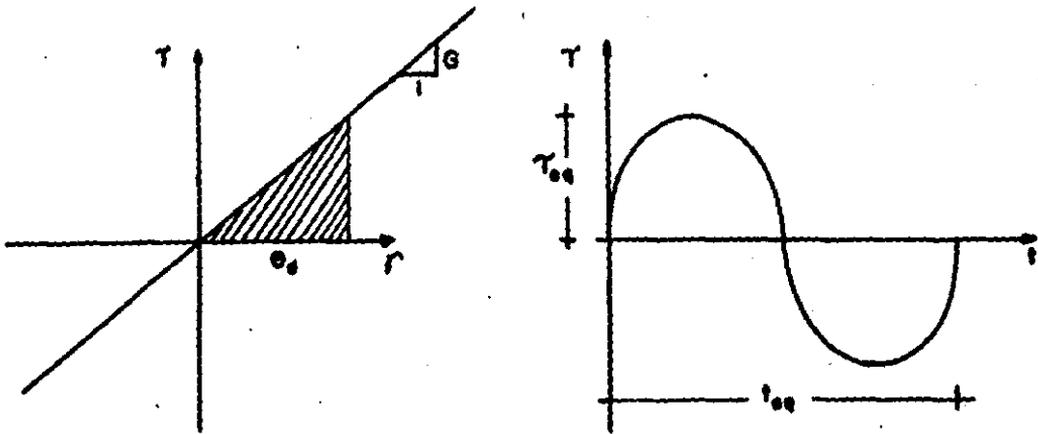
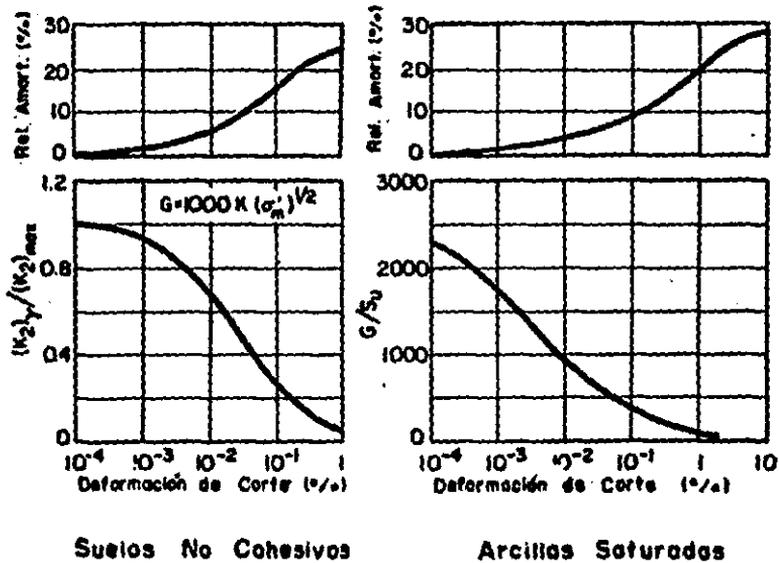


FIG. 4.3 Pulso uniforme senoidal



(Después de Seed e Idriss, 1970)

FIG. 4.4 Curvas promedio de variación del Módulo de Corte y el Amortiguamiento.

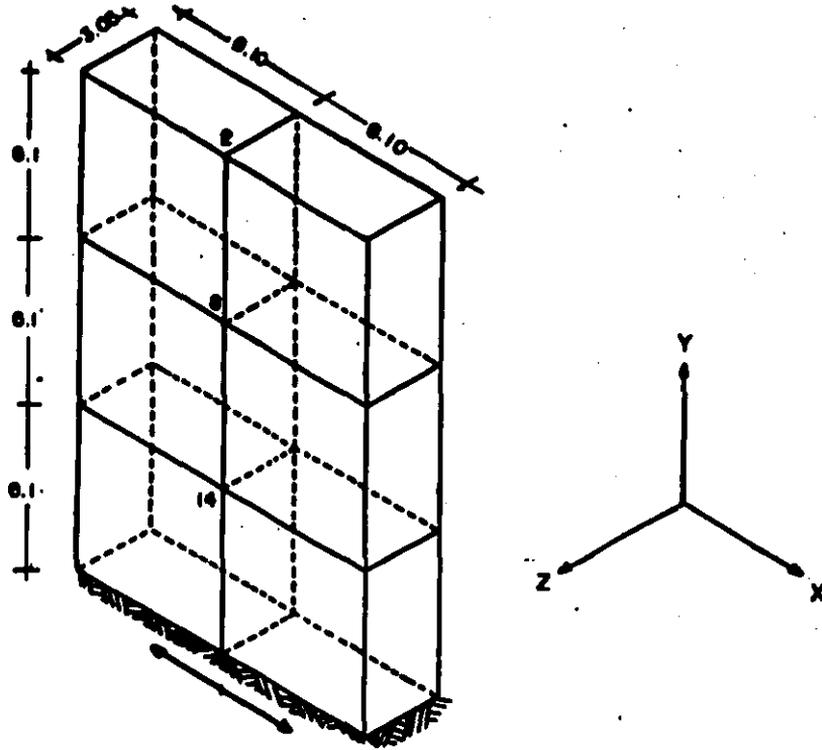


FIG. 5.1 Malla estrecha homogénea de suelo

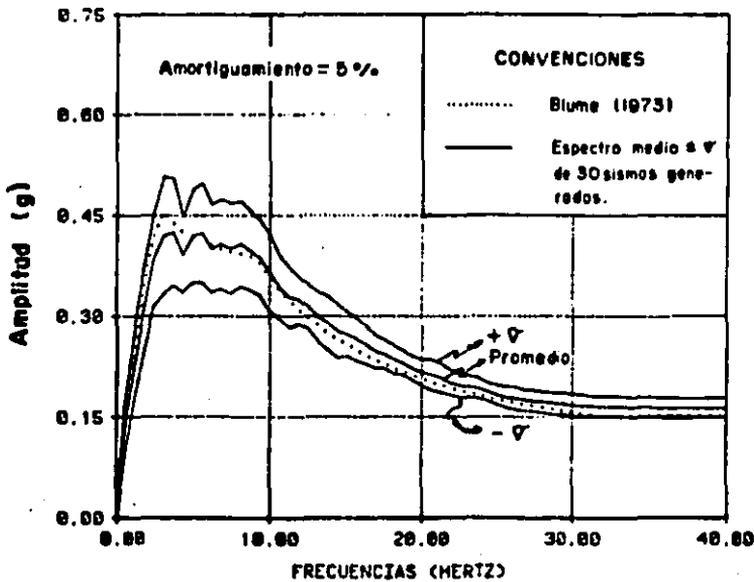
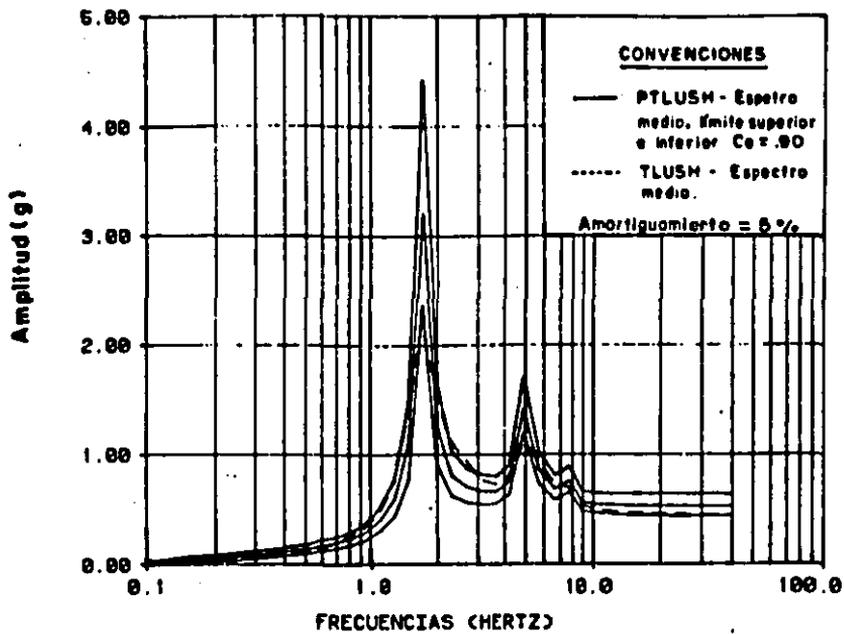
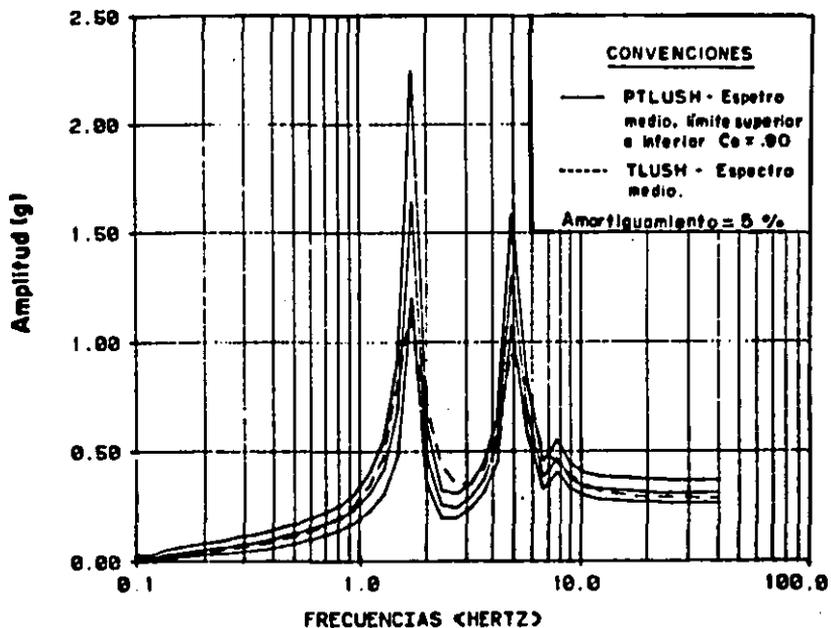


FIG. 5.2 Espectro promedio de respuesta de 30 sismos generados

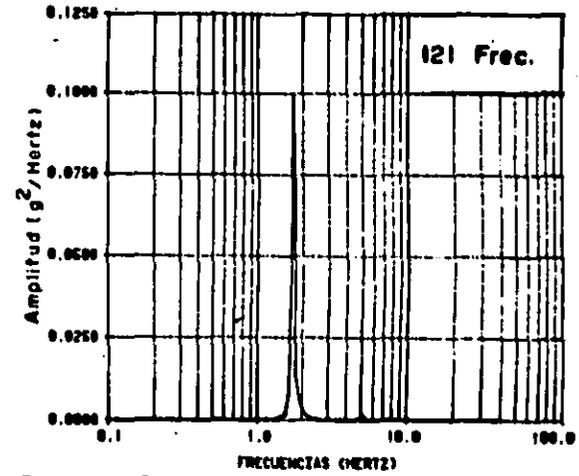
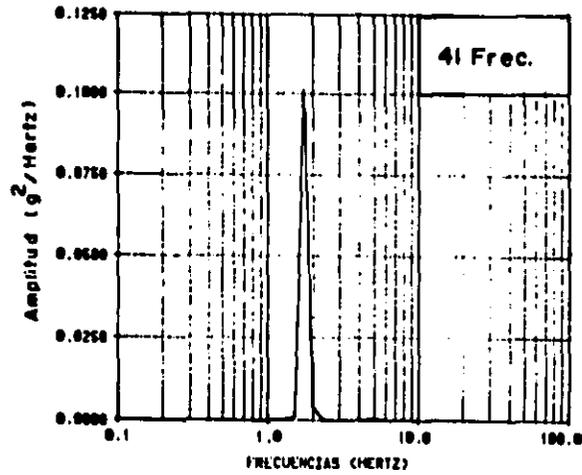


a - Estrefo homogéneo - Superficie - Punto OI

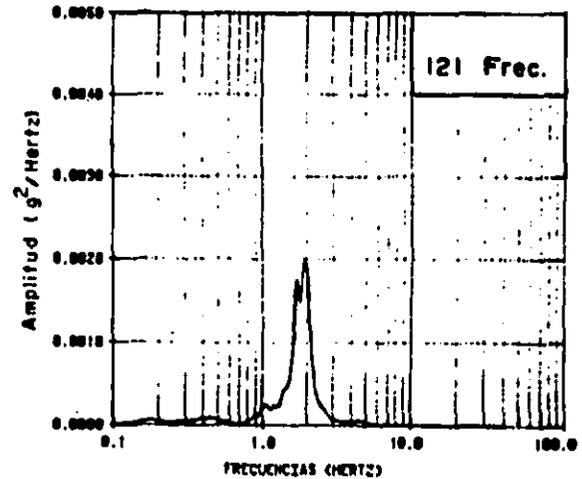
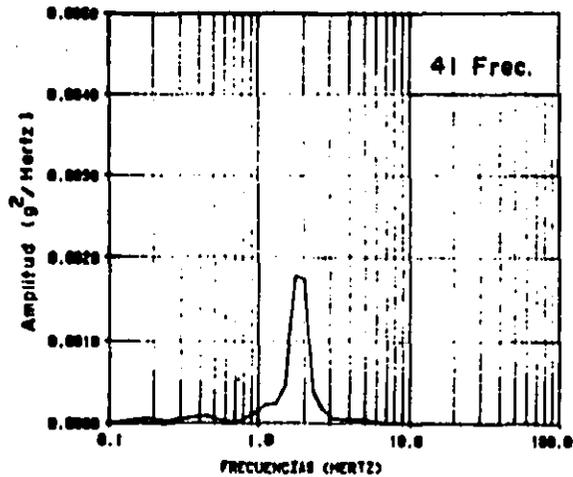


b - Estrefo homogéneo - Nivel -122m - Punto I4

FIG. 5.3 Comparación espectro de respuesta PTLUSH vs. TLUSH promedio



a) Amortiguamiento del Suelo = 2%



b) Amortiguamiento del Suelo = 15%

FIG.5.4 Comparación espectro de potencia - Superficie (Punto O2) - Estrato homogéneo.

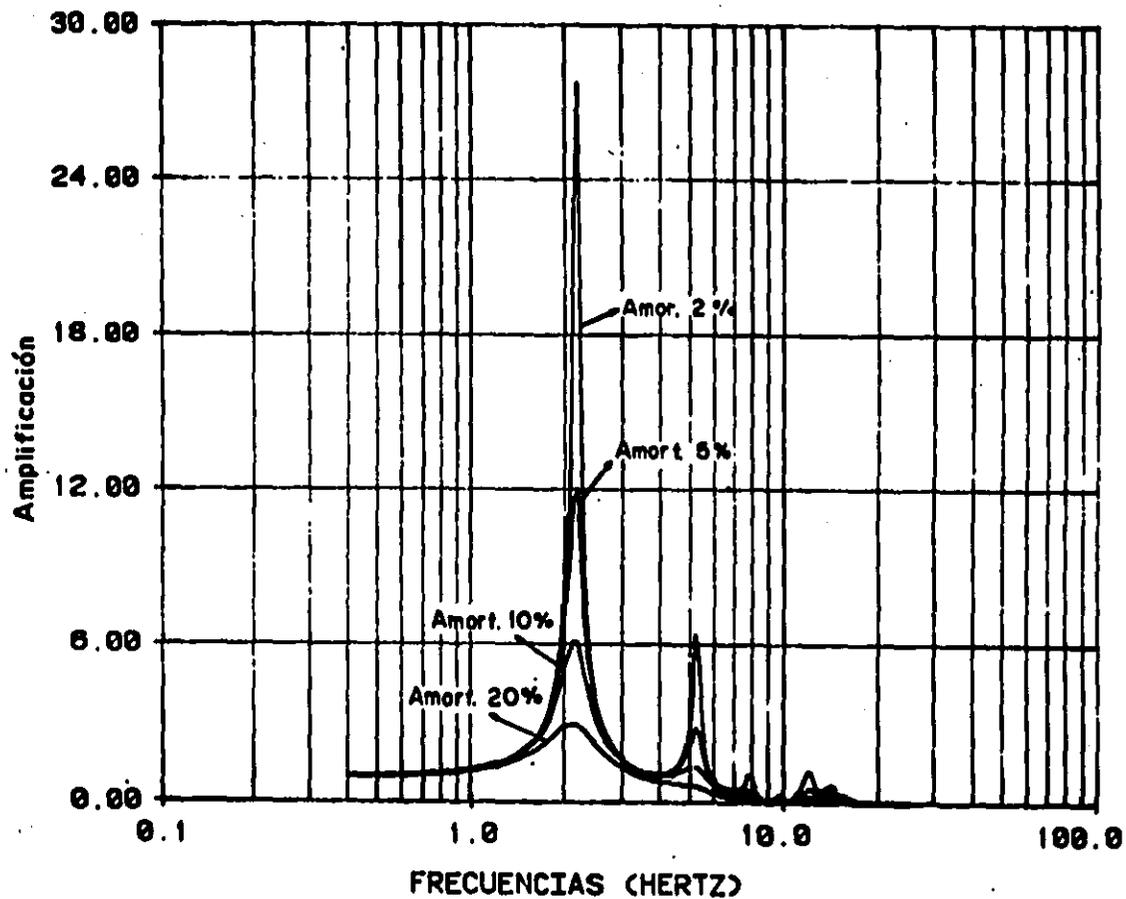
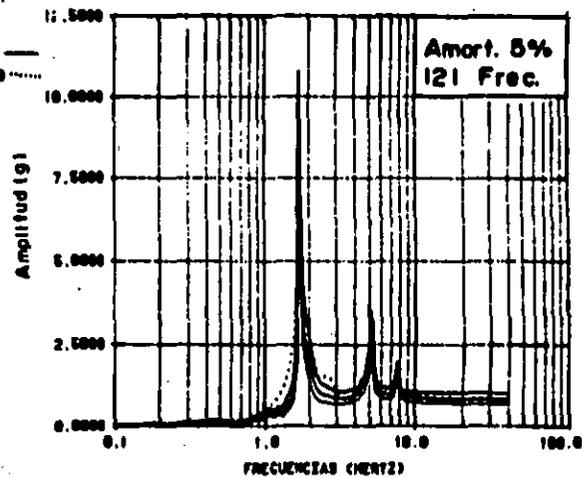
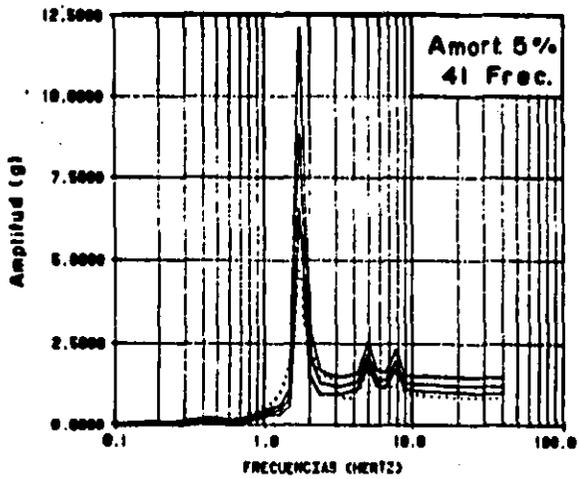
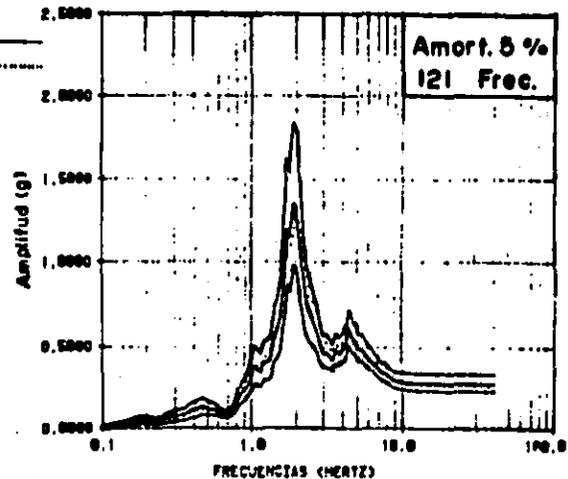
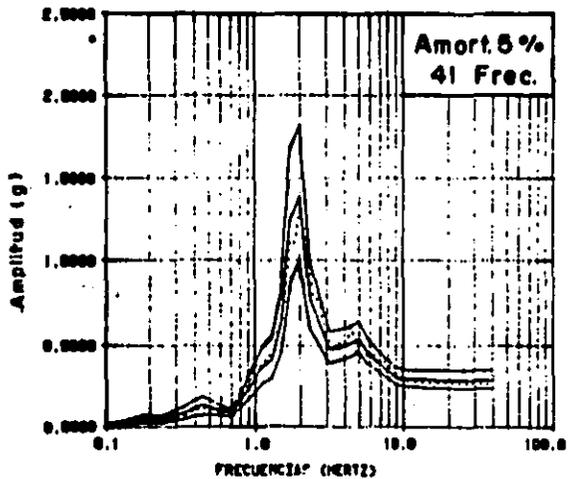


FIG. 5.5 Variación de la función de transferencia con el amortiguamiento.
Superficie (Punto 02) Estrato homogéneo.



a) Amortiguamiento del Suelo = 2%



b) Amortiguamiento del Suelo = 15%

FIG. 5.6 Comparación espectros de respuesta - Superficie (Punto O2) Estrato homogéneo

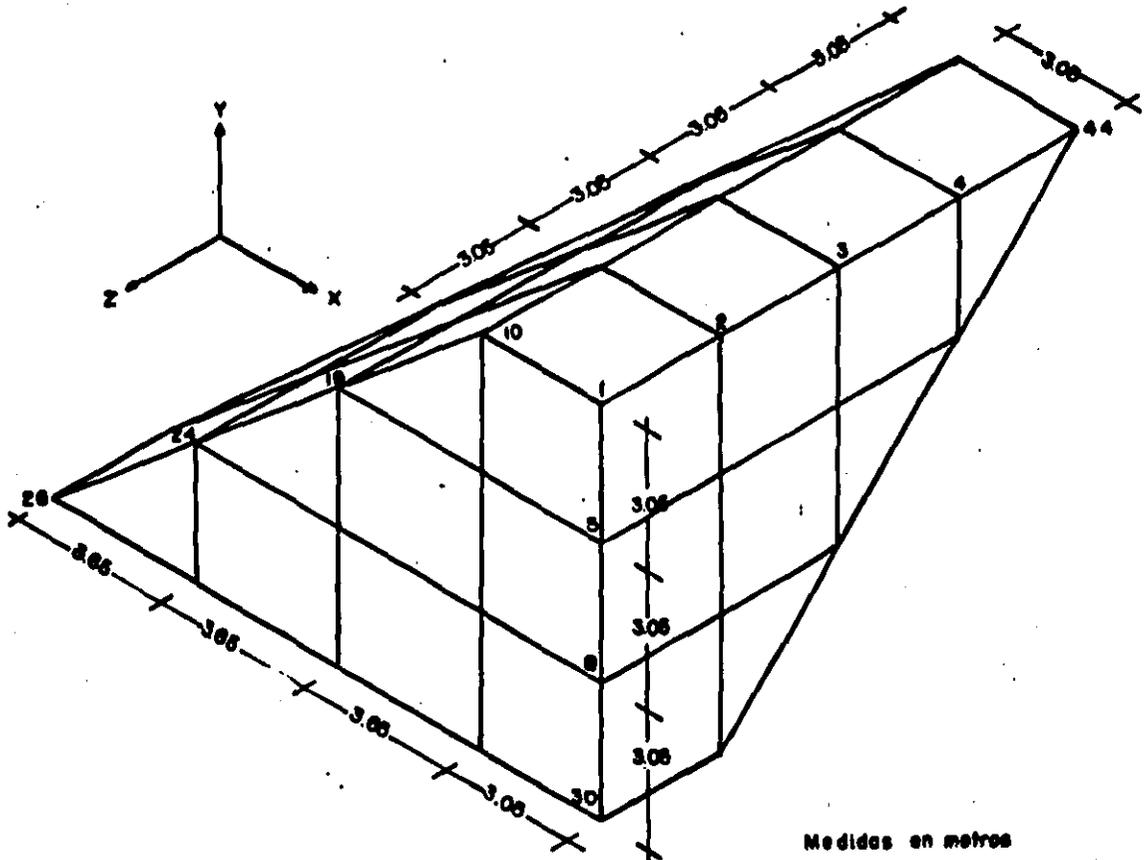
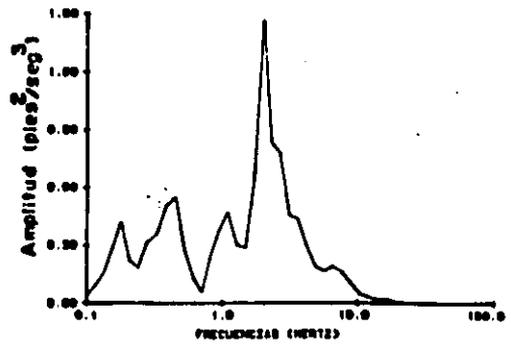
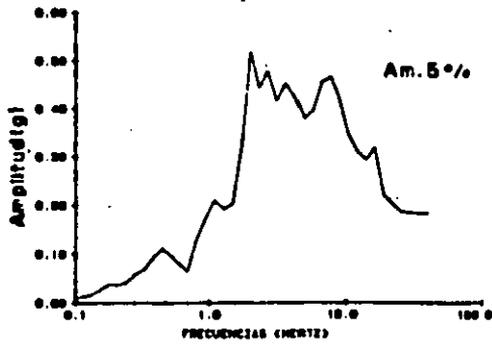
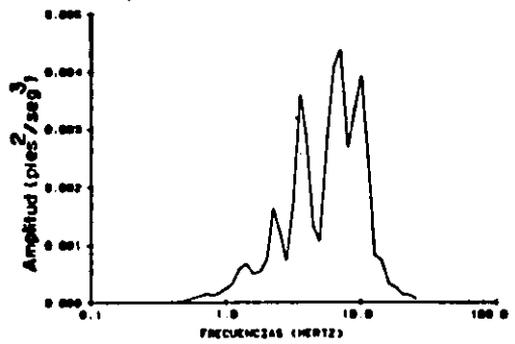
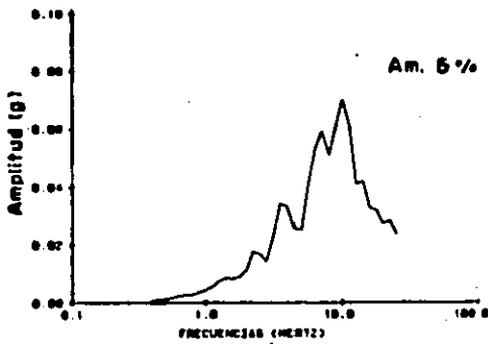


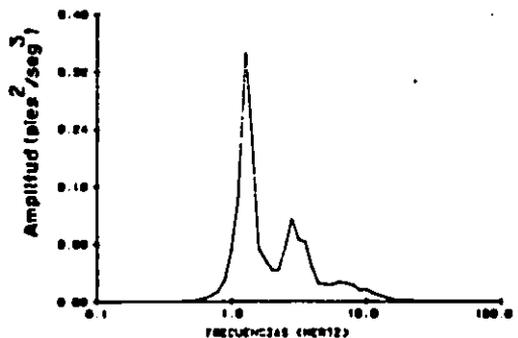
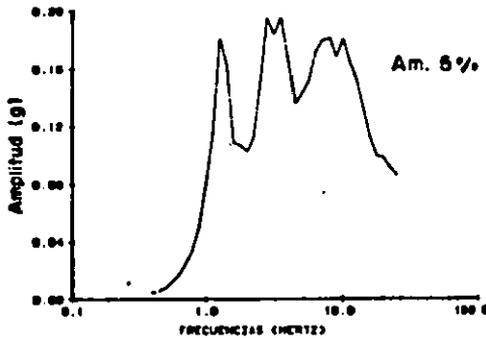
FIG. 5.7 Malla prese ejemplo



a) Sismo Generado No.8 Según Blume (1973)

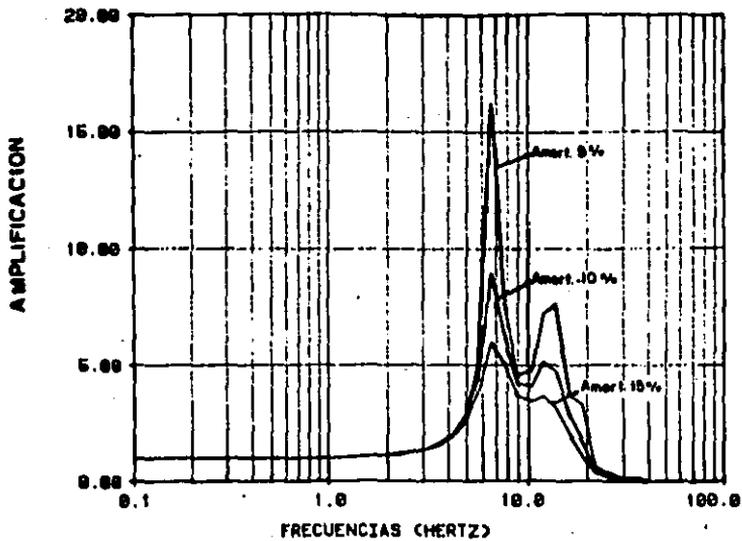


b) Sismo P.T. Infiernillo Abril 11/66 Componente Longitudinal.

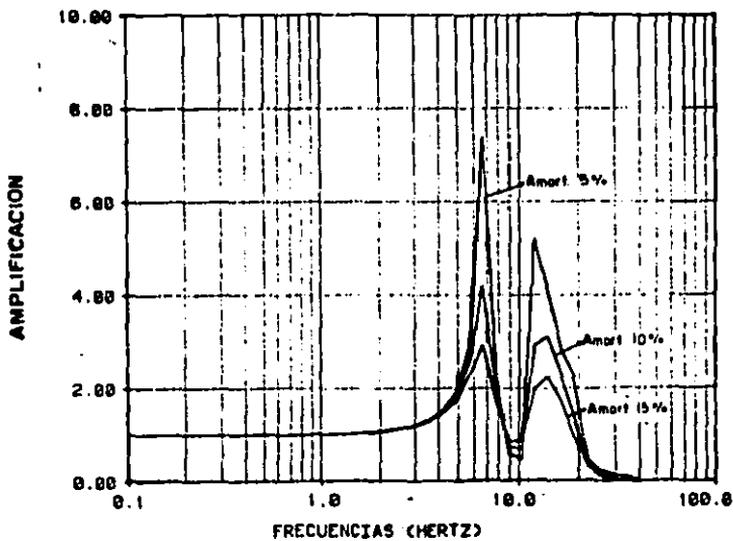


c) Sismo Berma presa La Villita Octubre 75 Comp. Transversal

FIG.5.8 Espectros de respuesta y de potencia sismos excitación presa ejemplo.

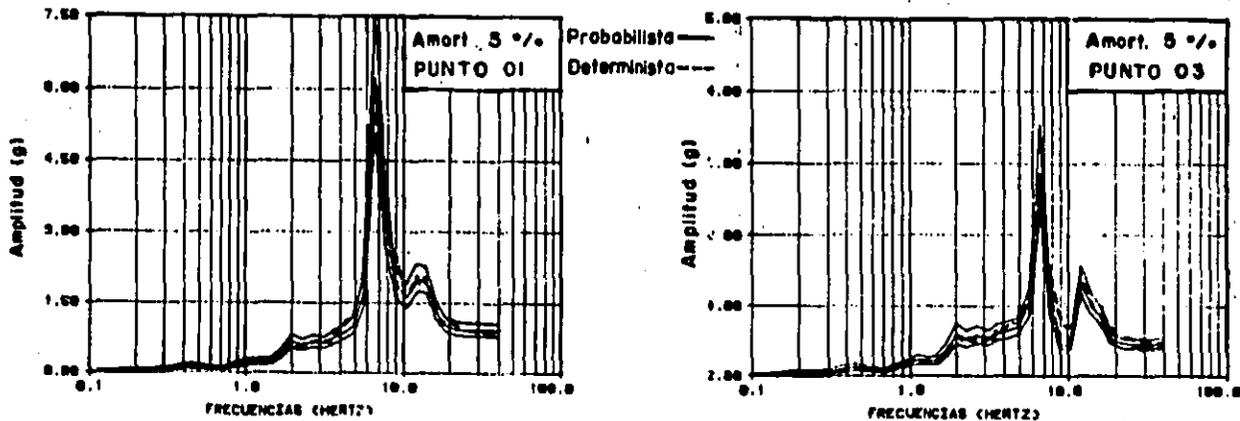


a) Punto 01

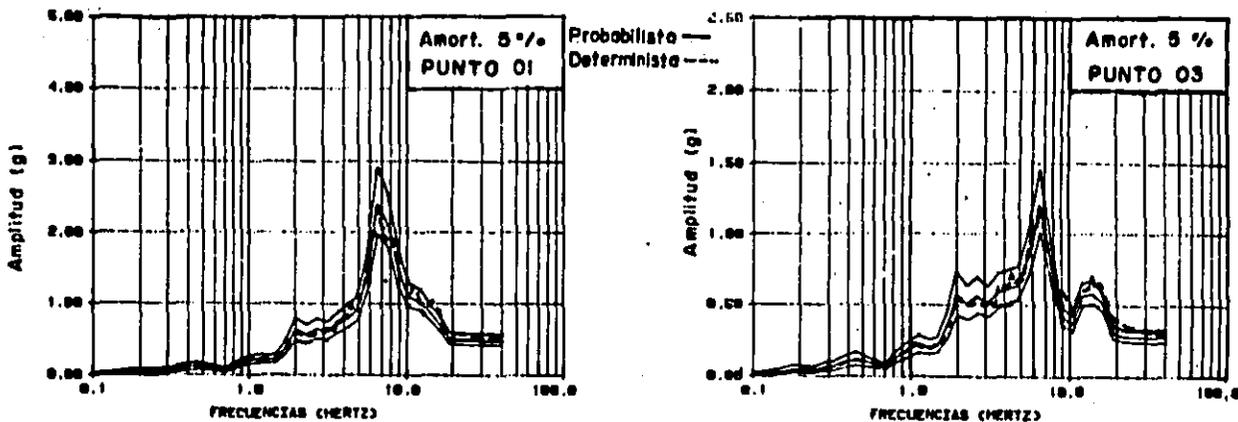


b) Punto 03

FIG. 5.9 Funciones de amplificación presa ejemplo.

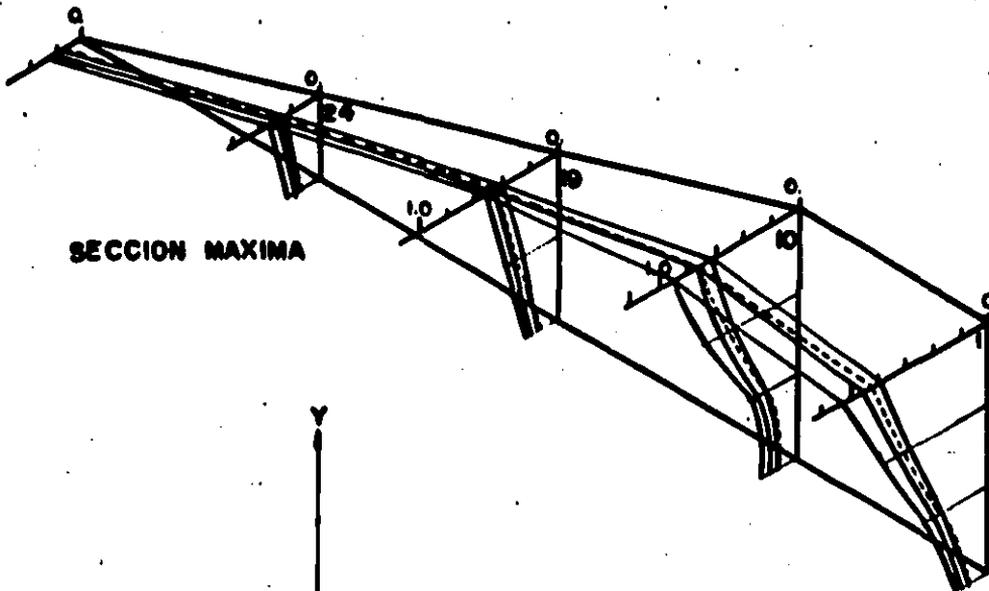


a) Amortiguamiento del suelo 5%

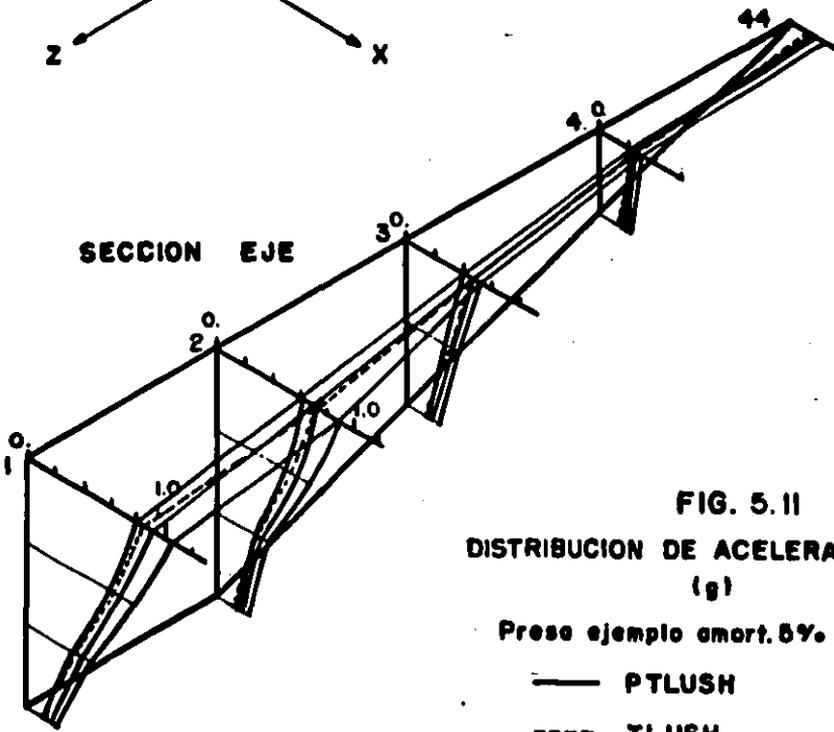
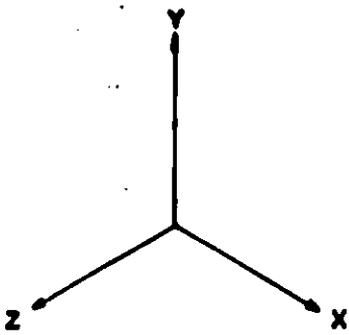


b) Amortiguamiento del suelo 15%

FIG.5.10 Comparación espectros de respuesta - Preso ejemplo - Sismo generado # 8



SECCION MAXIMA



SECCION EJE

FIG. 5.11
DISTRIBUCION DE ACELERACIONES MAXIMAS
(g)

Preso ejemplo amort. 5% - Sismo # 8

- PTLUSH
- TLUSH

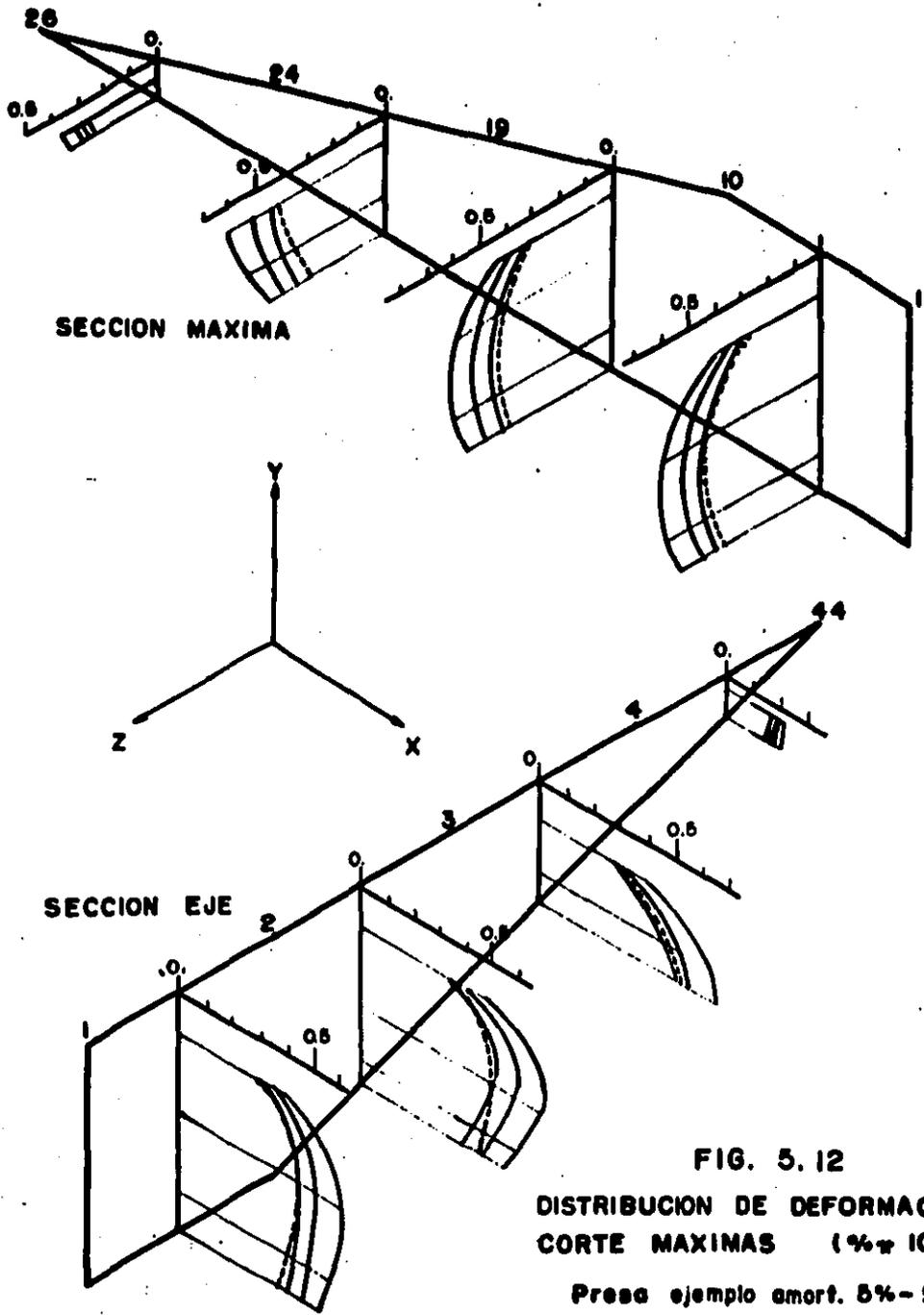


FIG. 5.12
DISTRIBUCION DE DEFORMACIONES DE
CORTE MAXIMAS ($\% \times 10^{-1}$)

Preso ejemplo amort. 5% - Sismo # 8

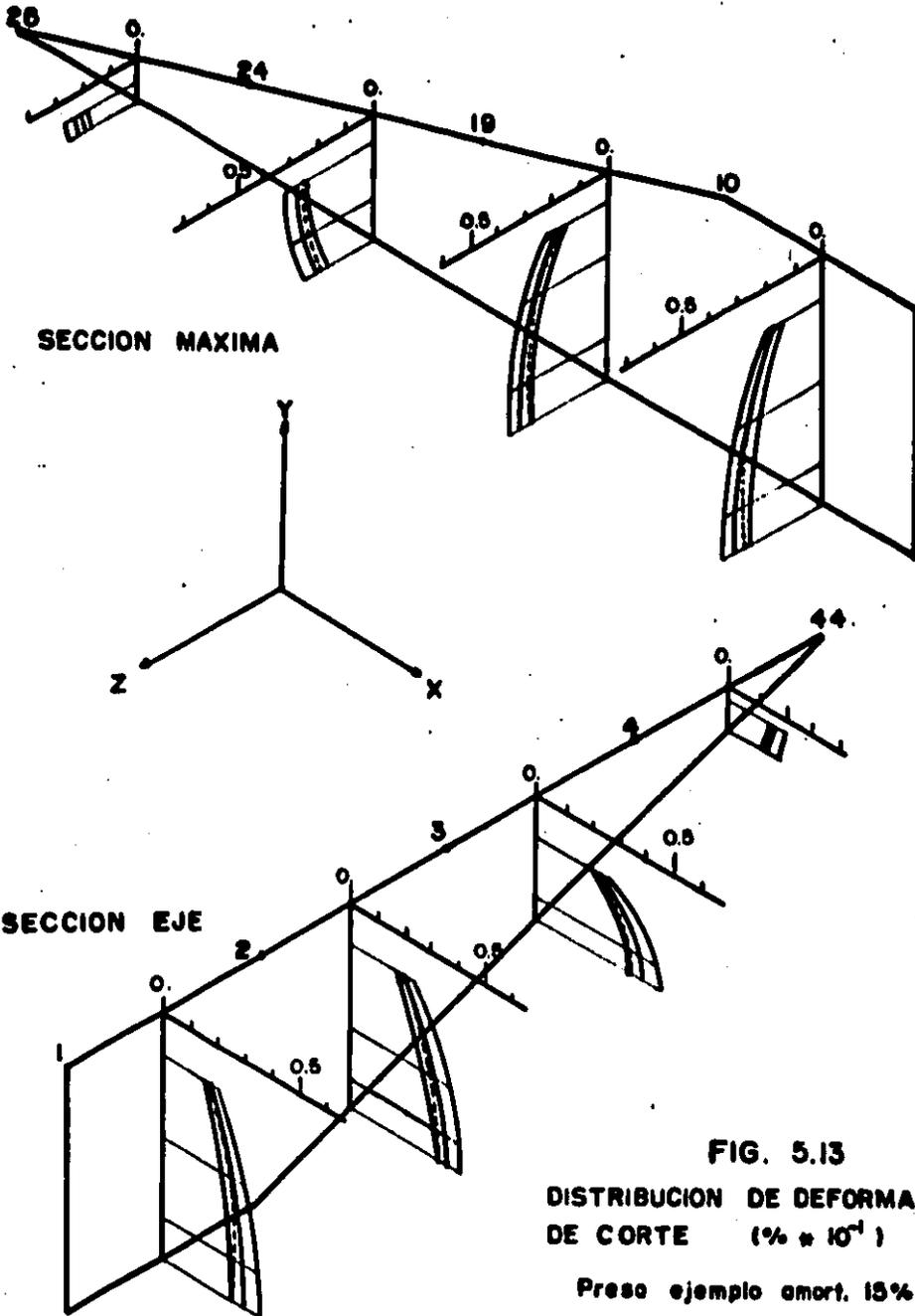
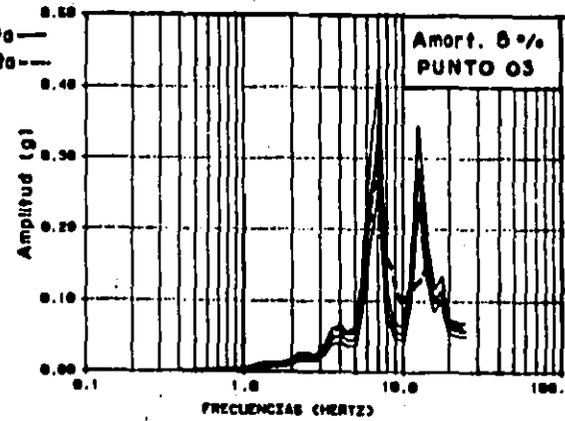
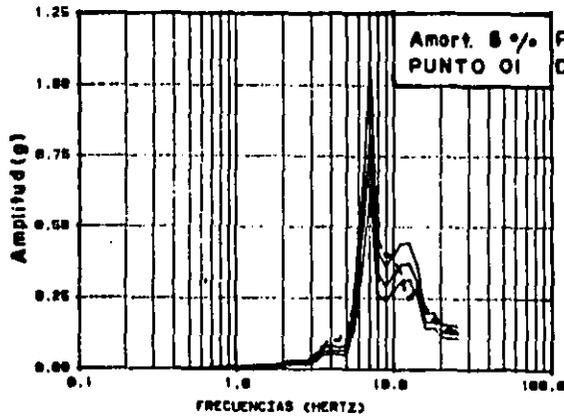
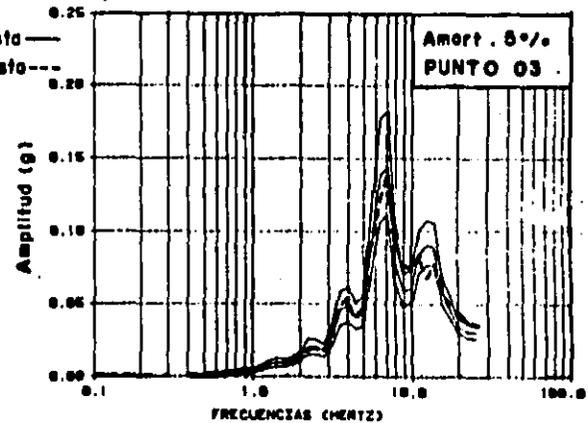
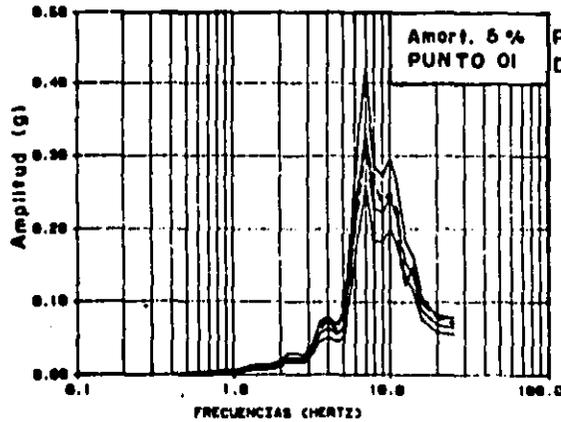


FIG. 5.13
 DISTRIBUCION DE DEFORMACIONES MAXIMAS
 DE CORTE ($\% \times 10^{-1}$)

Preso ejemplo amort. 15% - Sismo # 8

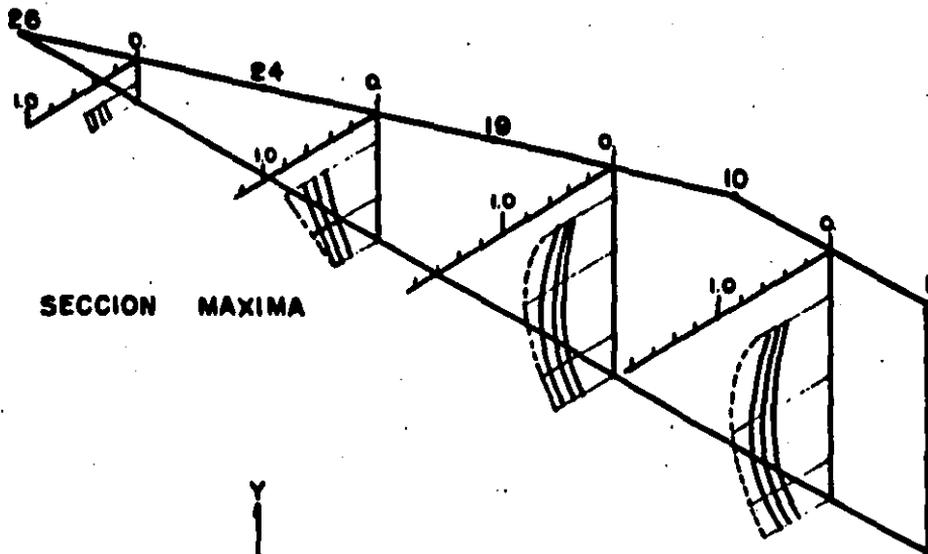


a) Amortiguamiento del suelo 5 %

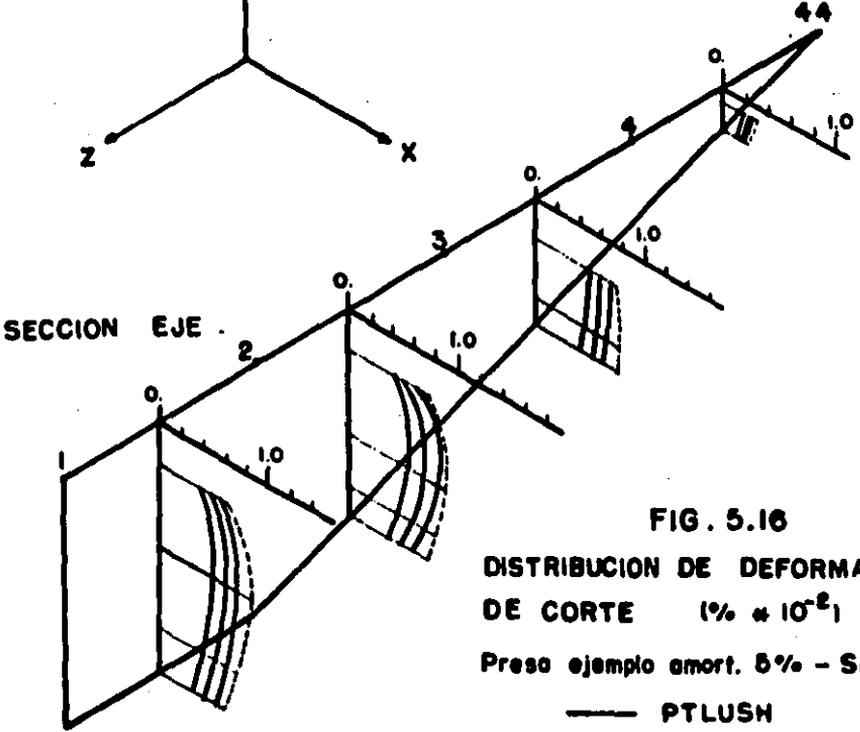
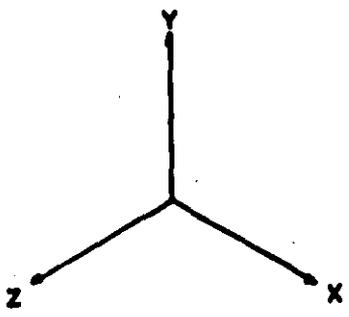


b) Amortiguamiento del suelo 15 %

FIG.5.14 Comparación espectros de respuesta - Presa ejemplo - Sismo Infiernillo-60



SECCION MAXIMA



SECCION EJE

FIG. 5.16

DISTRIBUCION DE DEFORMACIONES MAXIMAS DE CORTE ($\% \times 10^{-2}$)

Preso ejemplo amort. 5% - Sismos Infiernillo-66

- PTLUSH
- TLUSH

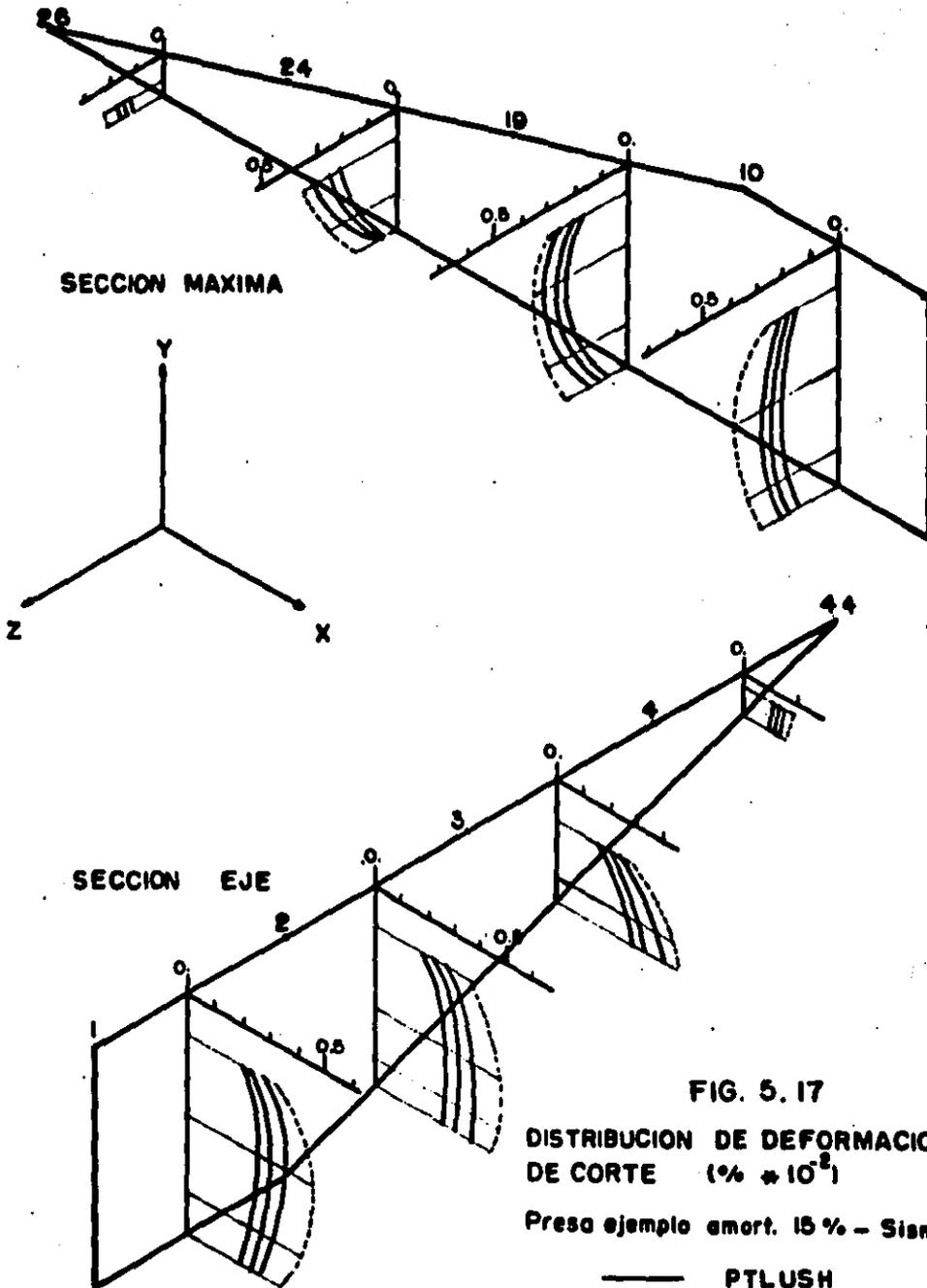
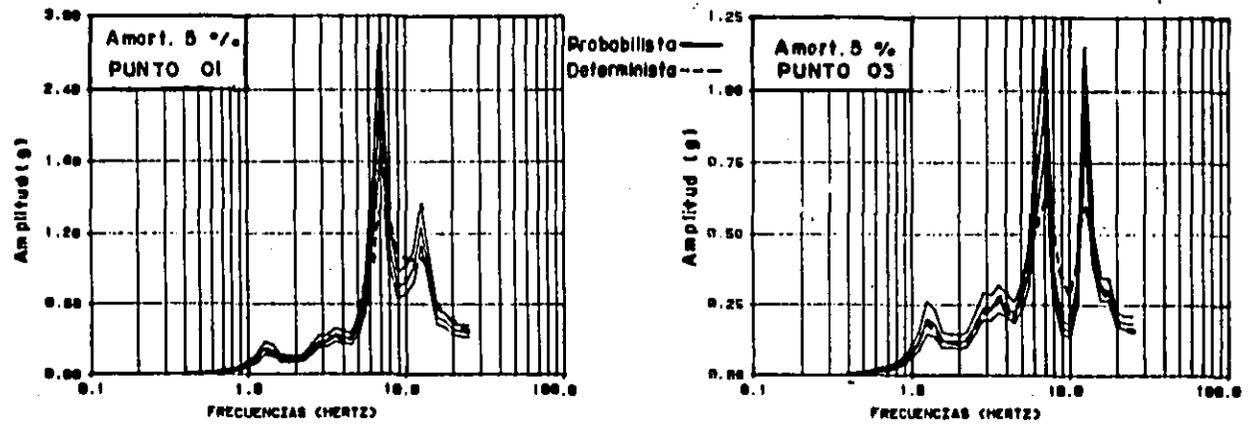


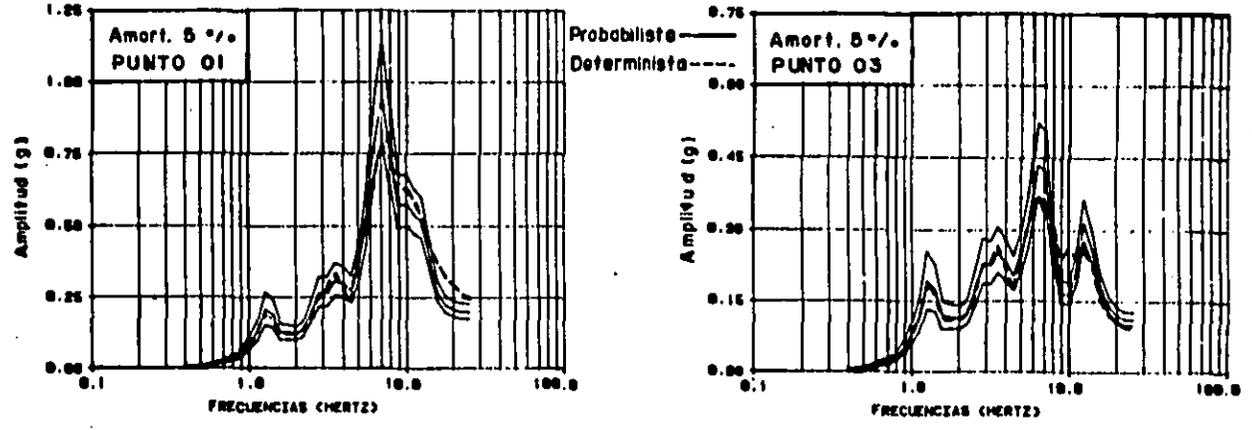
FIG. 5. 17
DISTRIBUCION DE DEFORMACIONES MAXIMAS
DE CORTE ($\% \times 10^2$)

Presa ejemplo amort. 15% - Sismo Infiernillo-66

— PTLUSH
- - - TLUSH

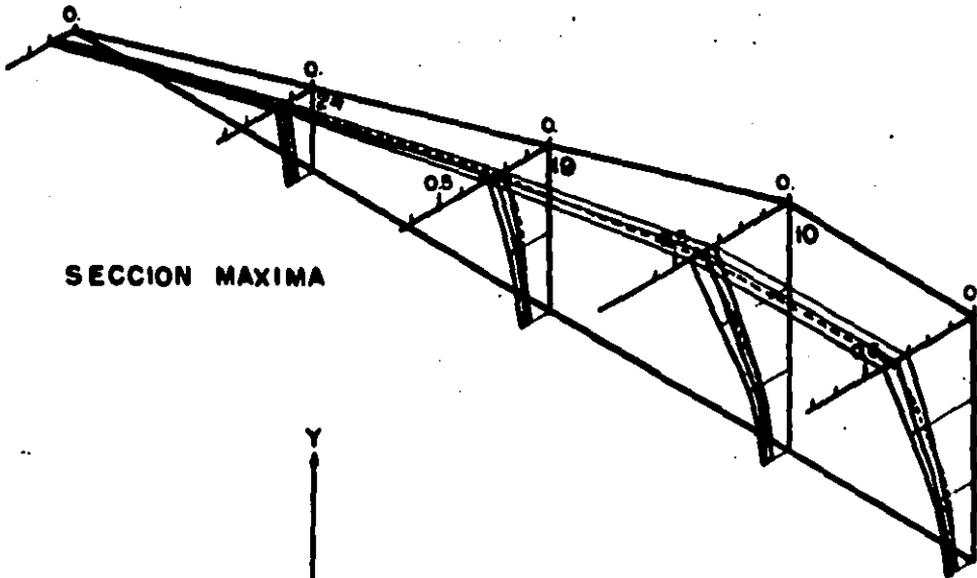


a) Amortiguamiento del suelo 5%

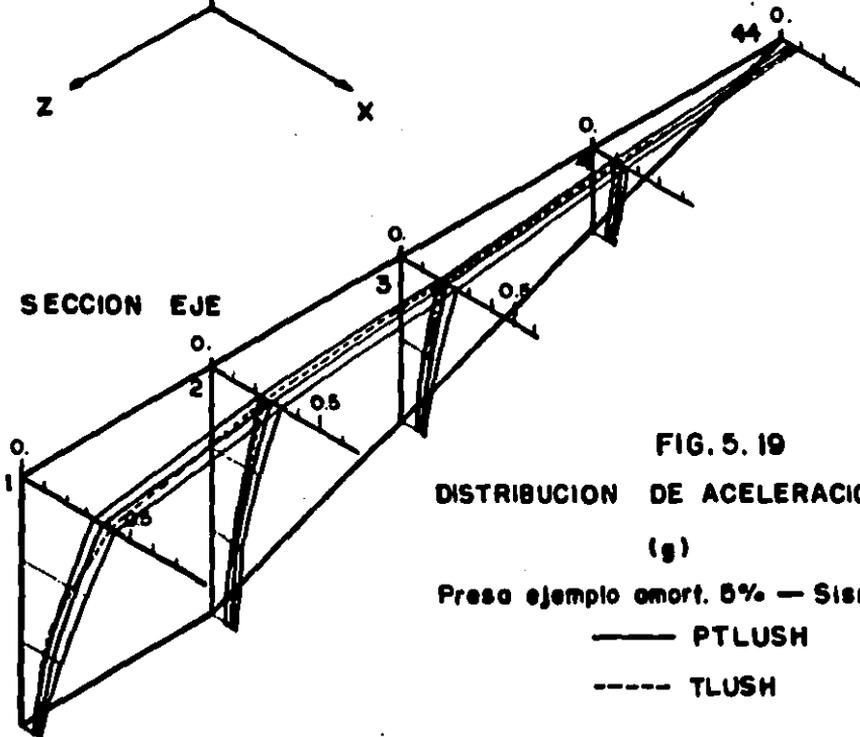
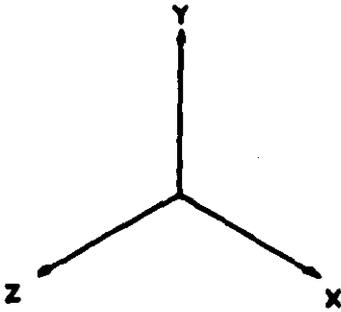


b) Amortiguamiento del suelo 15%

FIG. 5.18 Comparación espectros de respuesta - Presa ejemplo- Sismo Villito Oct./75



SECCION MAXIMA



SECCION EJE

FIG. 5.19

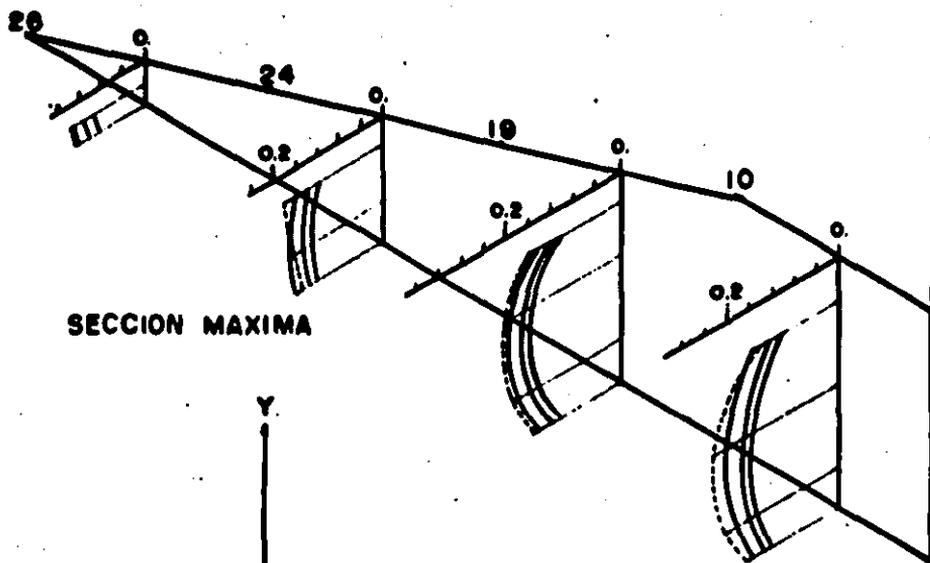
DISTRIBUCION DE ACCELERACIONES MAXIMAS

(g)

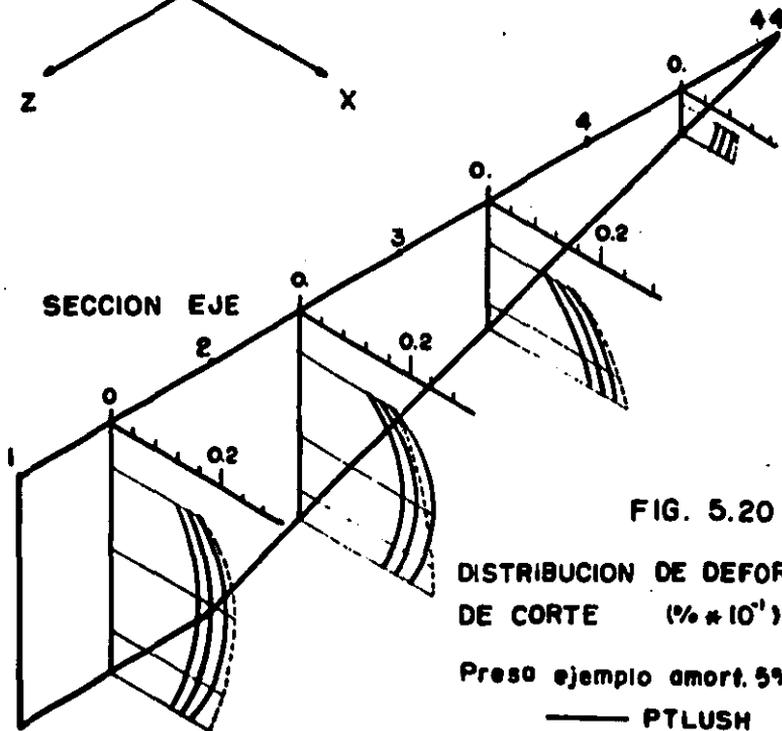
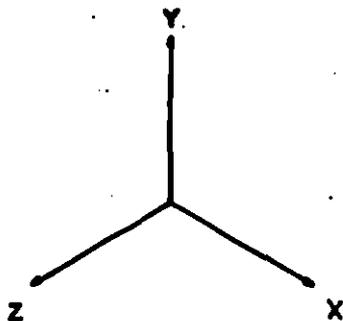
Preso ejemplo amort. 5% — Sismo Villita-78

—— PTLUSH

----- TLUSH



SECCION MAXIMA



SECCION EJE

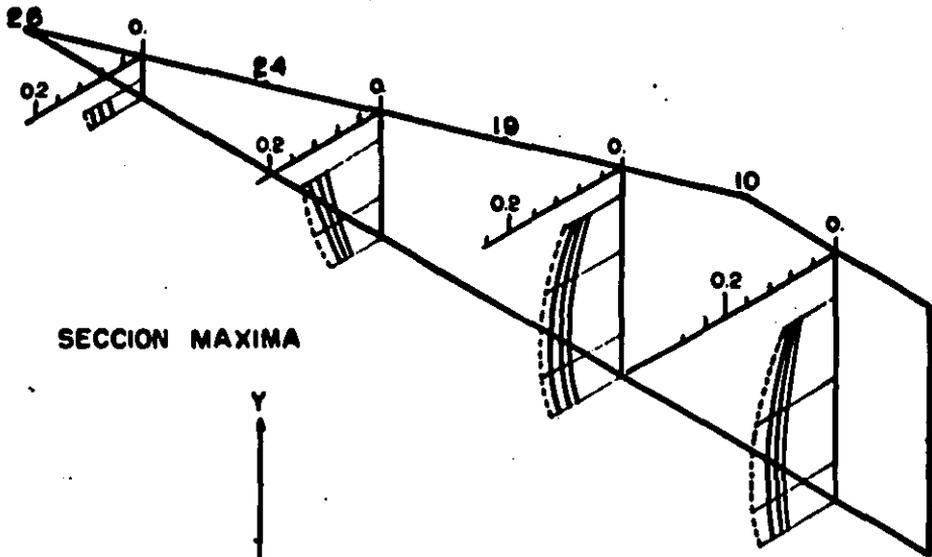
FIG. 5.20

DISTRIBUCION DE DEFORMACIONES MAXIMAS DE CORTE (% * 10¹)

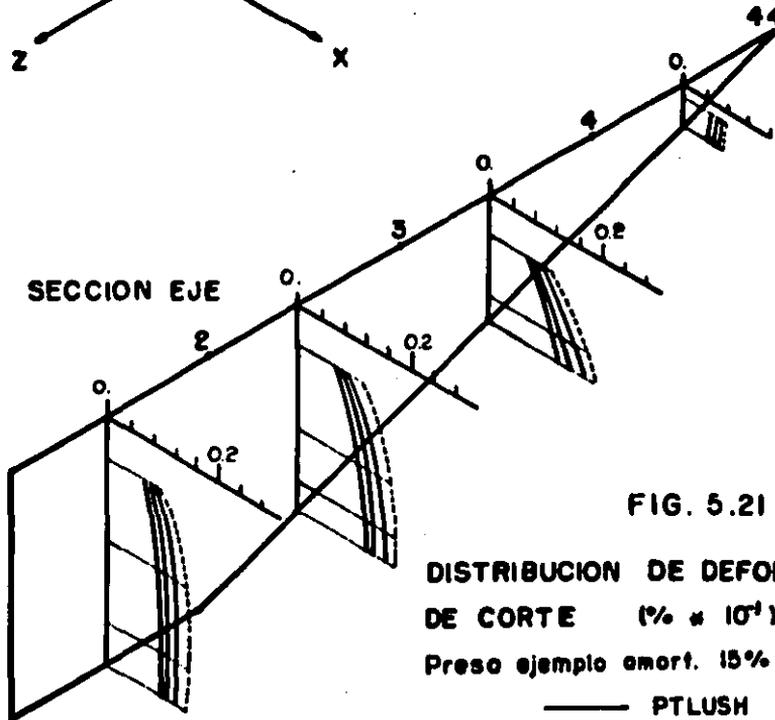
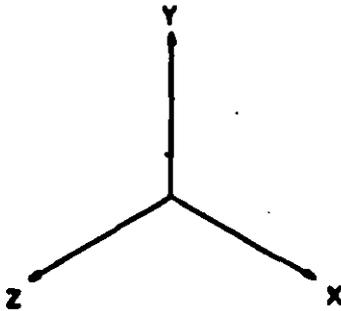
Preso ejemplo amort. 5% - Sismo Villito-75

— PTLUSH

- - - TLUSH



SECCION MAXIMA



SECCION EJE

FIG. 5.21

DISTRIBUCION DE DEFORMACIONES MAXIMAS
DE CORTE ($\% \cdot 10^3$)

Preso ejemplo emort. 15% - Sismo Villito-75

—— PTLUSH

----- TLUSH

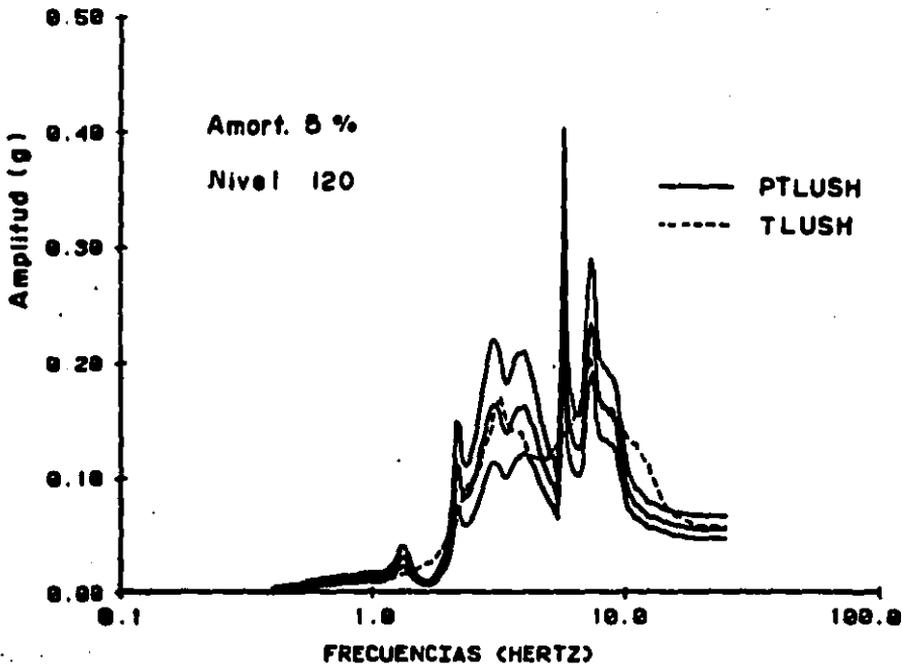
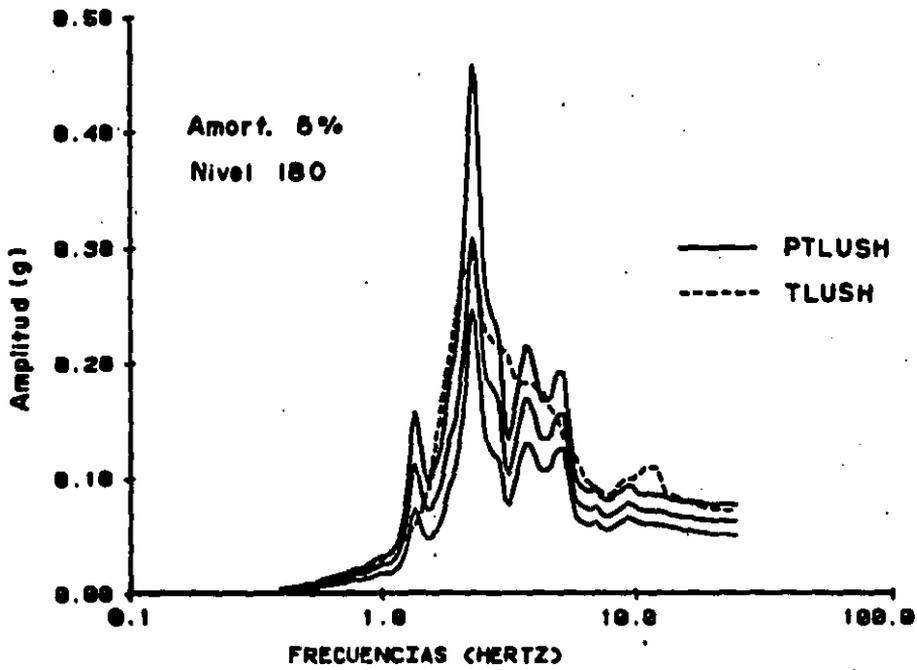


FIG.5.22 Presa del Infiernillo - Comparación espectros de
 respuesta de aceleración - Sismo Abril 11/66
 170

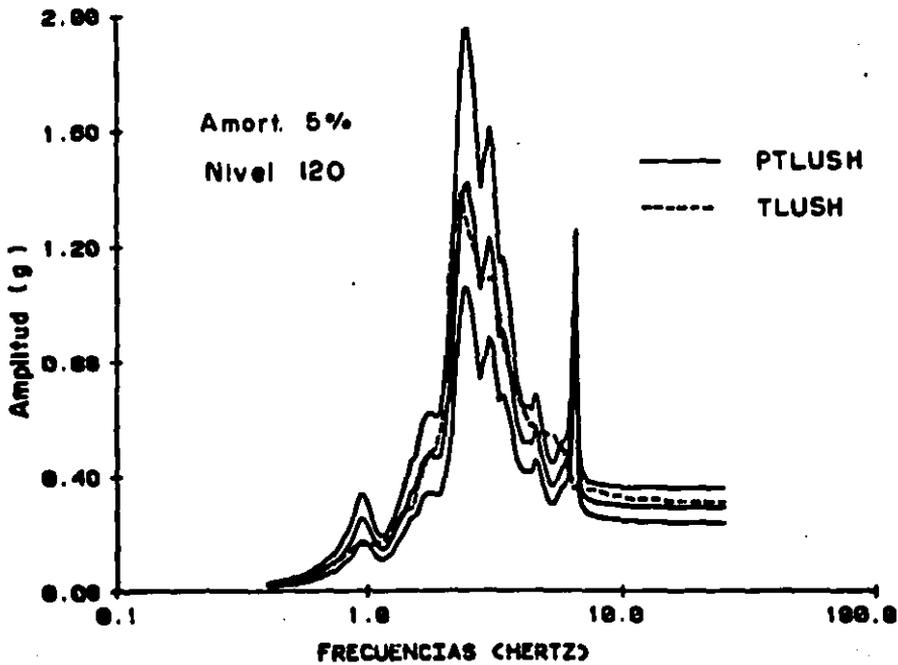
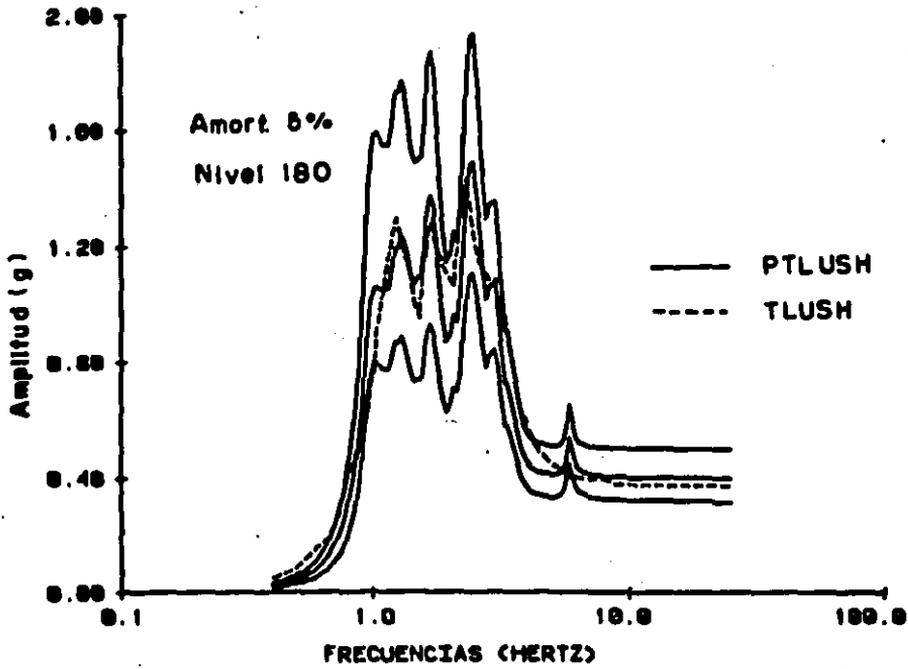


FIG. 5.23 Presa del Infiernillo - Comparación espectros de respuesta de aceleración. - Sismo Marzo 14 / 79

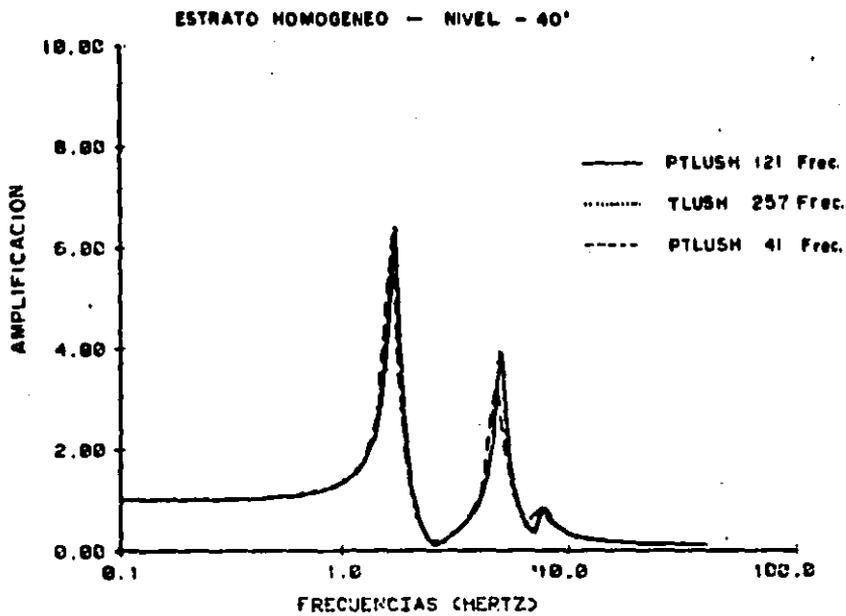
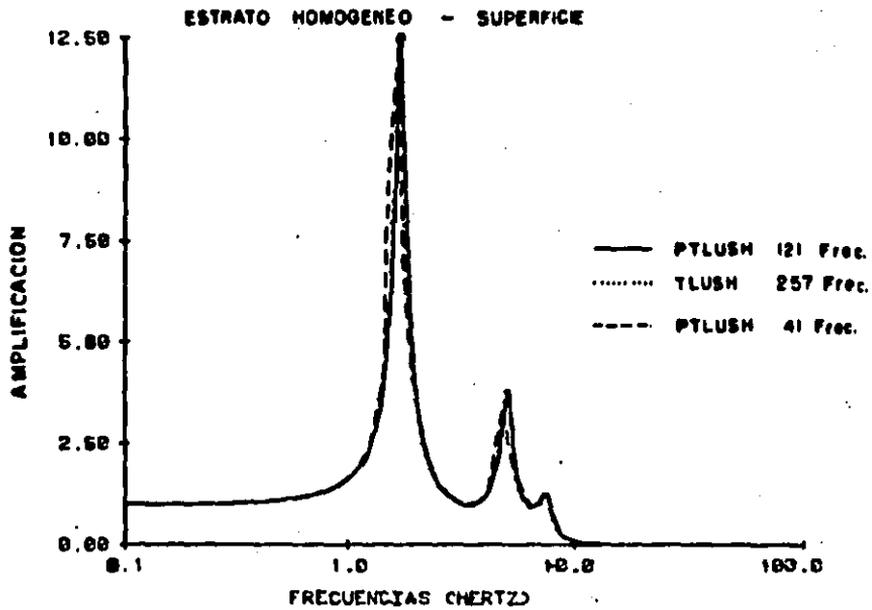


FIG.5.24 Estrato homogéneo — Comparación funciones de transferencia

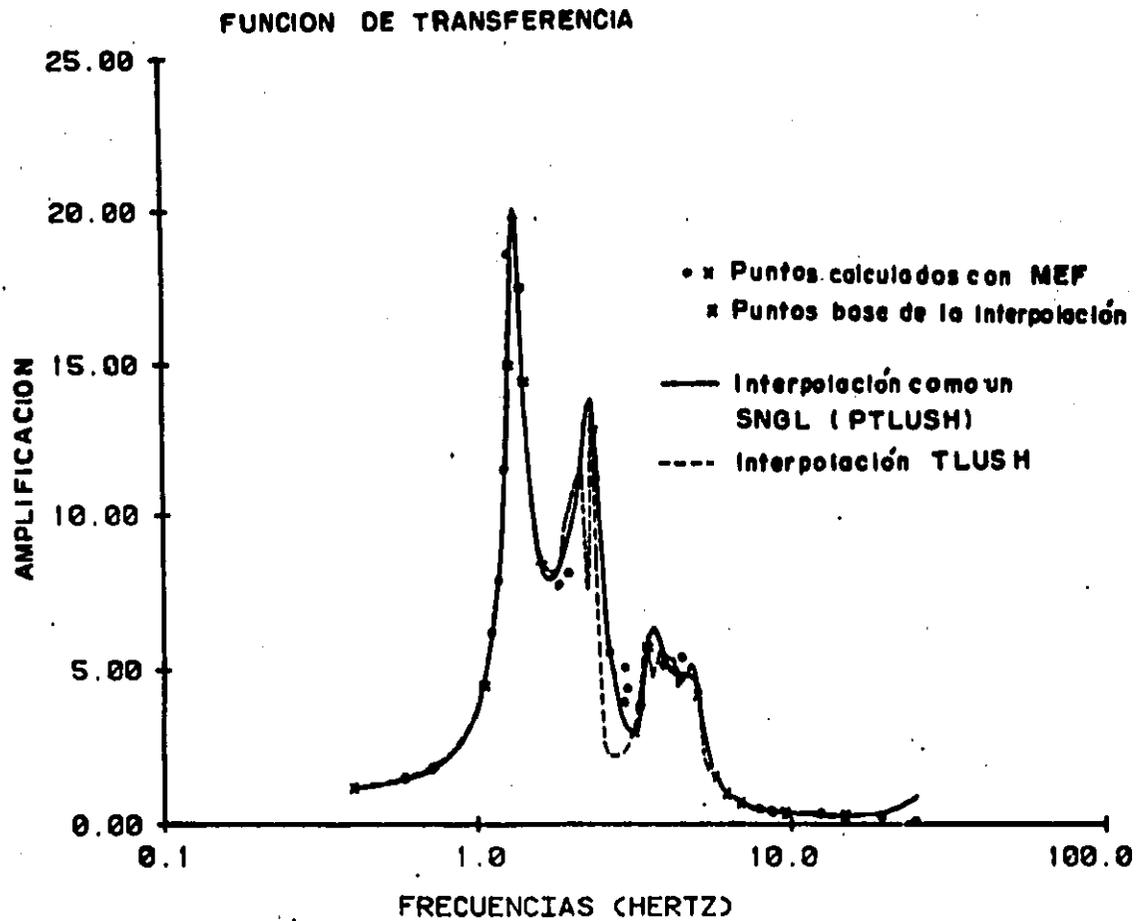


FIG.5.25 Comparación esquemas de interpolación

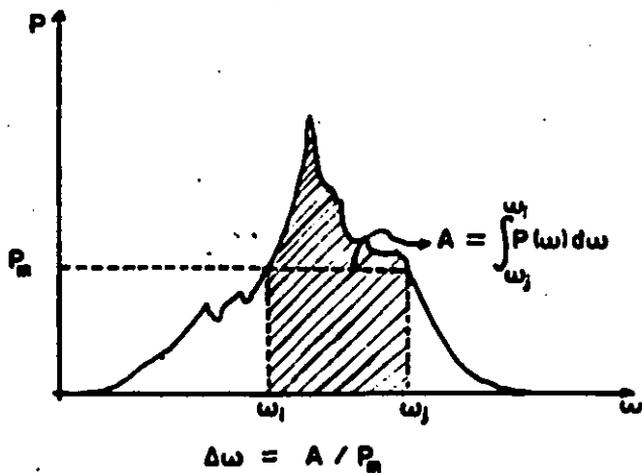


FIG. 5.26 Cálculo del ancho de banda equivalente ($\Delta\omega$)

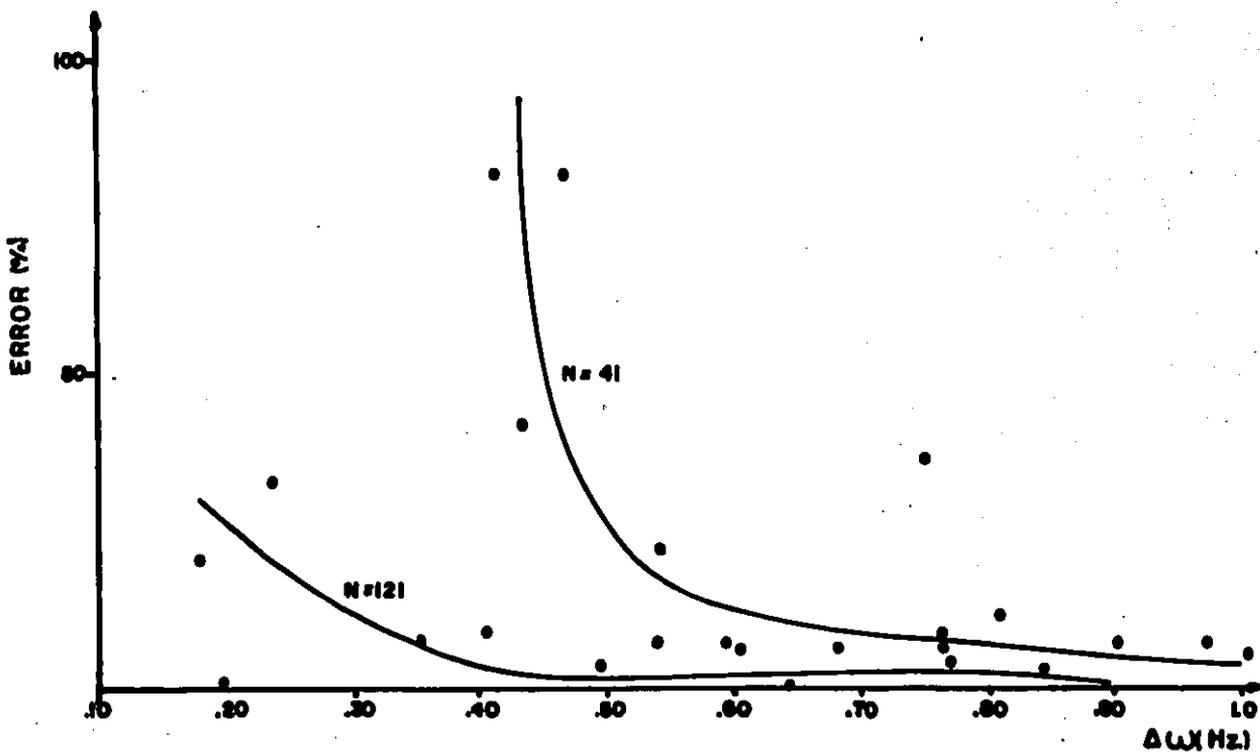
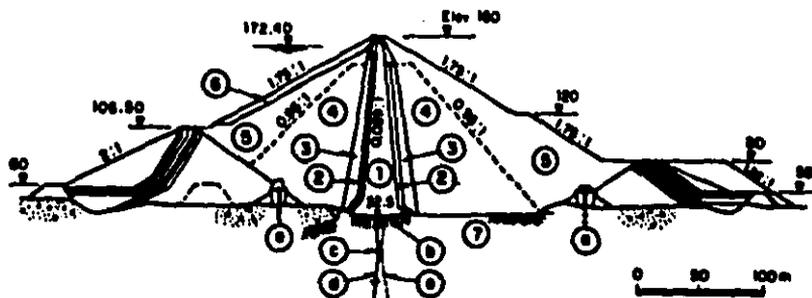


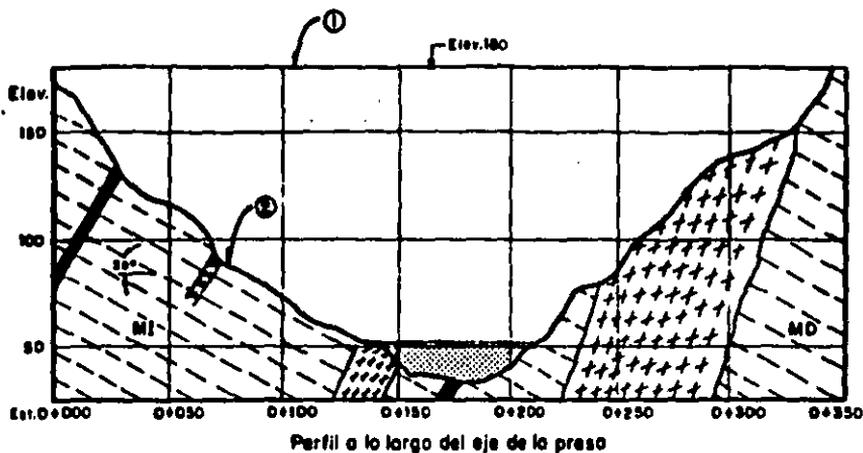
FIG. 5.27 Diferencias entre las aceleraciones máximas probabilistas y deterministas.



- | | |
|-------------------------------|--|
| ① Núcleo impermeable | ⑤ Perforaciones de concreto (pilotes secantes) |
| ② Filtros | ⑥ Tapete de inyecciones |
| ③ Transiciones | ⑦ Galería G-4 |
| ④ Enrocamiento compactado | ⑧ Perforaciones de inyección |
| ⑤ Enrocamiento a voltes | ⑨ Perforaciones para drenaje |
| ⑥ Enrocamiento de gran tamaño | Elev. Elevación, en m |
| ⑦ Roca sana | |

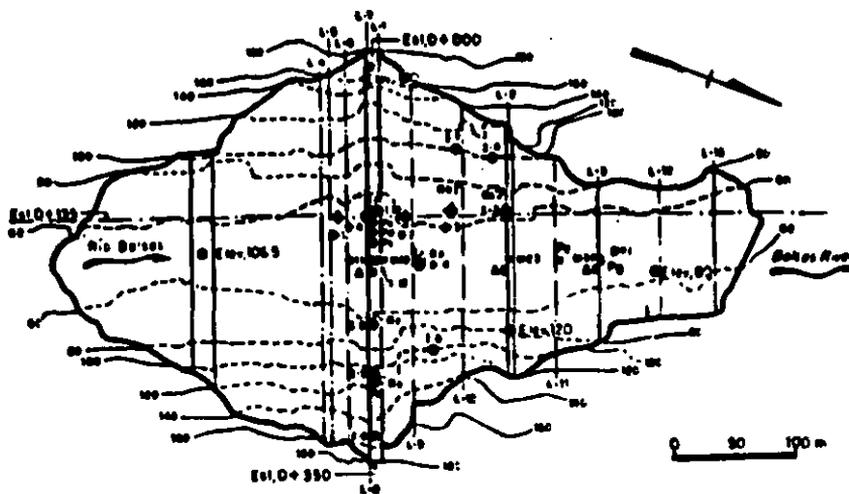
Moreno E. (1980)

FIG. 6.1 Sección máxima. Presa del Infernillo.



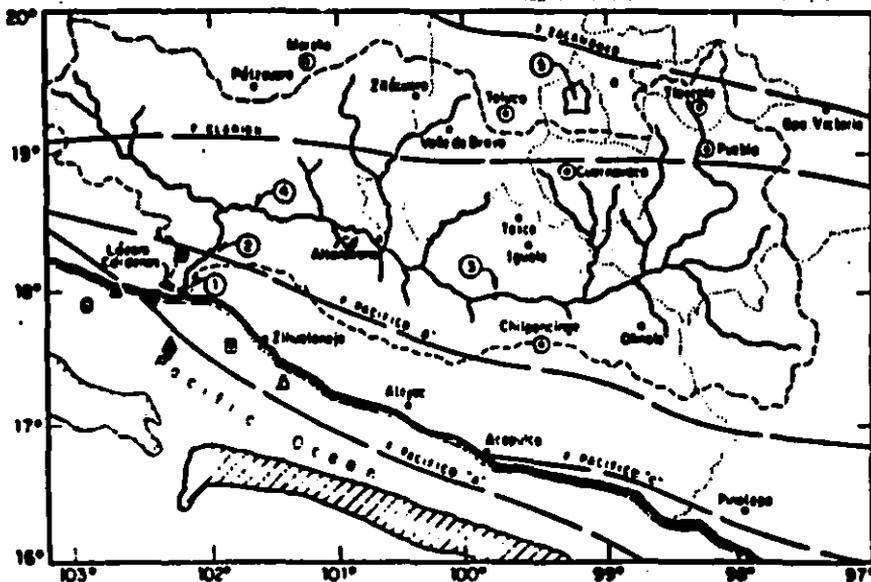
- | | | | |
|-------------------|-------------------------|------------------------------|---------------------|
| Depósito aluvial | Brechas y conglomerados | 1 Corona de la presa | MI Margen izquierda |
| Echado | Dioritas | 2 Perfil de la roca excavada | MD Margen derecho |
| Zonas de cortante | Zonas de cortante | Elev. Elevación, en m | Est. Estación, en m |
| Diques | | | |

FIG. 6.2 Geometría y geología. Cañon Presa del Infernillo.



- ◆ Deformímetros verticales
- Inclínómetros
- Piezómetros
- L Estensómetros (en proyección)
- Bancos de nivel (en 13 líneas L-1)
- Acelerógrafos (en la presa)
- L-1 Líneas de bancos superficiales
- Elev Elevación, en m
- Est. Estación, en m

FIG. 6.3 Instrumentación presa del Infernillo.

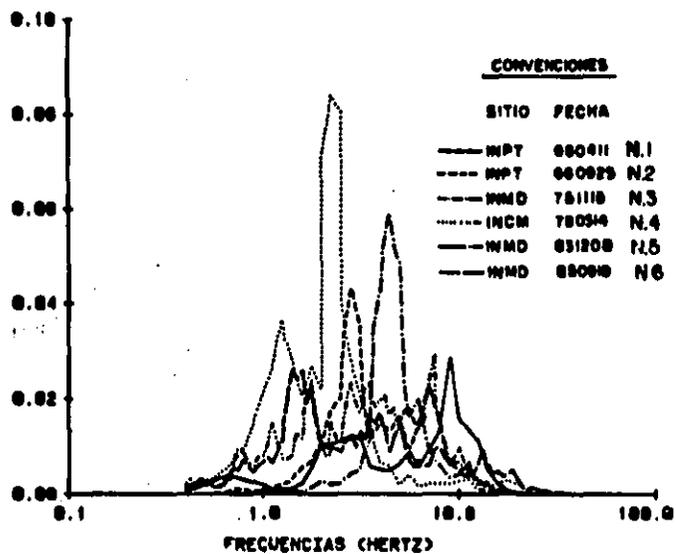


CONVENCIONES

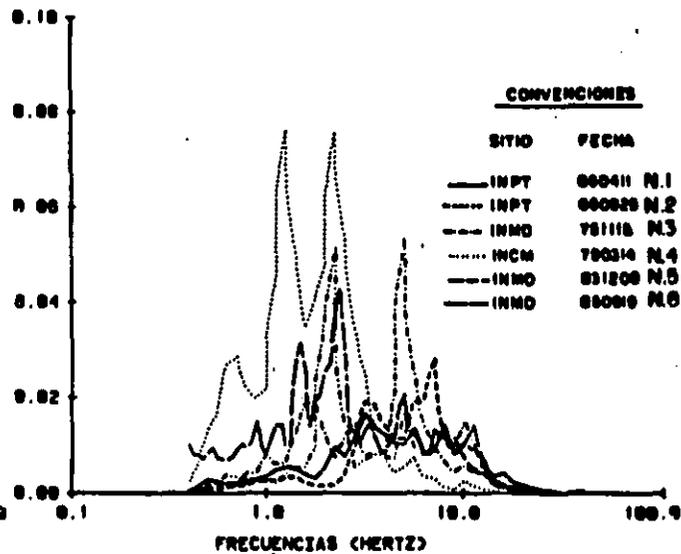
● 660411	17.893N	102.750 W	△ 790314	17.313 N	101.366 W
■ 660925	18.300N	100.800 W	● 831208	14.089N	92.380 W
● 761115	18.225N	102.185 W	■ 850821	17.618 N	101.815 W
△ 850919	18.141 N	102.707 W	◆ 751011	17.588N	102.280 W
			▽ 811025	17.888N	102.416 W

FIG. 6.4 Localización epicentros sismos analizados.

COMPONENTE TRANSVERSAL



COMPONENTE VERTICAL



COMPONENTE LONGITUDINAL

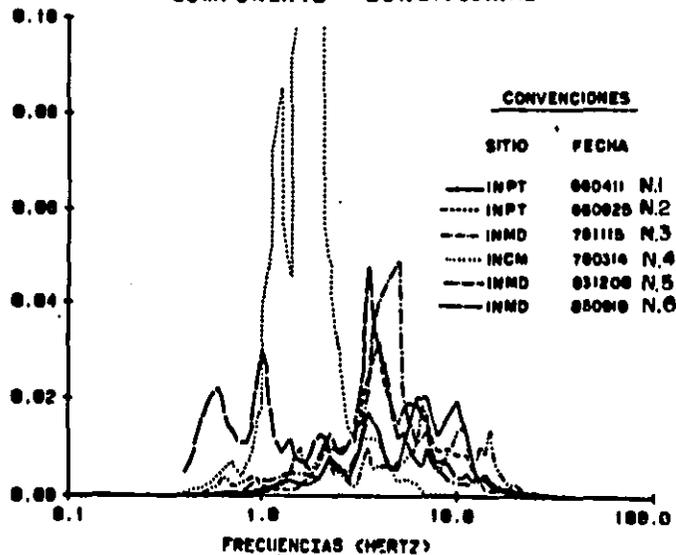
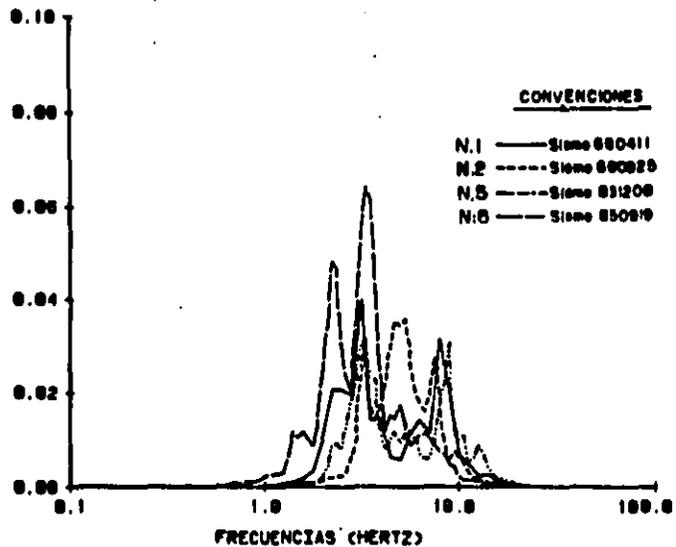
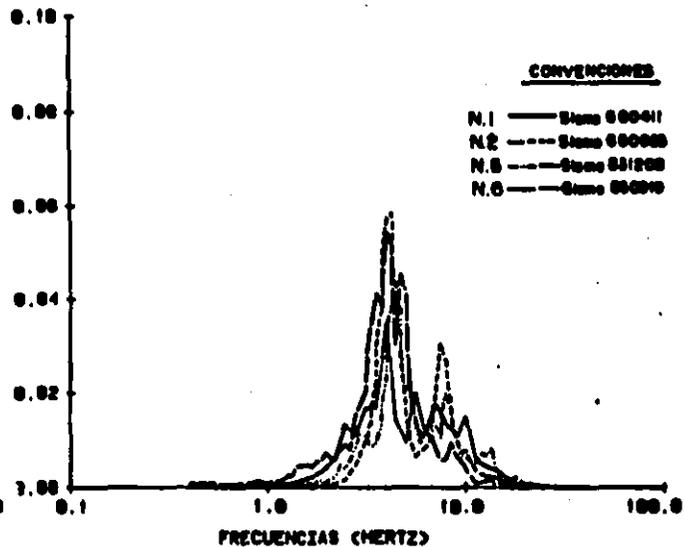


FIG. 6.5 Espectros de Potencia Normalizados.
En roca.

COMPONENTE TRANSVERSAL



COMPONENTE VERTICAL



COMPONENTE LONGITUDINAL

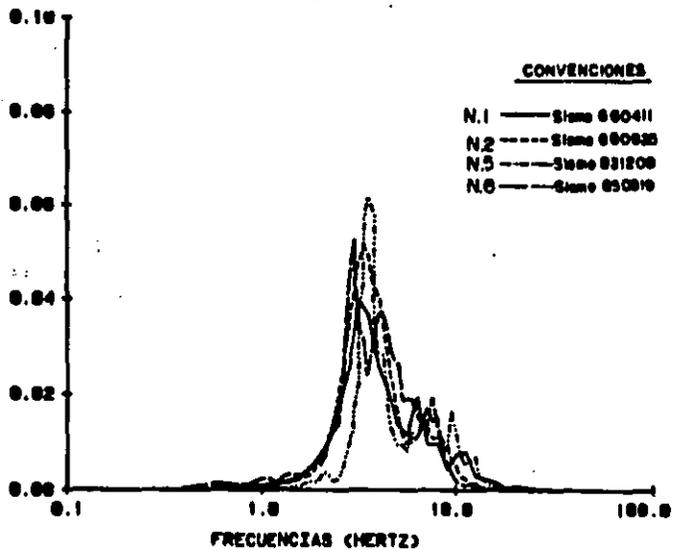


FIG. 6.6 Espectros de Potencia Normalizados.
Nivel 120.

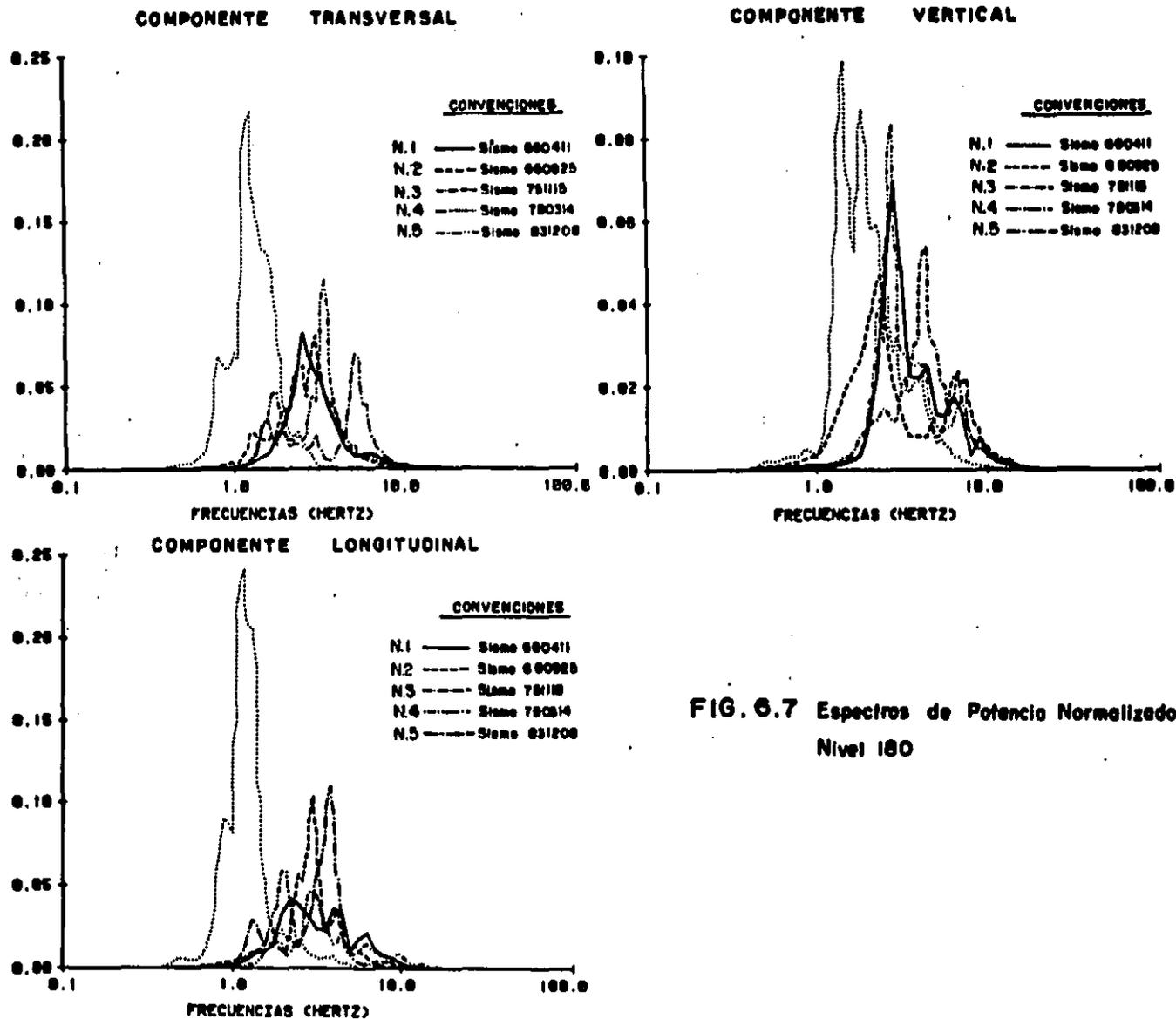


FIG. 6.7 Espectros de Potencia Normalizados.
 Nivel 180

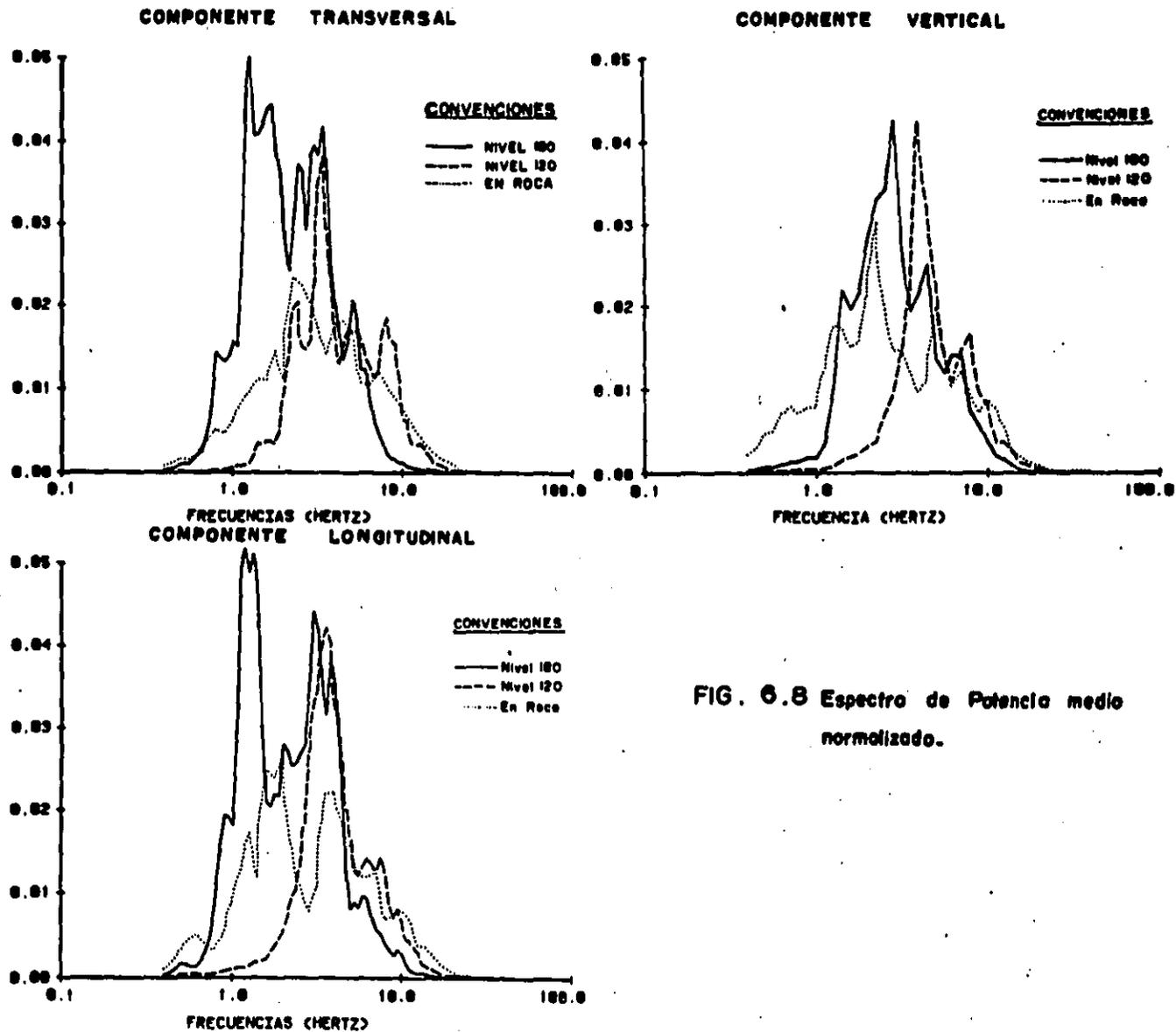


FIG. 6.8 Espectro de Potencia medio normalizado.

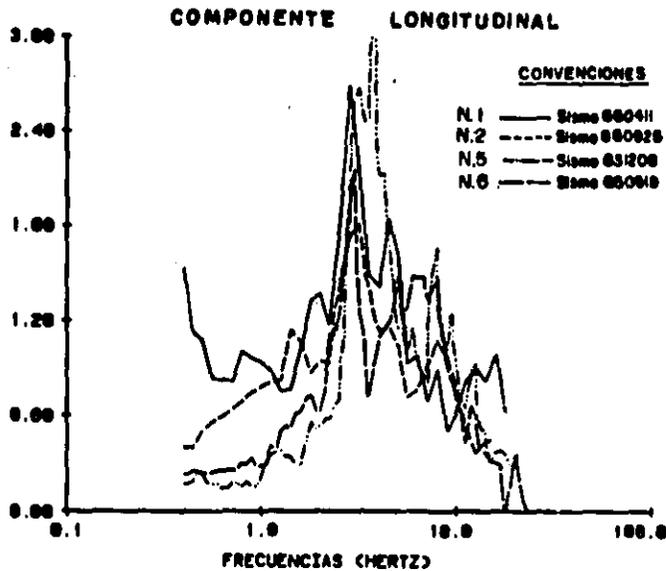
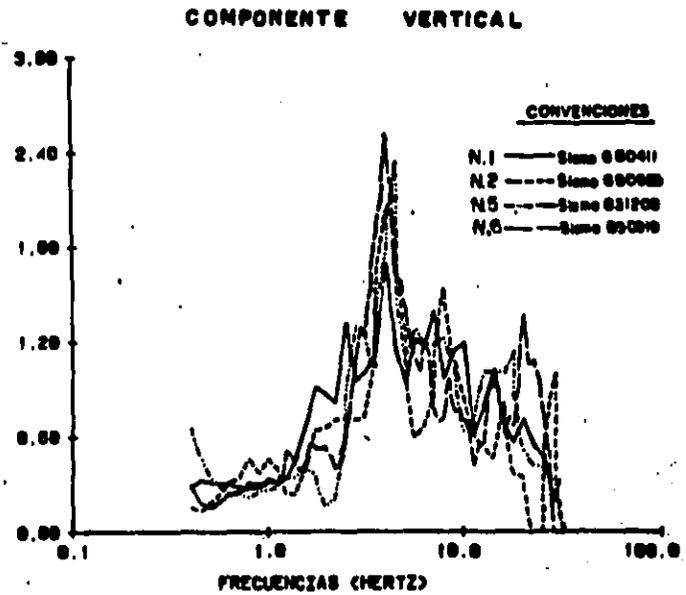
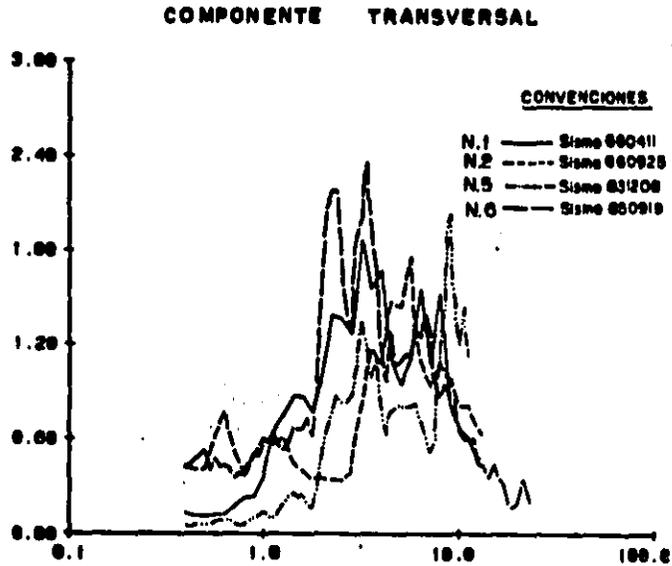


FIG. 6.9 Función de Transferencia normalizada
Nivel 120 - En roca.

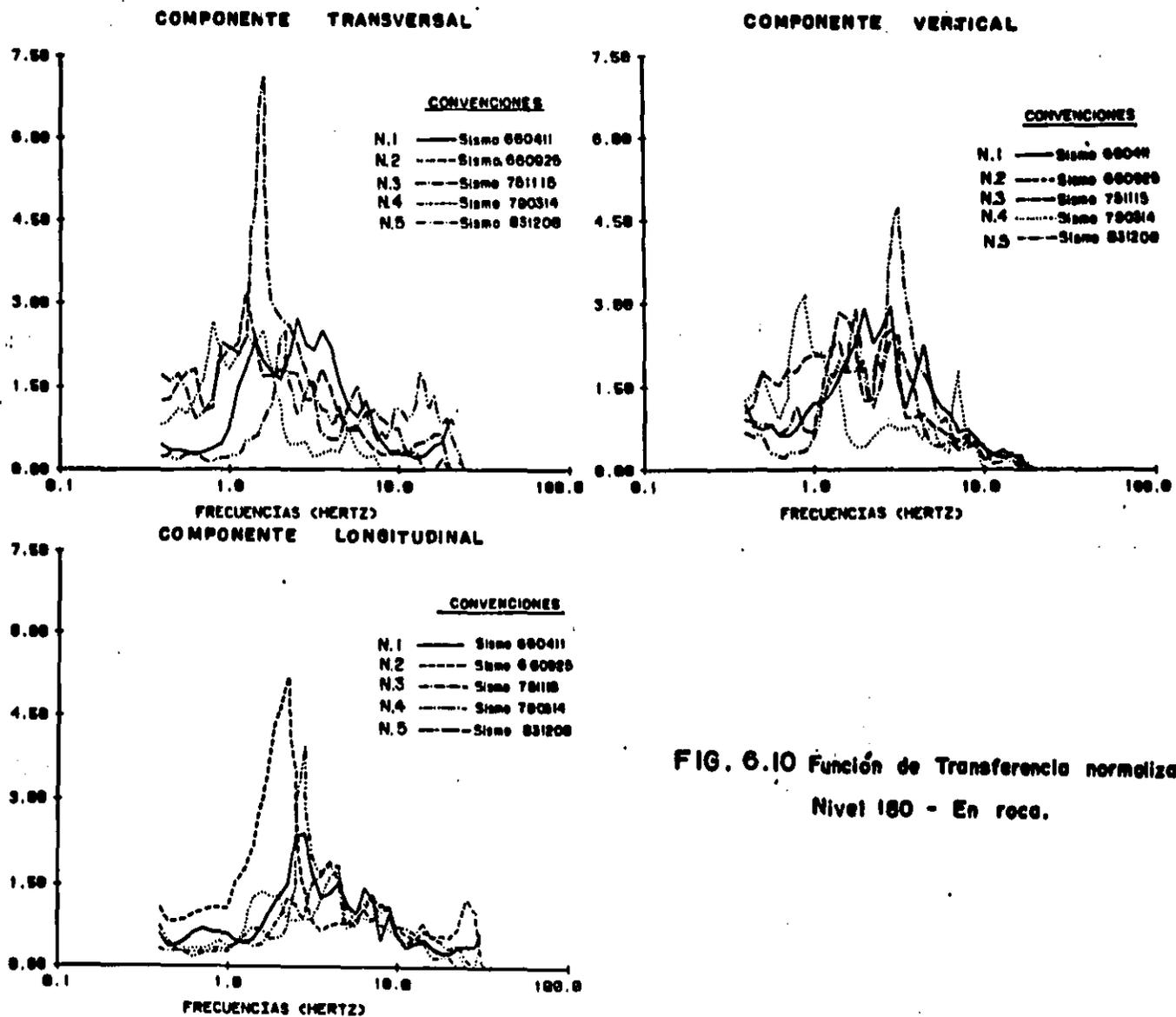


FIG. 6.10 Función de Transferencia normalizada.
 Nivel 180 - En roca.

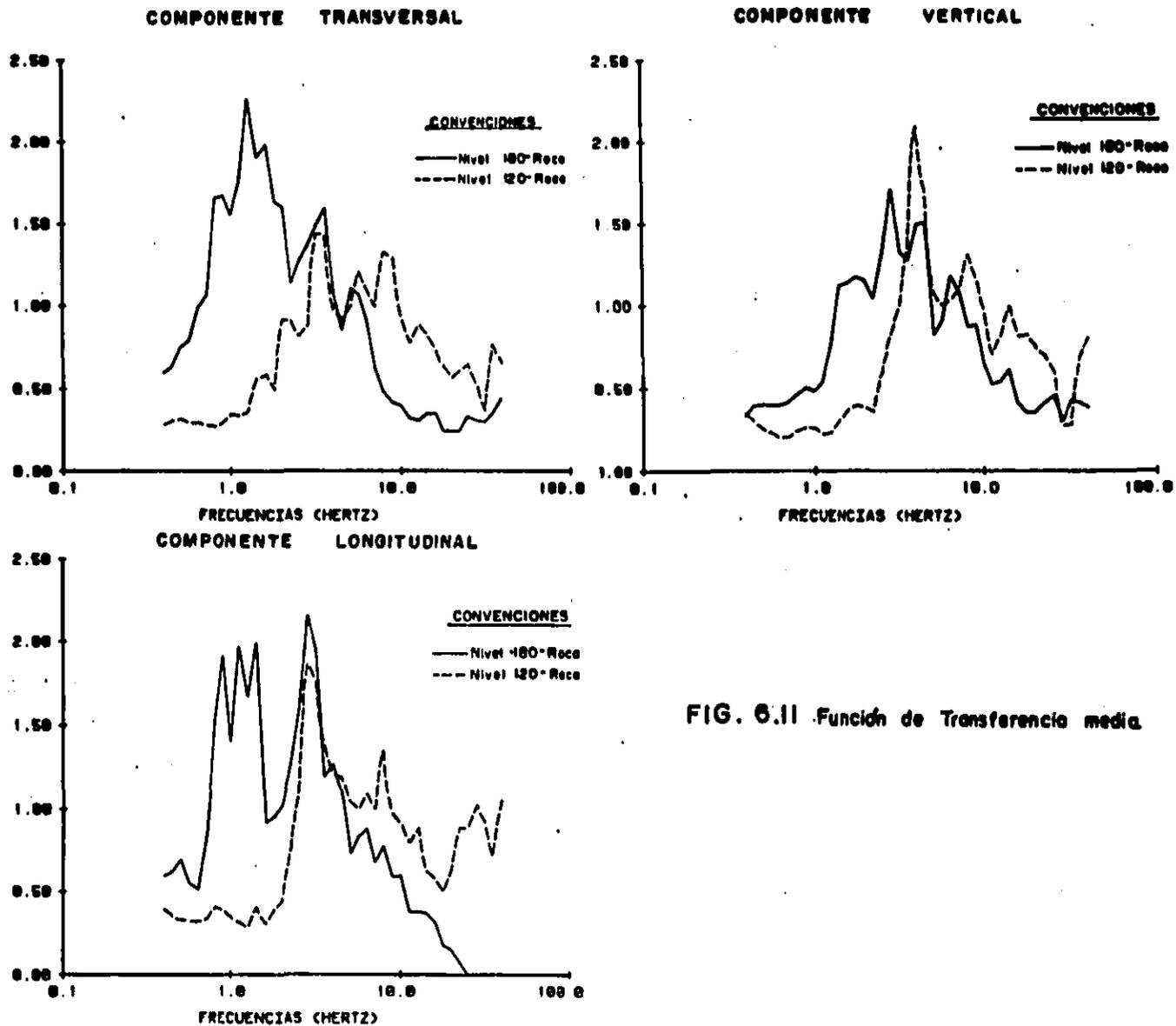
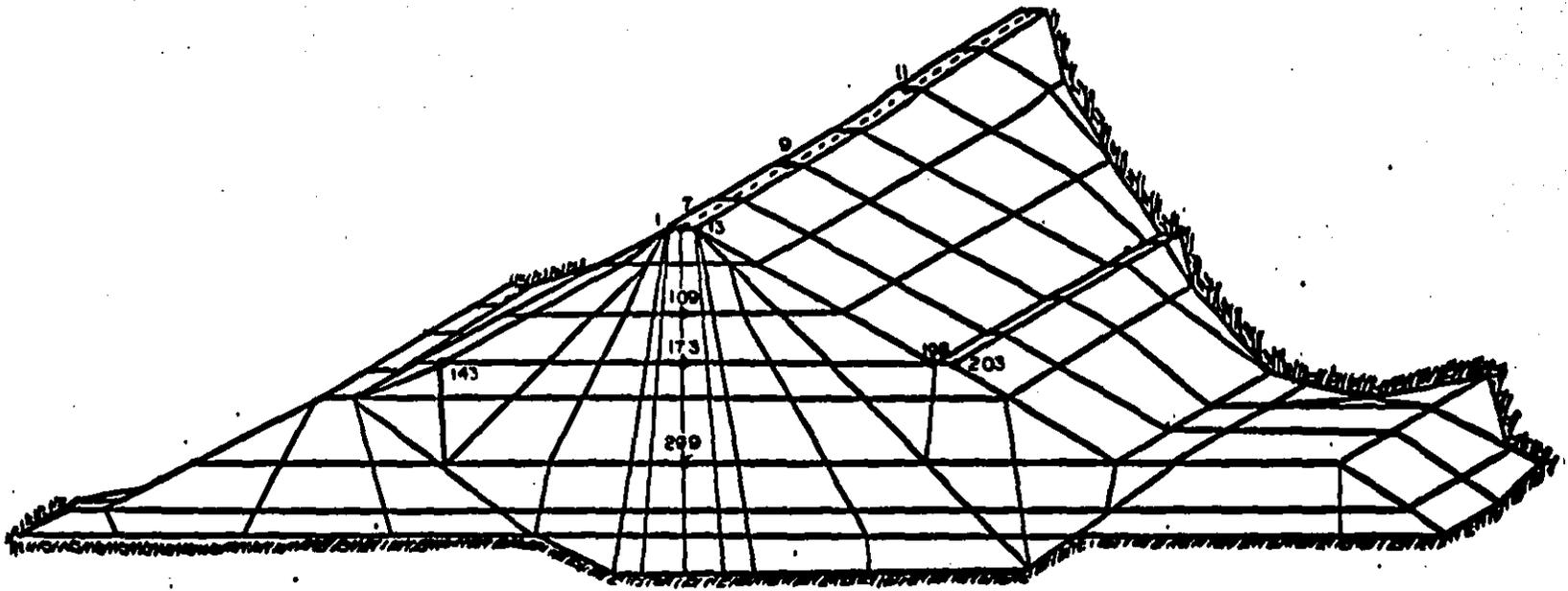
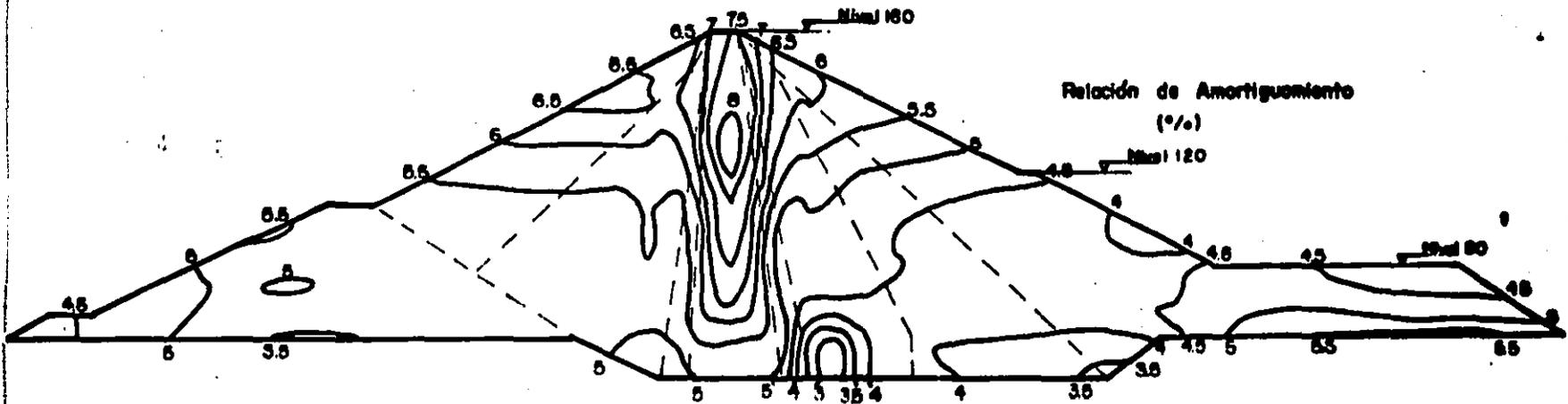


FIG. 6.11 Función de Transferencia media.



Magaña-Romo (1985)

FIG. 6.12 Malla de elementos finitos. Presa del Infiernillo.



185

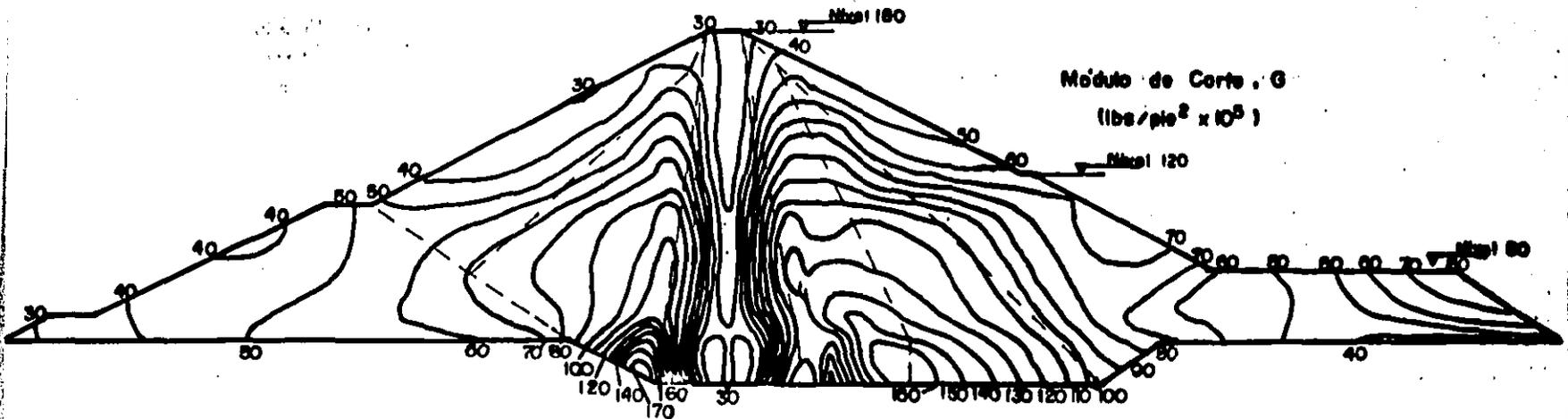


FIG. 6.13 Sección transversal - Distribución propiedades dinámicas - Sismo Abril II de 1966.

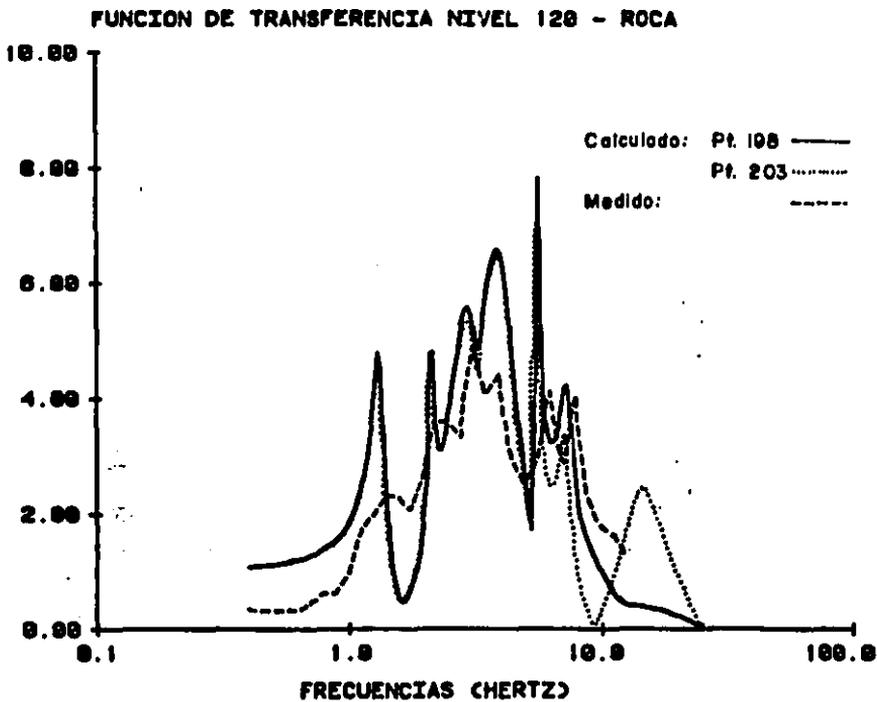
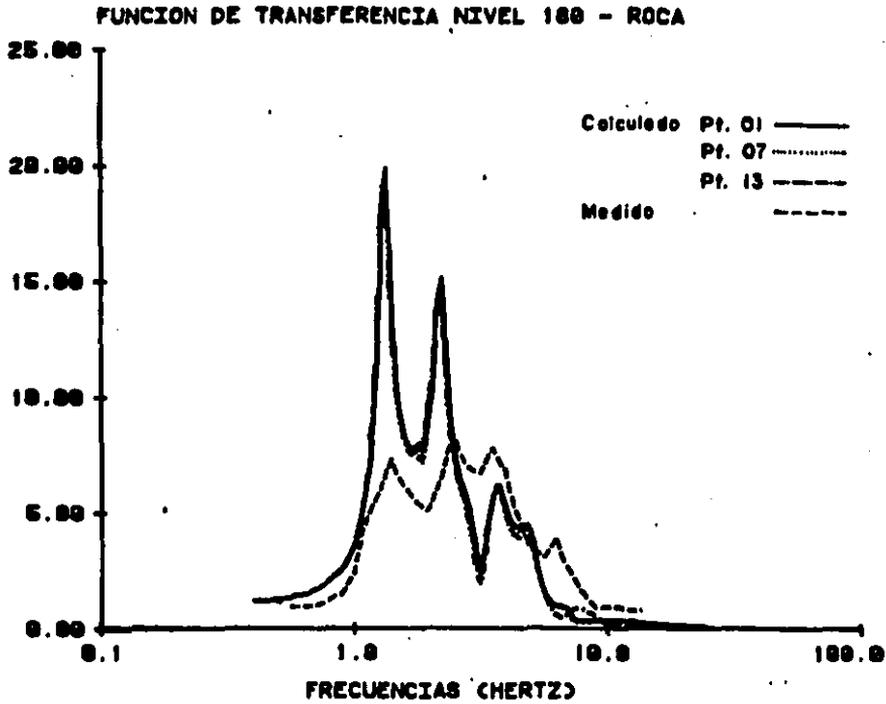
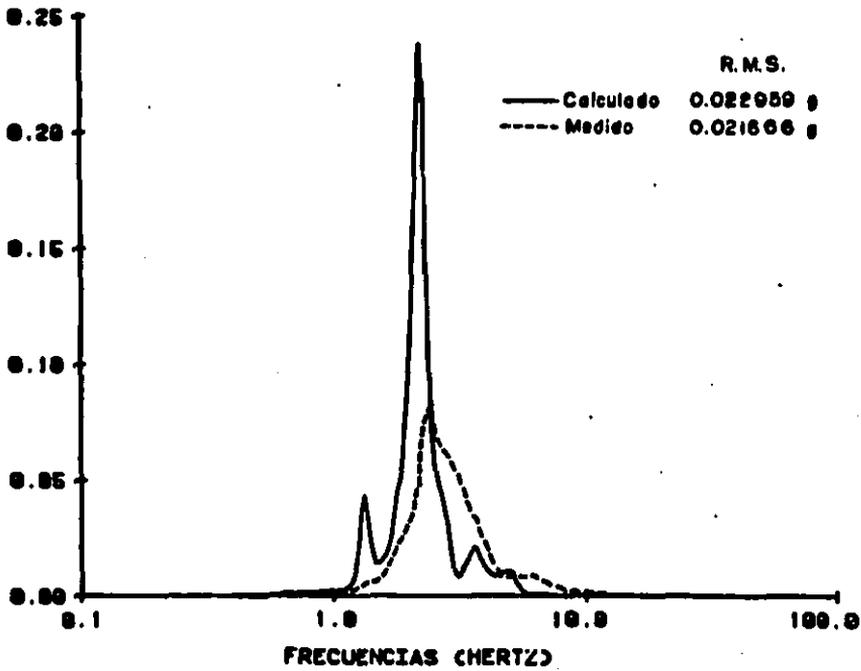


FIG. 6.14 Presa del Infiernillo, Sismo Abril 11/66 - PTLUSH

ESPECTRO DE POTENCIA NORMALIZADO



ESPECTRO DE RESPUESTA ACEL. AMG 5 X

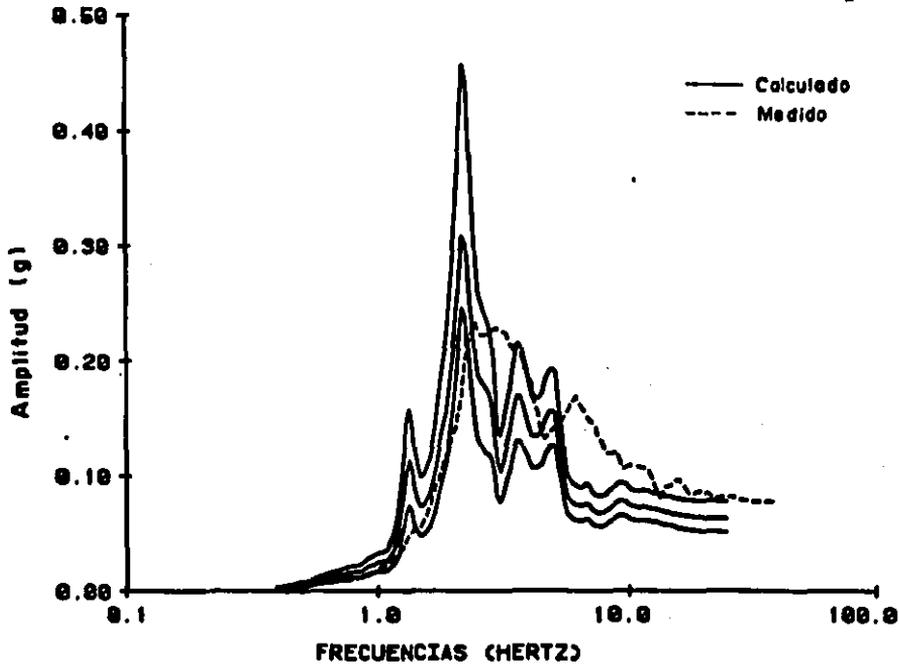
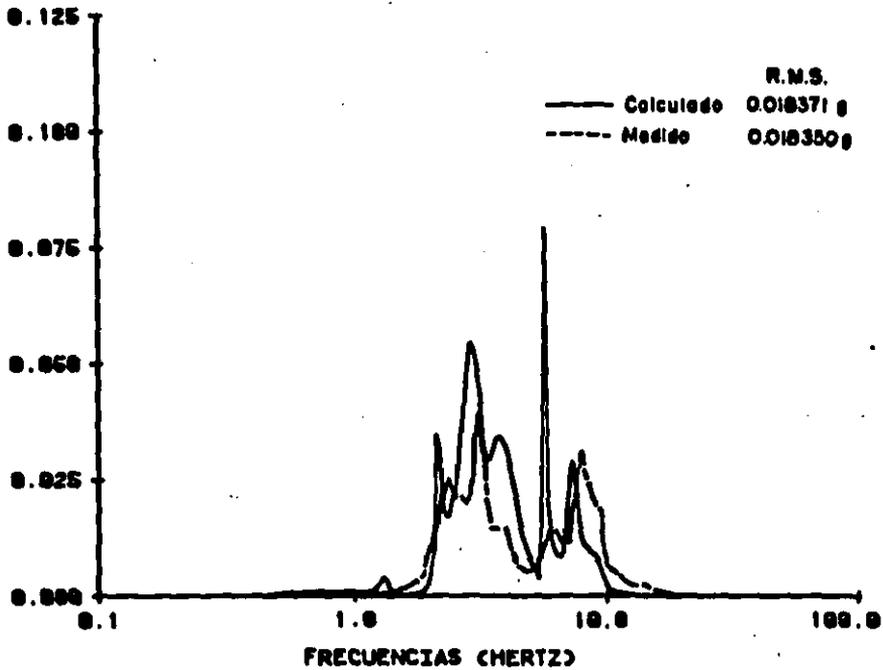


FIG. 6J5 Presa del Infiernillo - Sismo Abril 11/66 - PTLUSH
Nivel 180 (Pt. 0)

ESPECTRO DE POTENCIA NORMALIZADO



ESPECTRO DE RESPUESTA ACEL. AMG 5 X

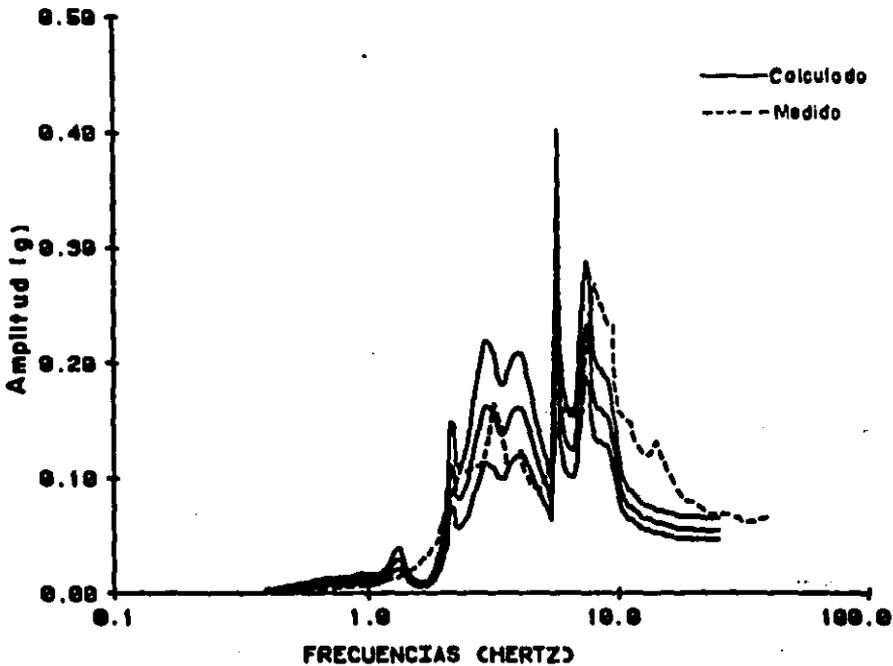
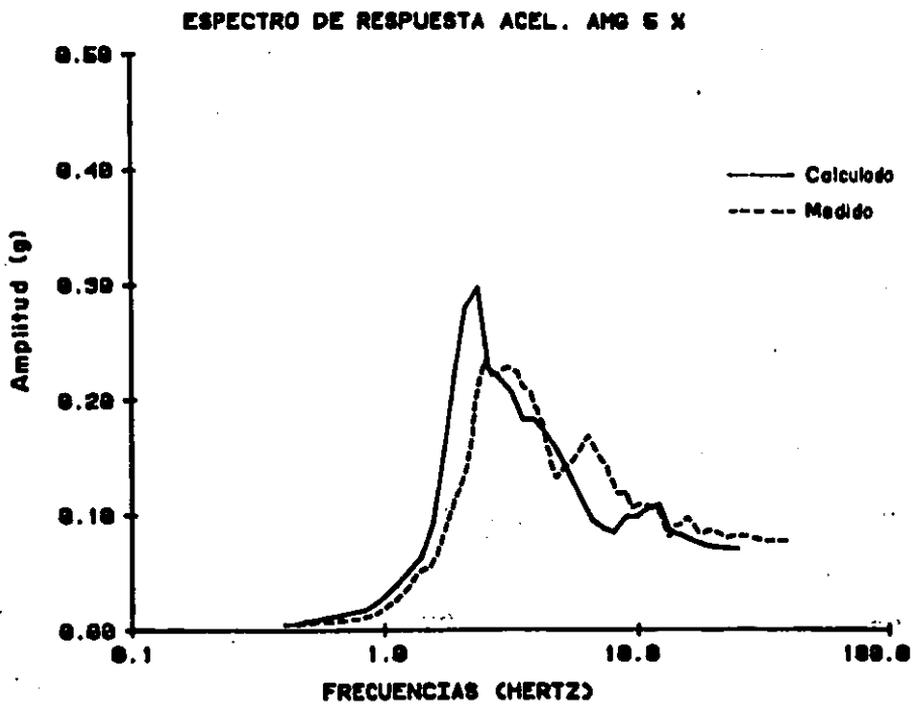
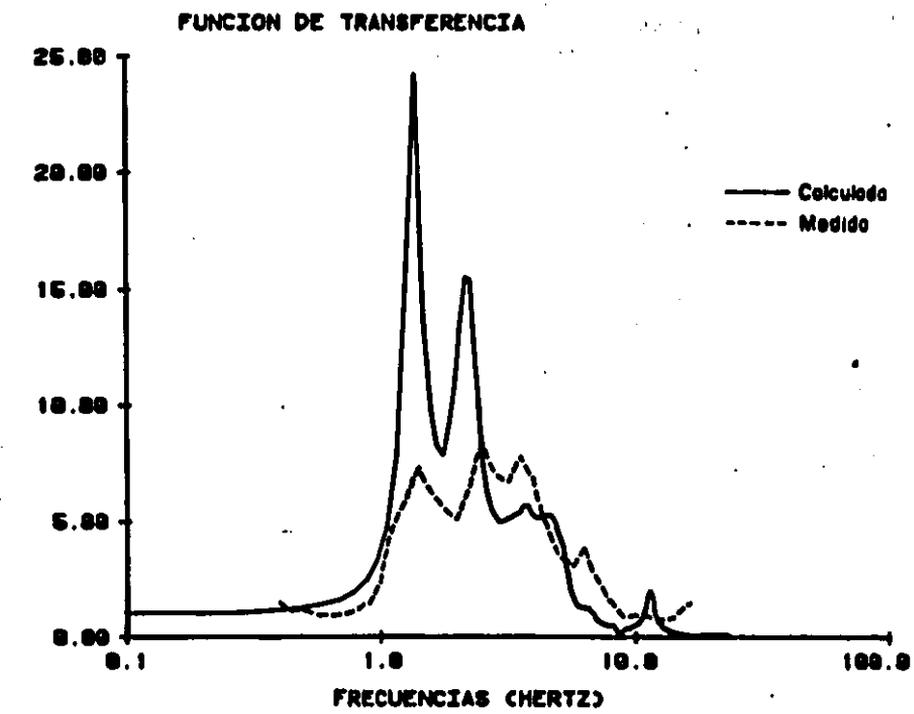
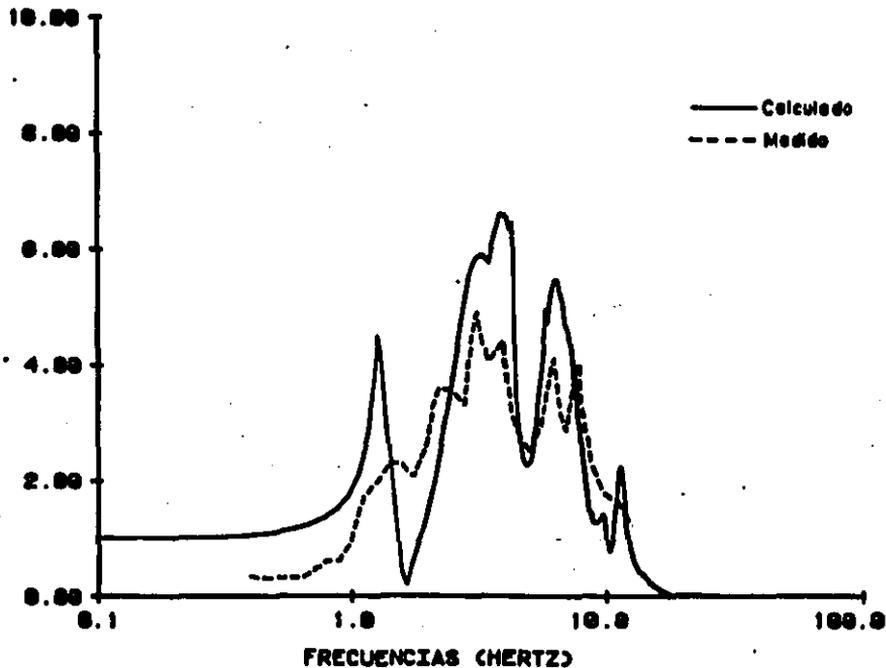


FIG. 6J6 Preso del Infiernillo - Sismo Abril 11/66 - PTLUSH
Nivel 120 (Pt.198)



**FIG. 6J7 Preso del Infiernillo - Sismo Abril 11/66 - TLUSH
Nivel 180 (Pt. 01)**

FUNCION DE TRANSFERENCIA



ESPECTRO DE RESPUESTA ACEL. AMG 5 %

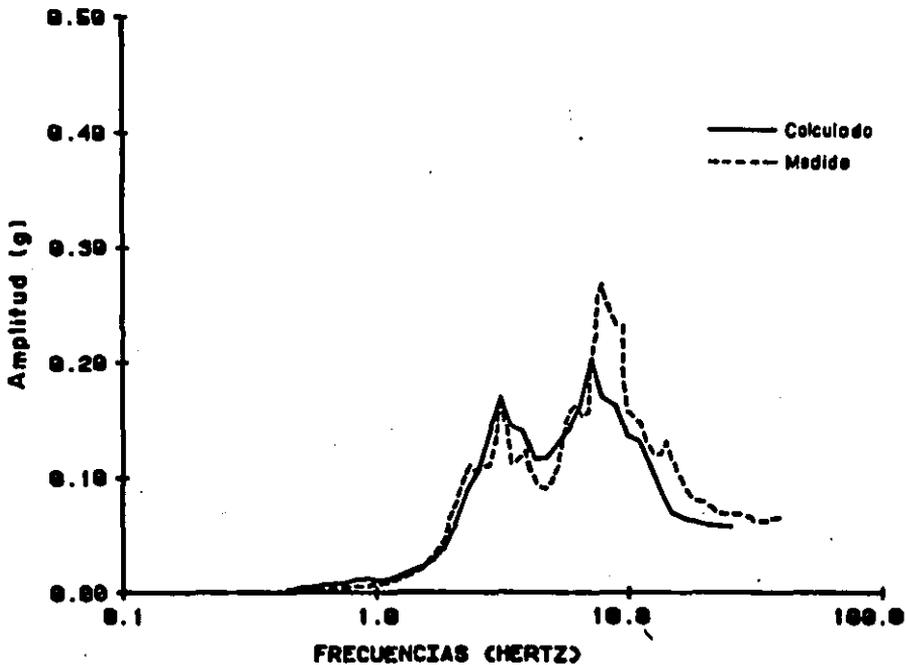


FIG. 6JB Presa del Infiernillo - Sismo Abril 11/66 - TLUSH
Nivel 120 (PT 198)

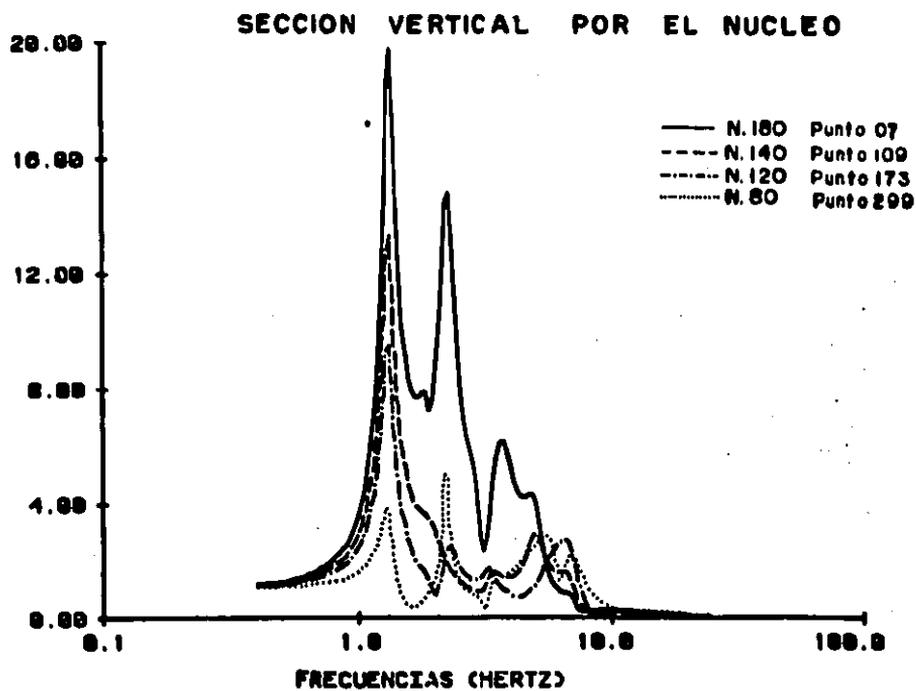
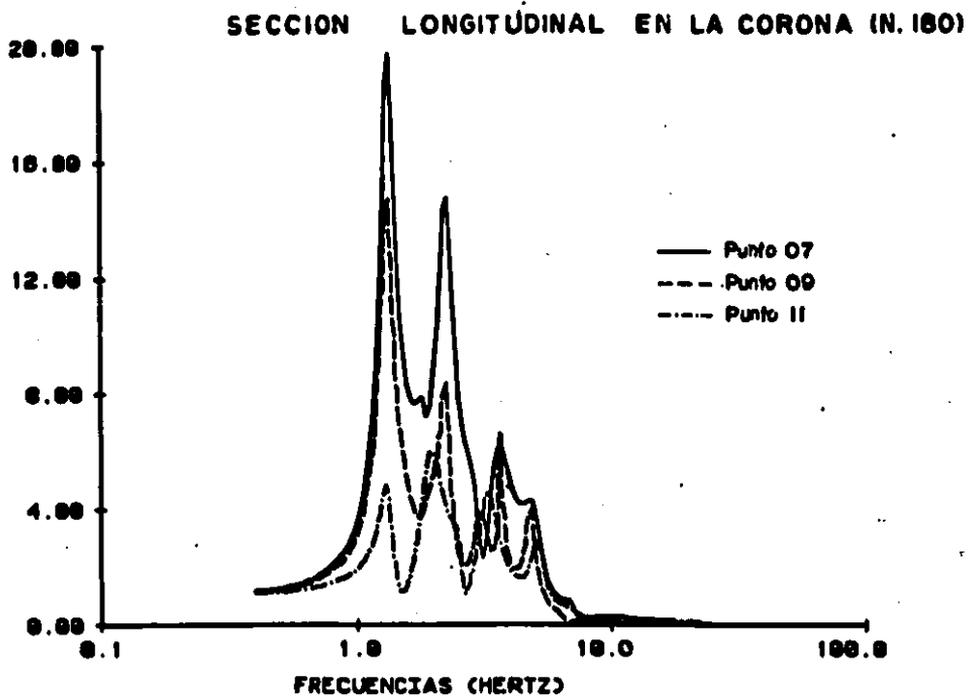


FIG. 6.19 Variación función de transferencia. Sismo Abril 11/66

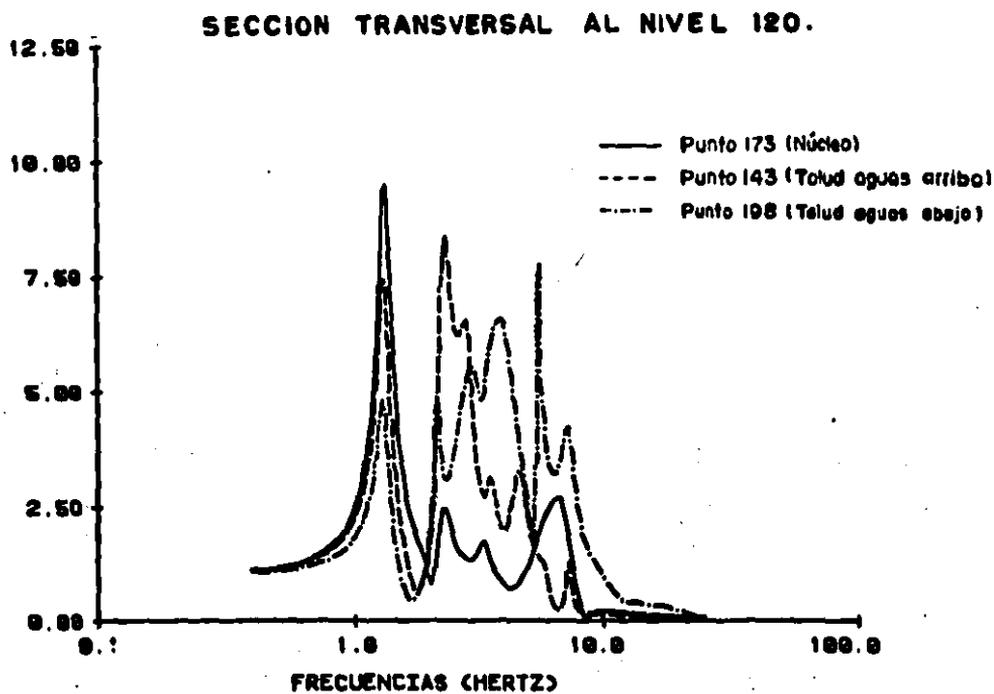
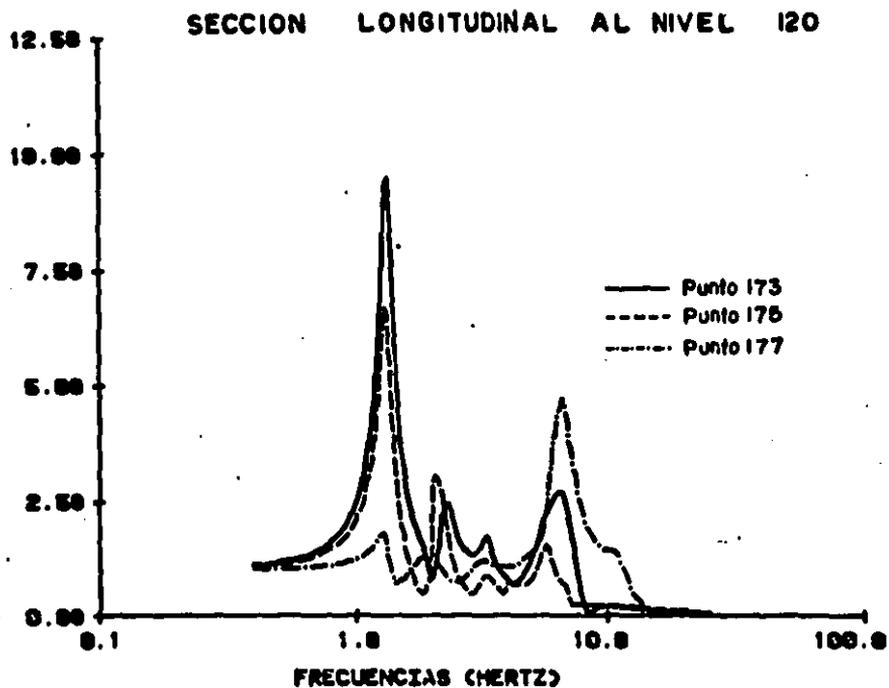


FIG. 6.20 Variación función de transferencia. Sismo Abril 11/66

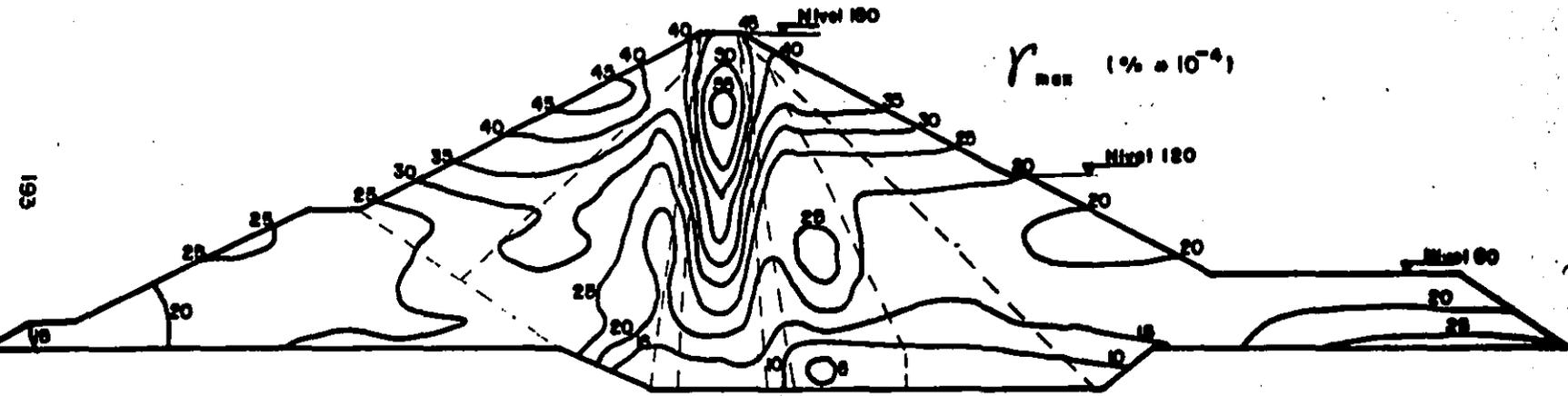
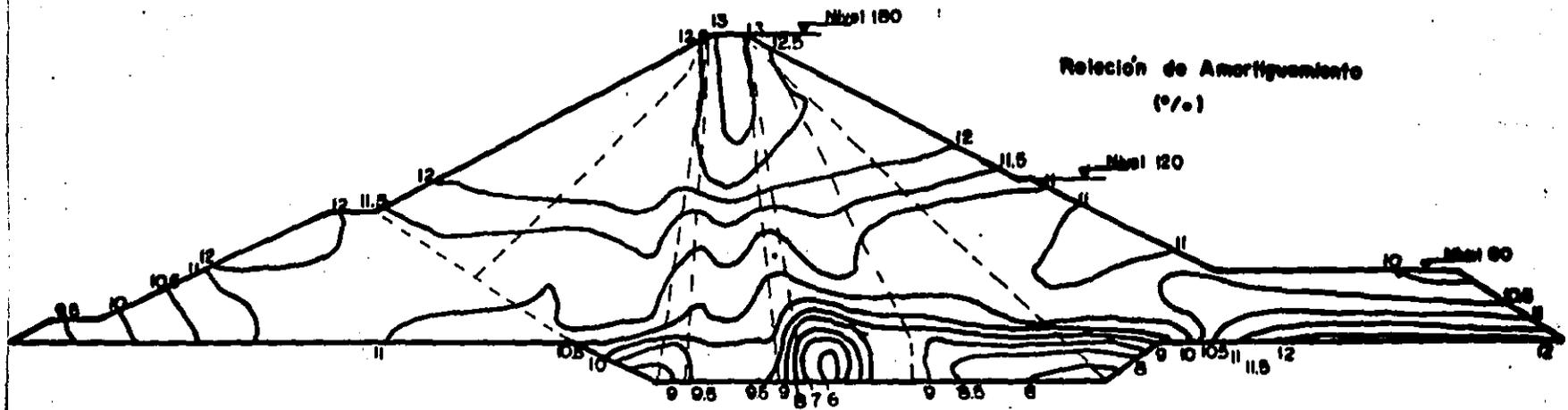


FIG. 6.21 Sección transversal - Deformaciones máximas - Sismo Abril 11 de 1966.



194

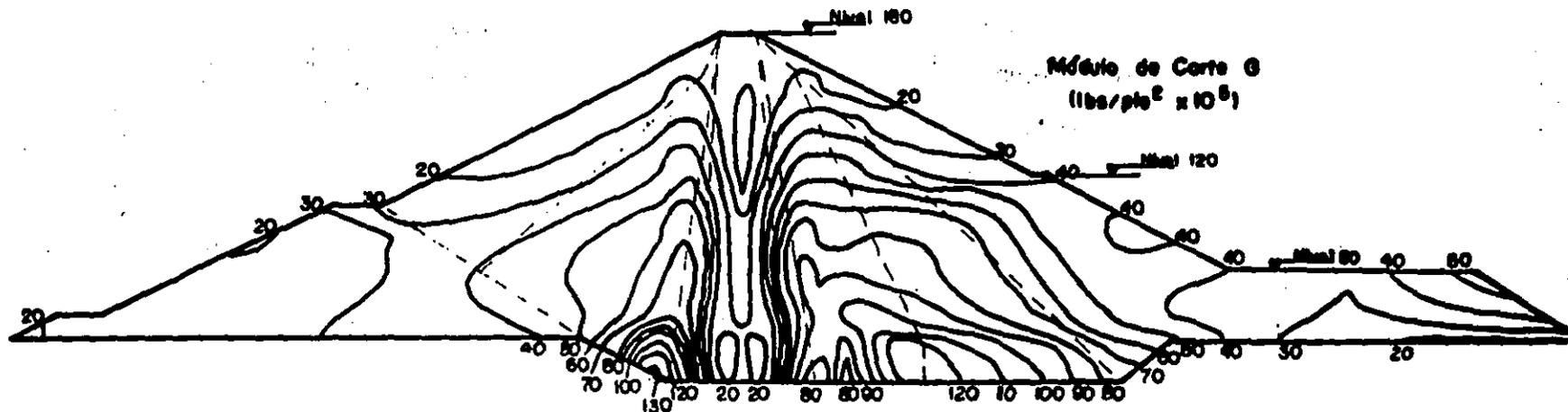
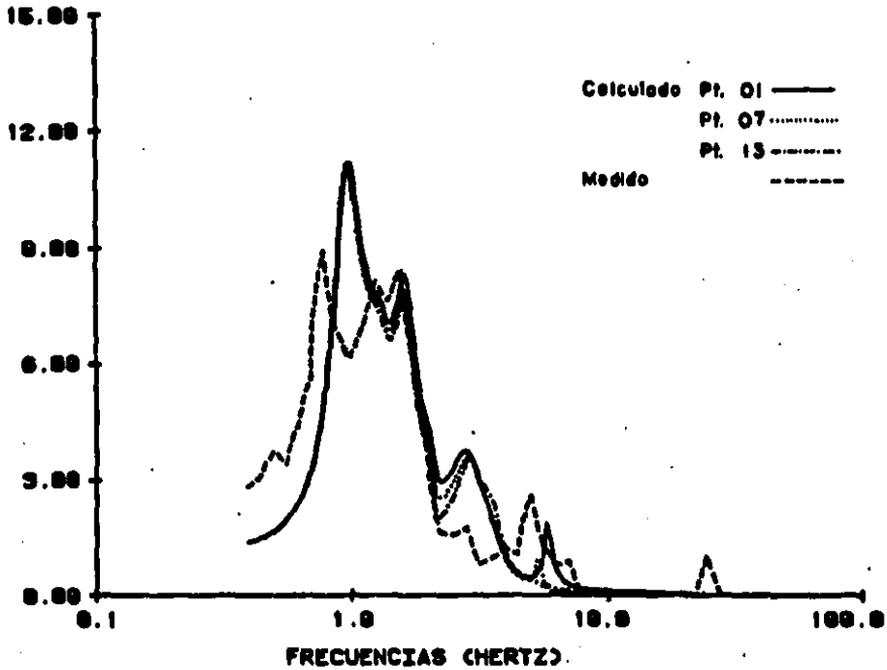


FIG. 6.22 Sección transversal - Distribución propiedades dinámicas - Sismo Marzo 14 de 1970.

FUNCION DE TRANSF. NIVEL 100 - ROCA MAR 70/ COM. TR.



FUNCION DE TRANSF. NIVEL 120 - ROCA MAR 70 COMP. TRAN

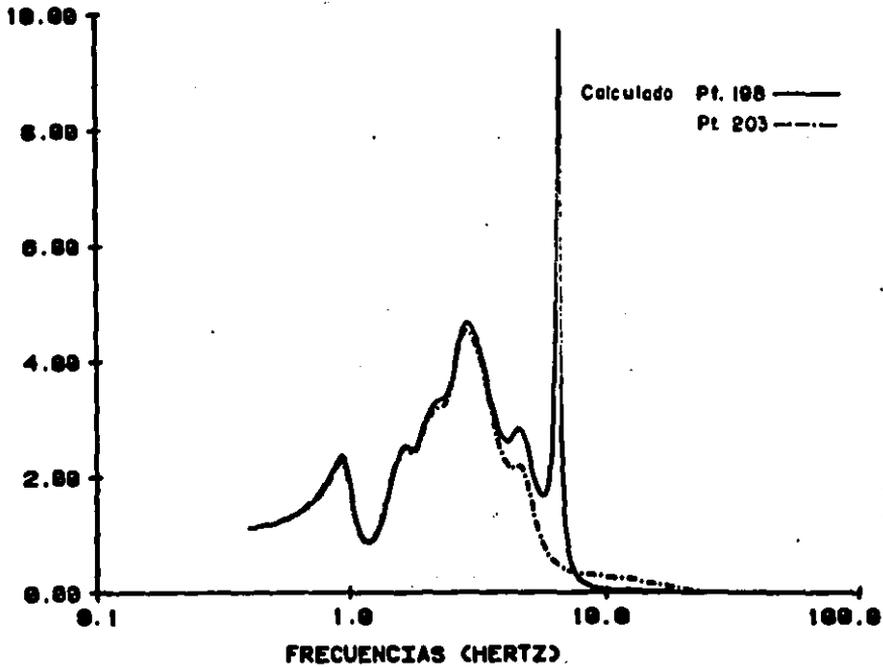
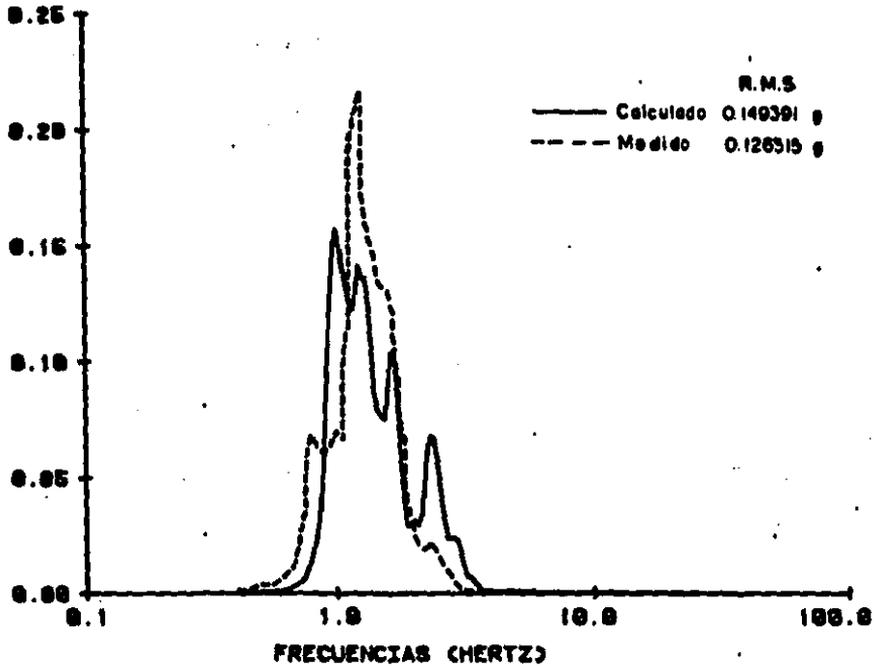


FIG. 6.23 Presa del Infiernillo - Sismo Marzo 14/70 - PTLUSH

ESPECTRO DE POTENCIA NORMALIZADO



ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACCEL. AMG 5X

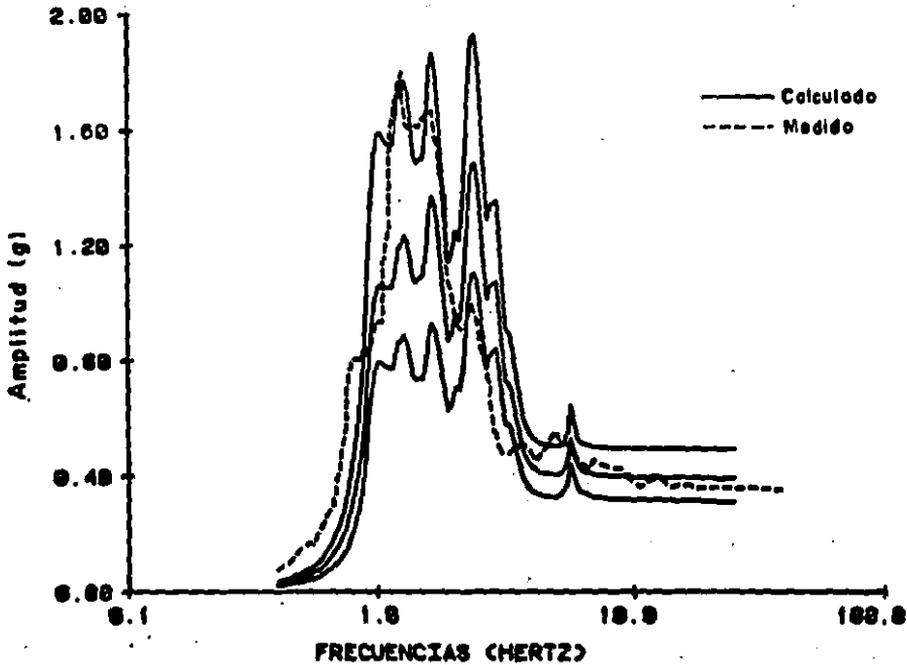
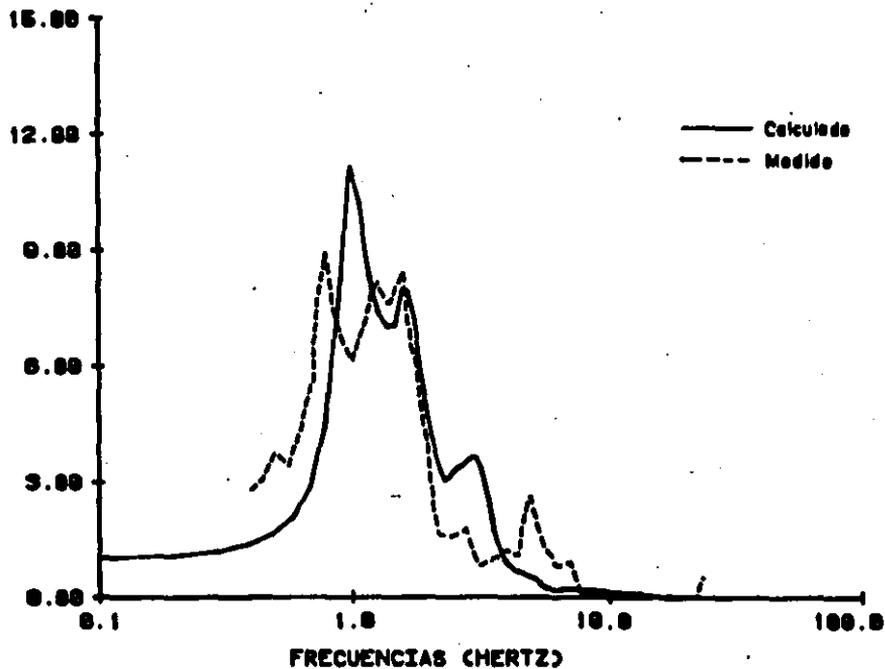


FIG. 6.24 Presa del Infiernillo - Sismo Marzo 14/79- PTLUSH
Nivel 180 (Pt.0)

FUNCION DE TRANSFERENCIA



ESPECTRO DE RESPUESTA ACEL. AMG 5X

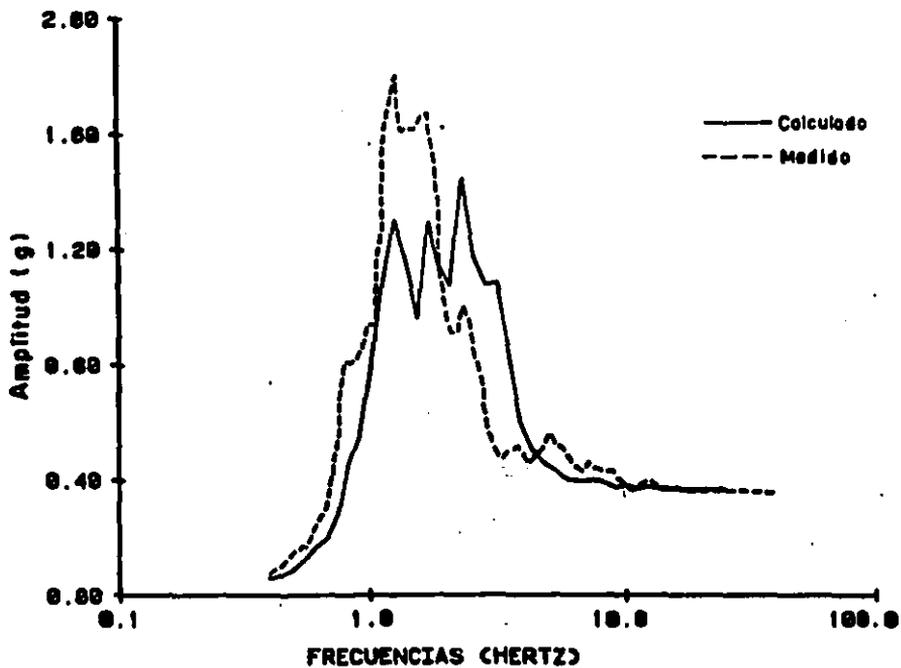


FIG. 6.25 Presa del Infiernillo - Sismo Marzo 14/70 TLUSH Nivel 180 (PT. 01)

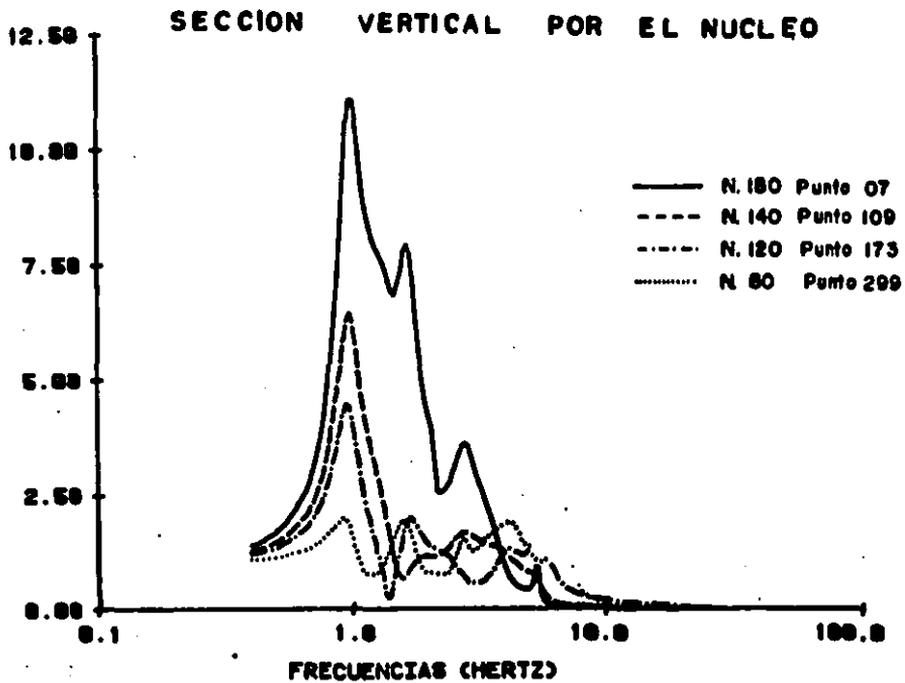
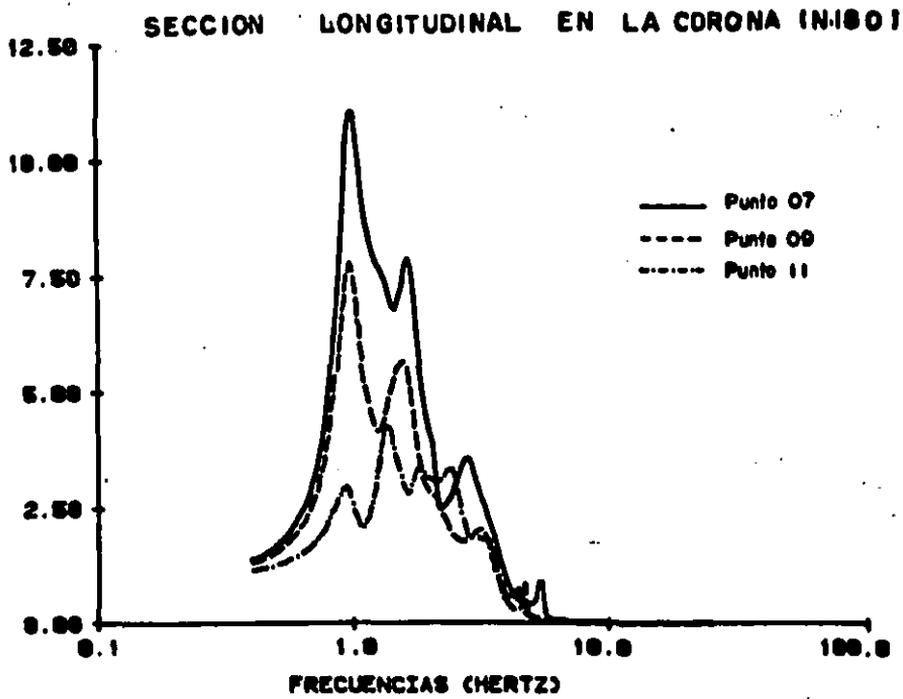


FIG. 6.26 Variación función de transferencia. Siamo Marzo 14 / 1970

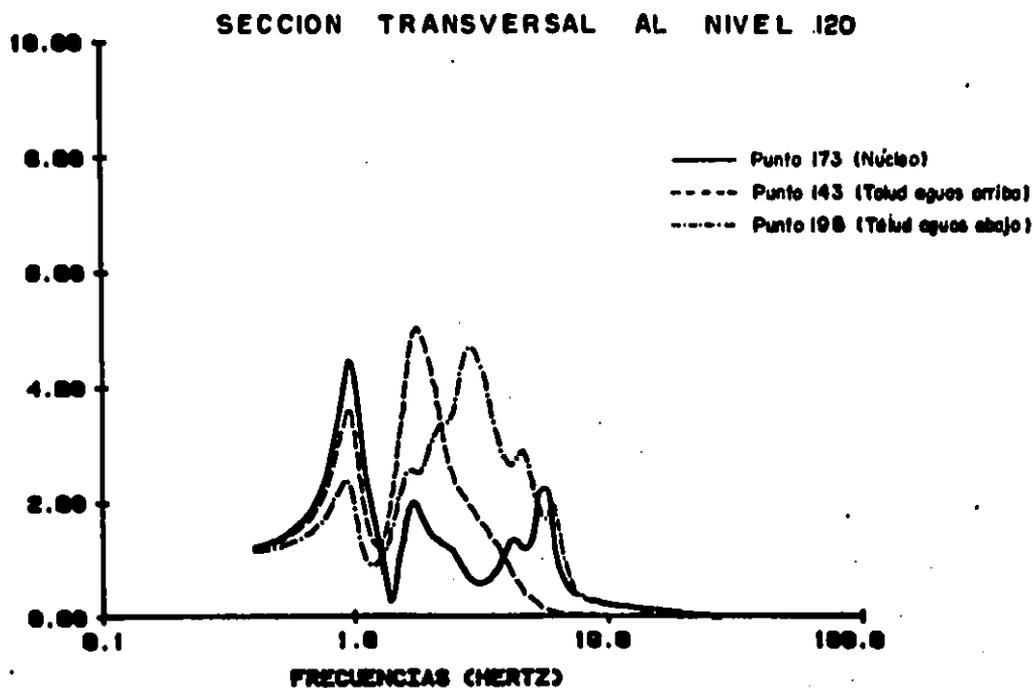
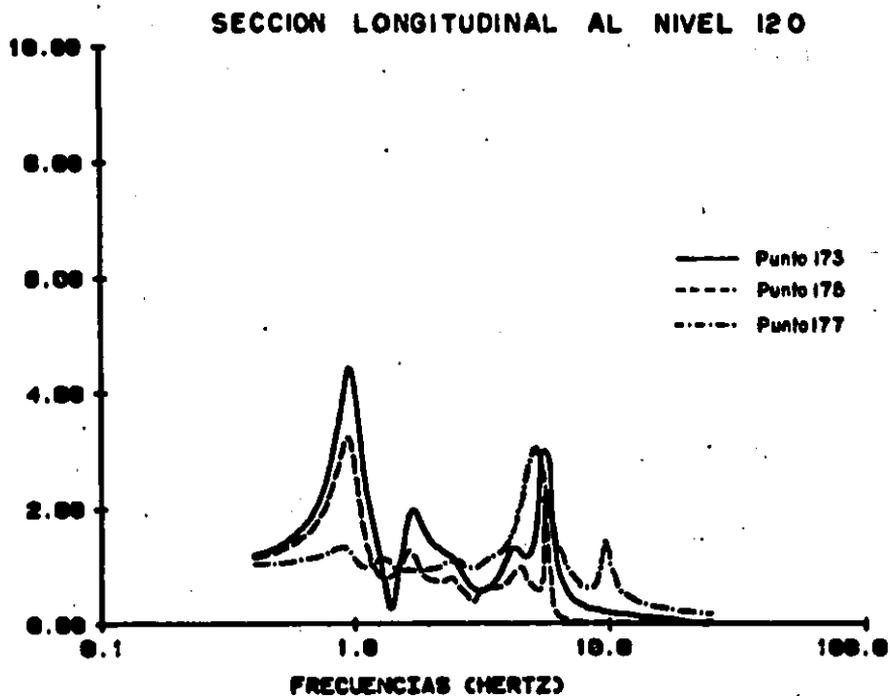


FIG. 6.27 Variación función de transferencia. Siamo Marzo 14/79

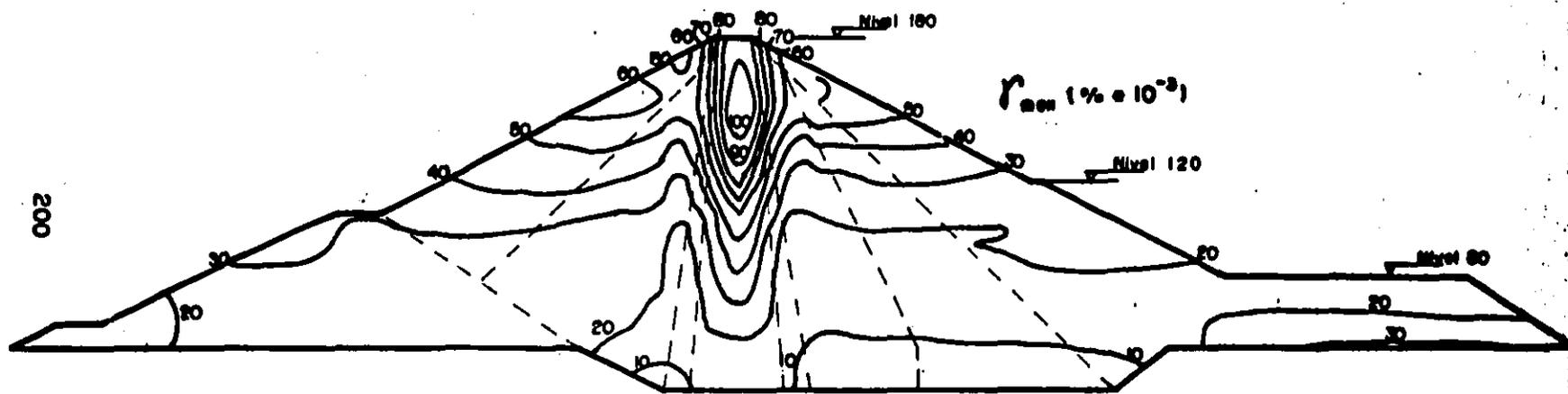


FIG. 6.28 Sección transversal - Deformaciones máximas - Sismo Marzo 14 de 1978.

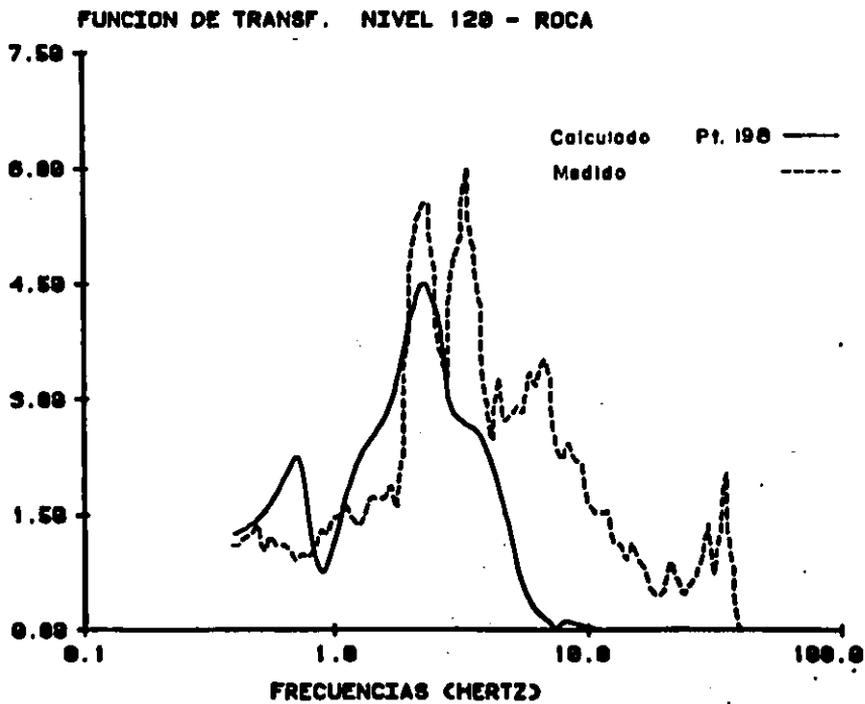
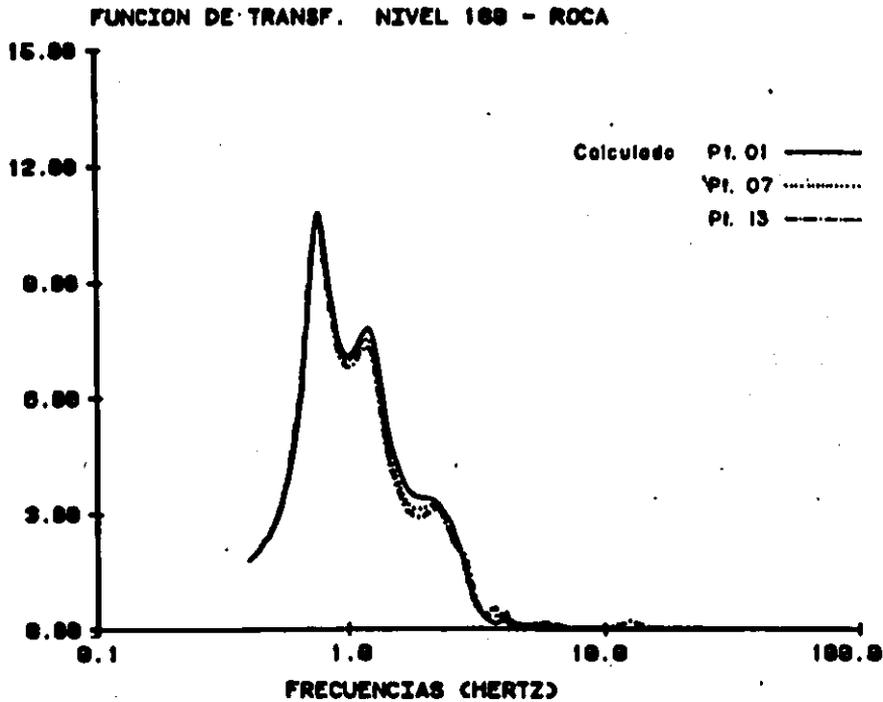


FIG. 6.20 Preso del Infiernillo - Sismo Sept 10/85 - PTLUSH

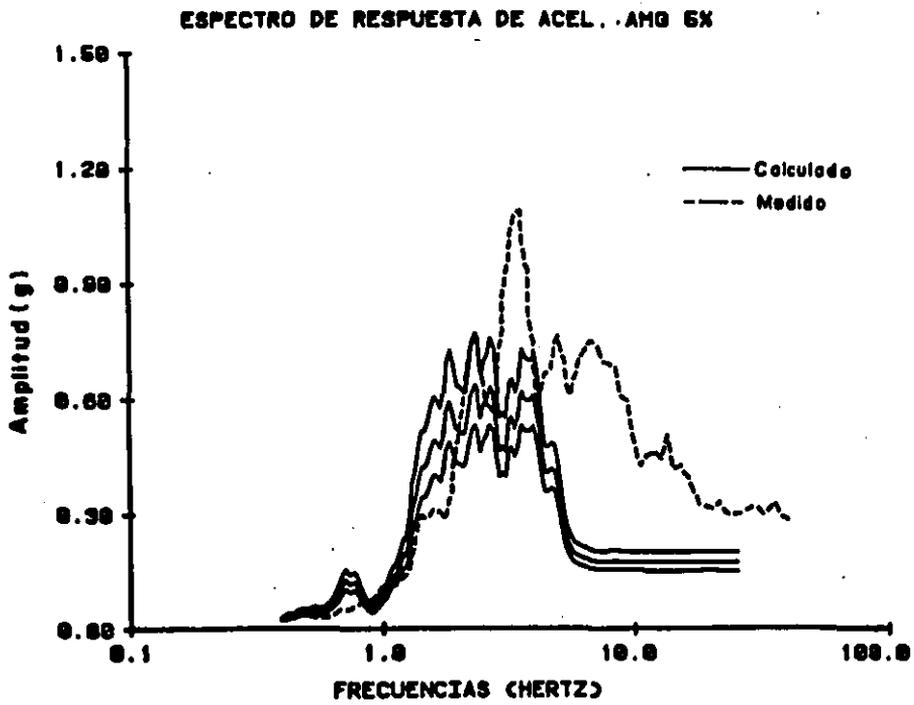
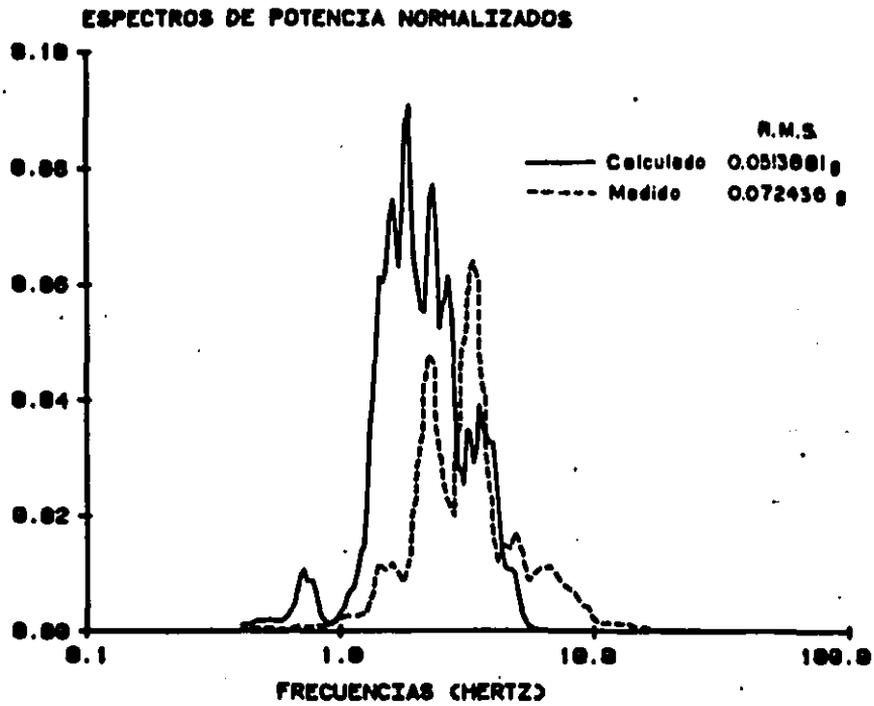


FIG. 6.30 Presa del Infiernillo-Sismo Sept. 19/87 - PTLUSH Nivel 120 (Pt. 198)

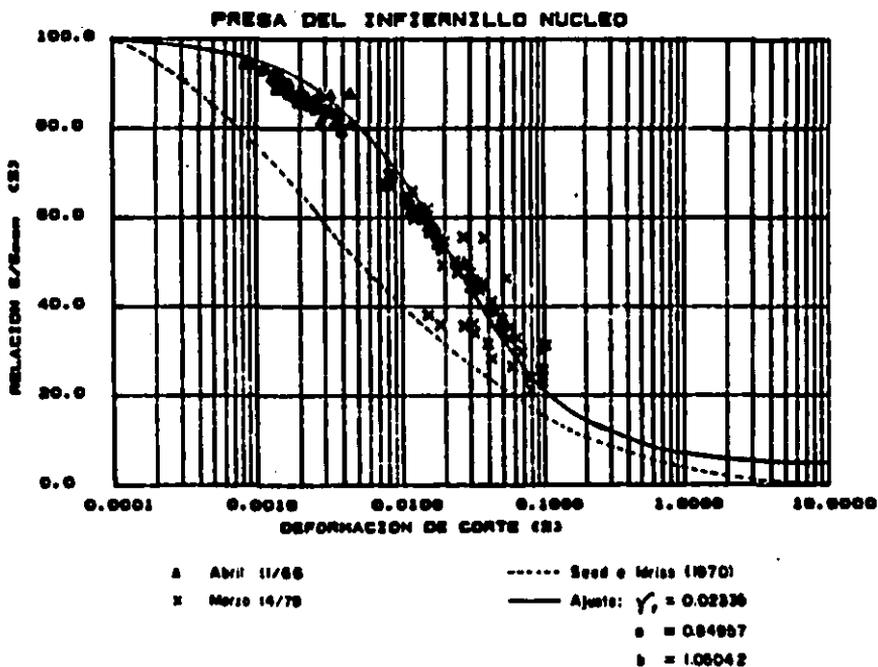
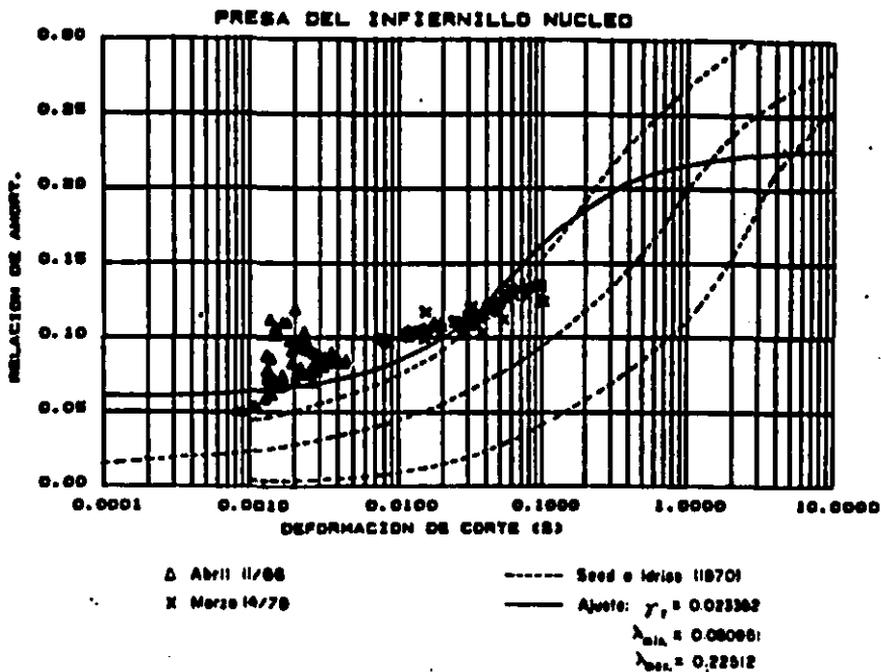


FIG. 6.31. Variación propiedades dinámicas Vs γ_r - Núcleo.

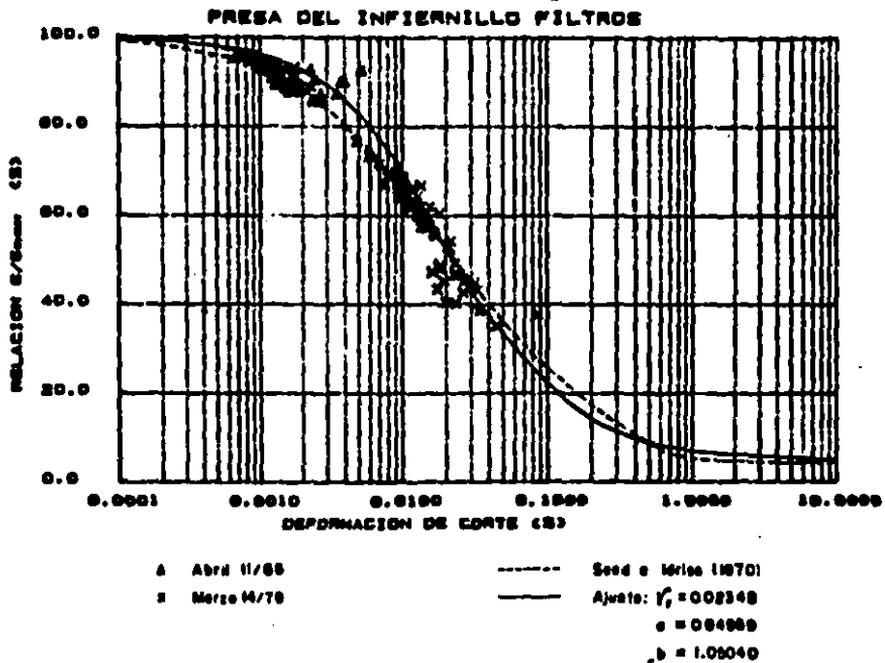
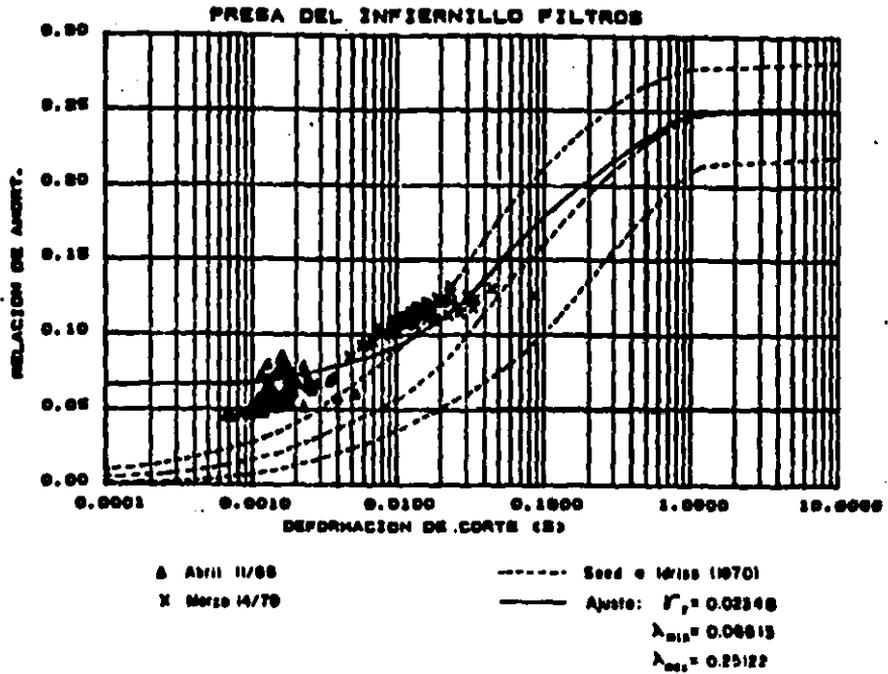


FIG. 6.32 Variación propiedades dinámicas Vs γ - Filtros.

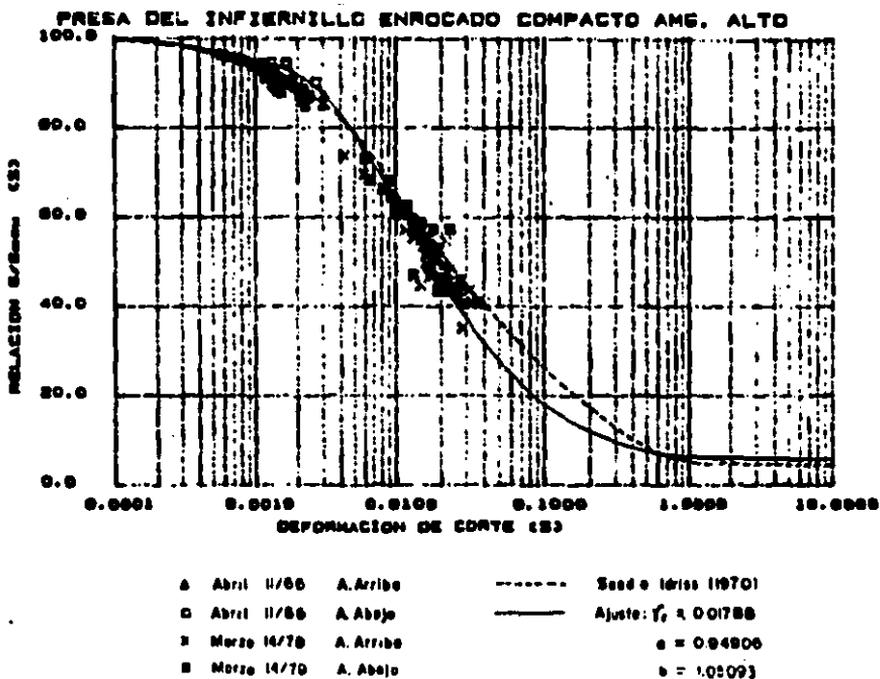
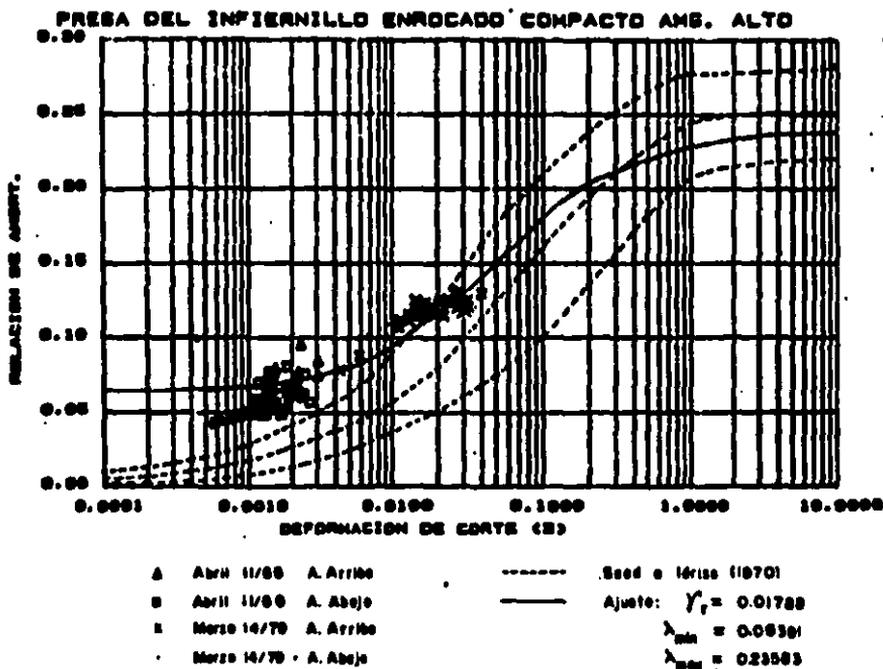


FIG. 6.33 Variación propiedades dinámicas Vs γ - Enrocado compacto central.

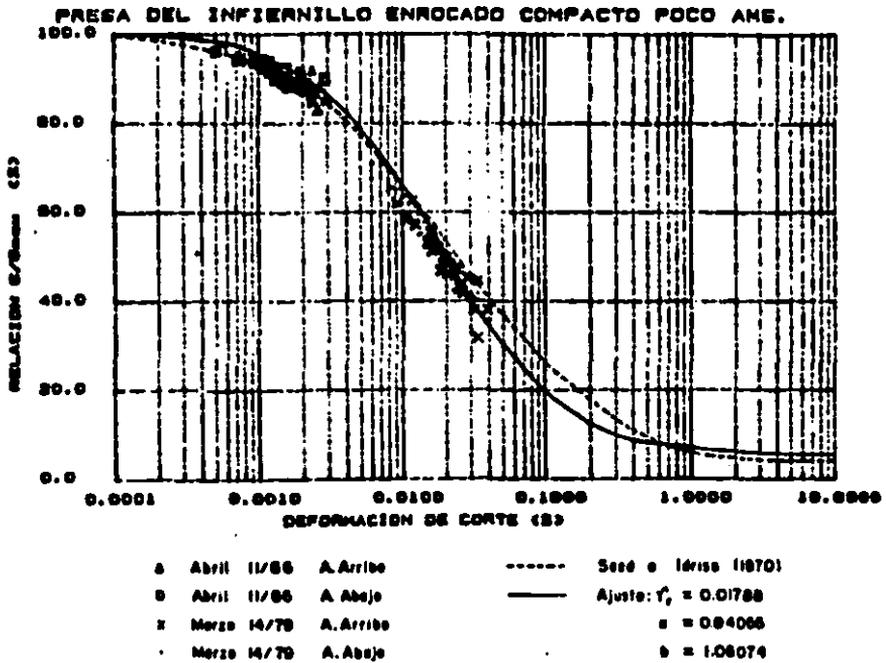
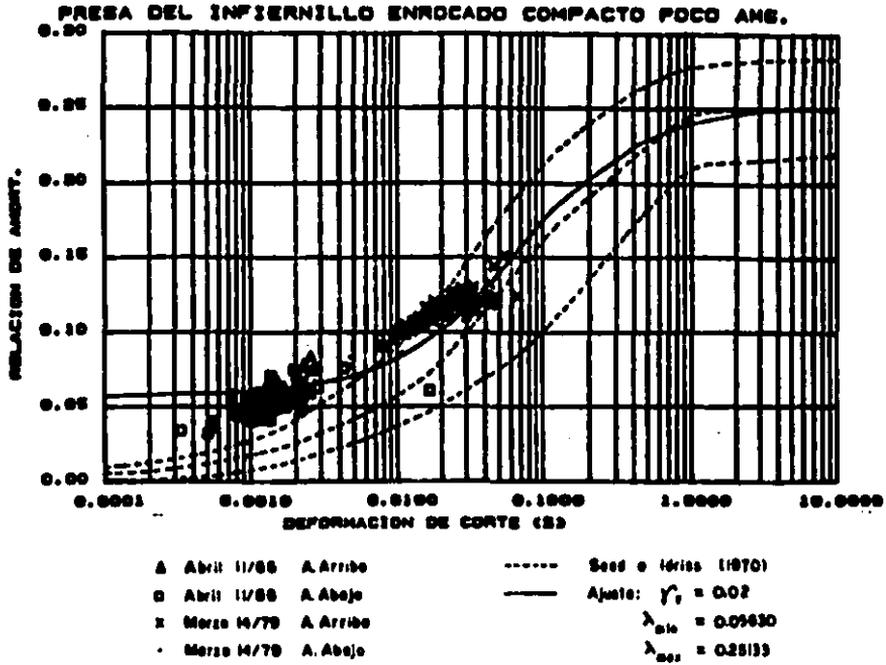


FIG. 6.34 Variación propiedades dinámicas Vs. γ - Enrocado compacto.

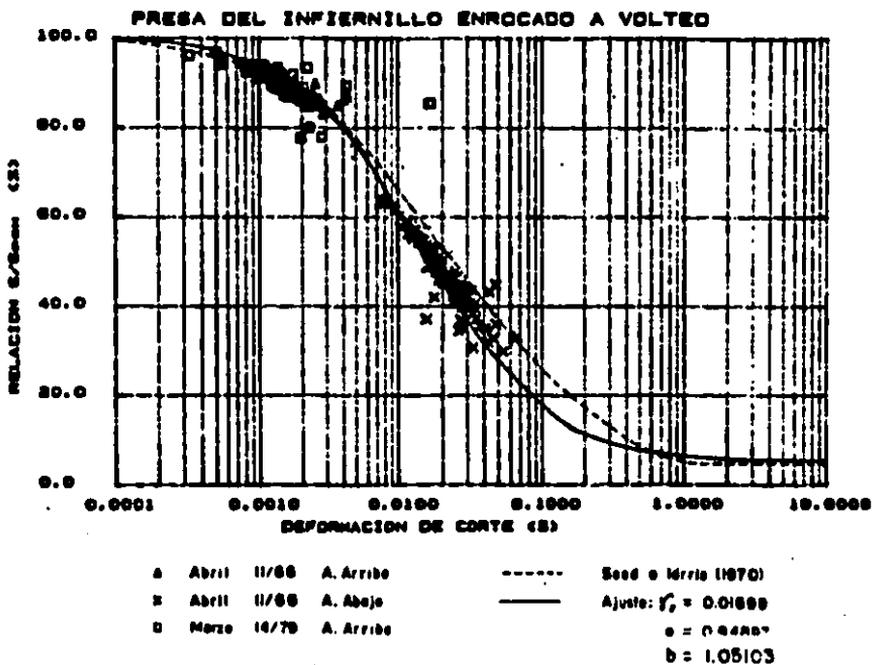
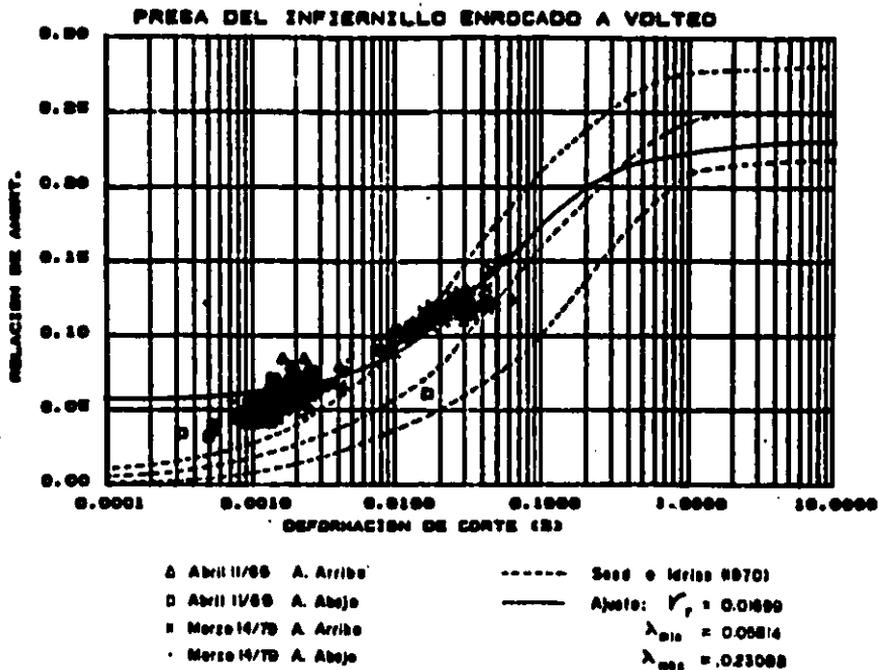


FIG. 6.35 · Variación propiedades dinámicas Vs γ - Enrocado a volteo

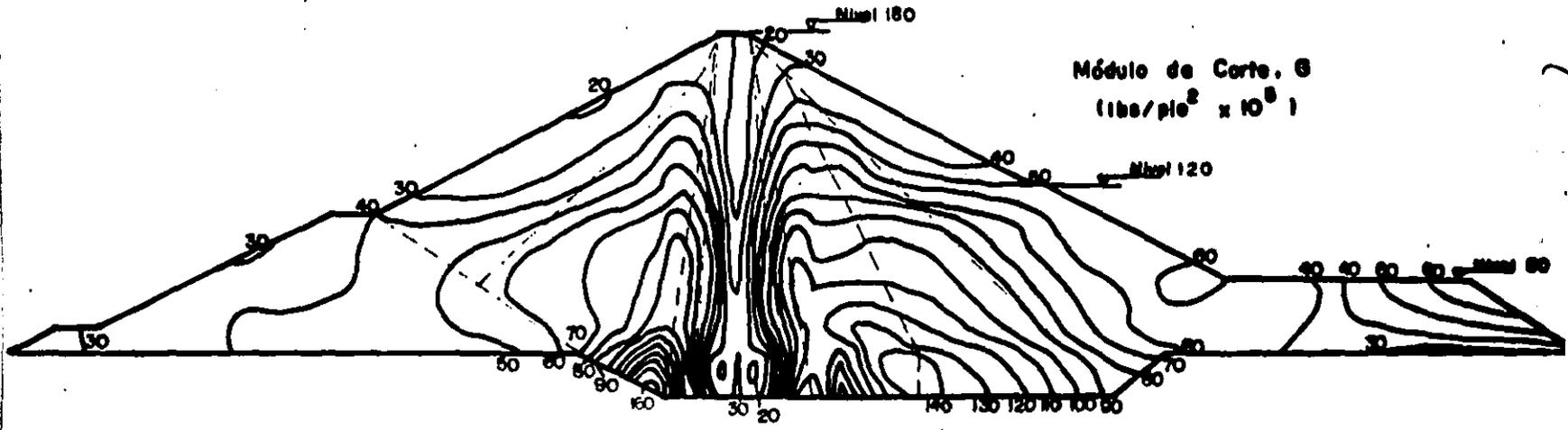
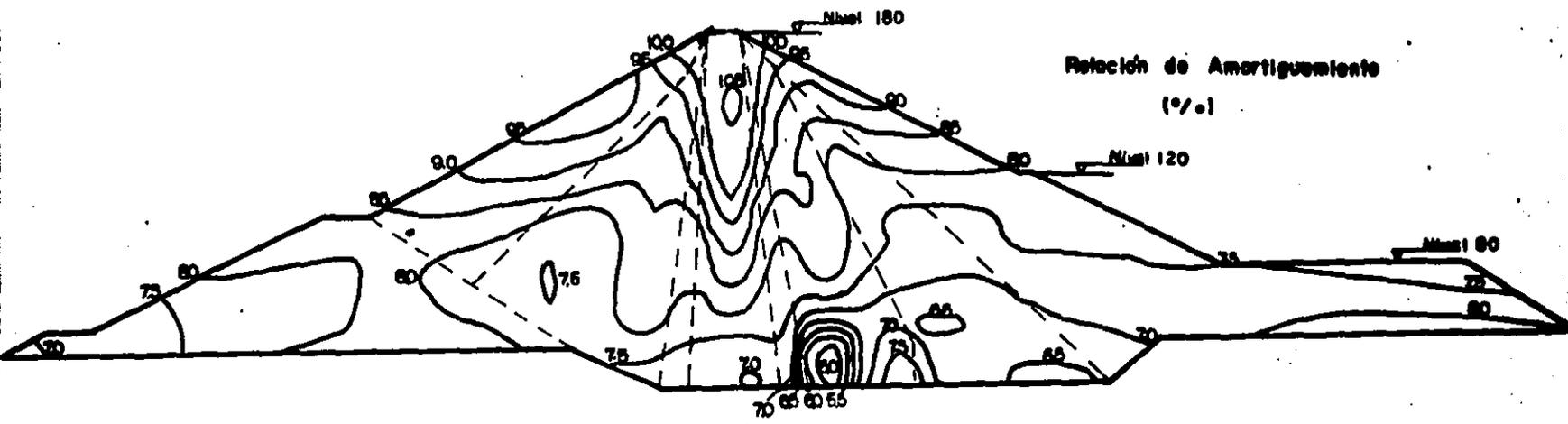


FIG. 6.36 Sección transversal - Distribución propiedades dinámicas - Sistema Promedio.

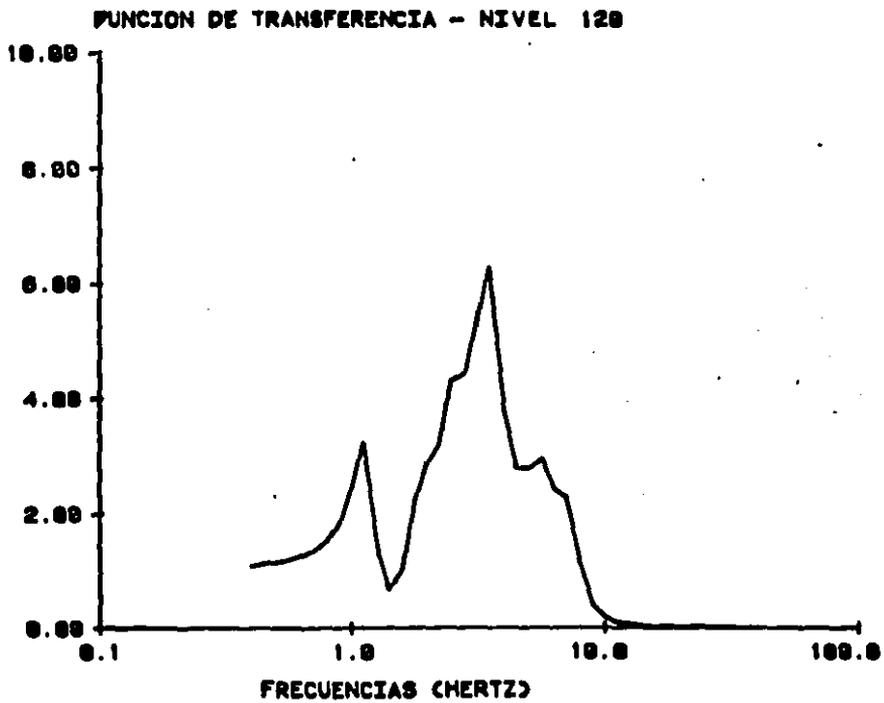
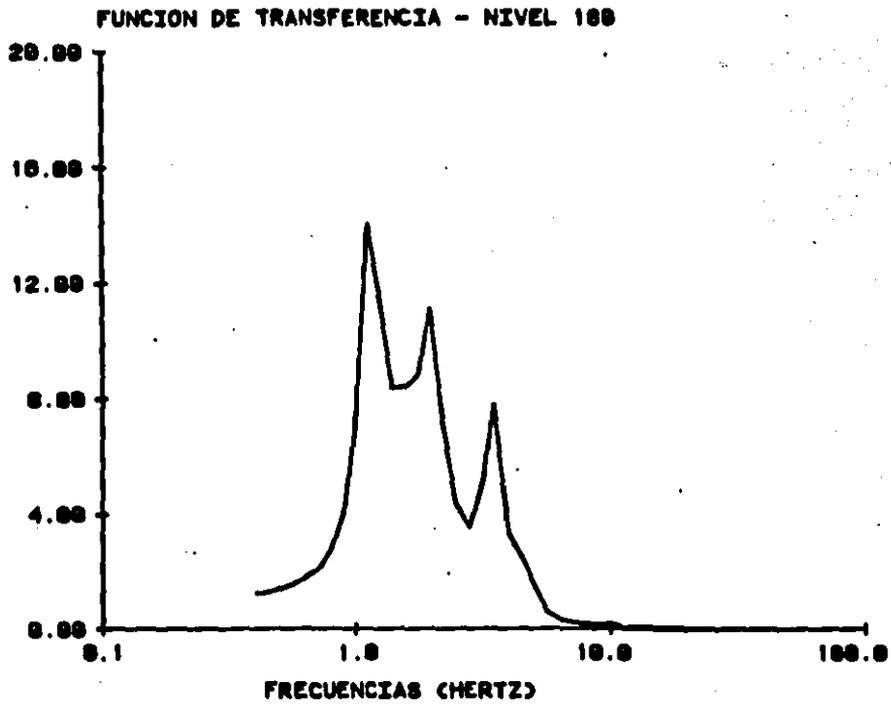
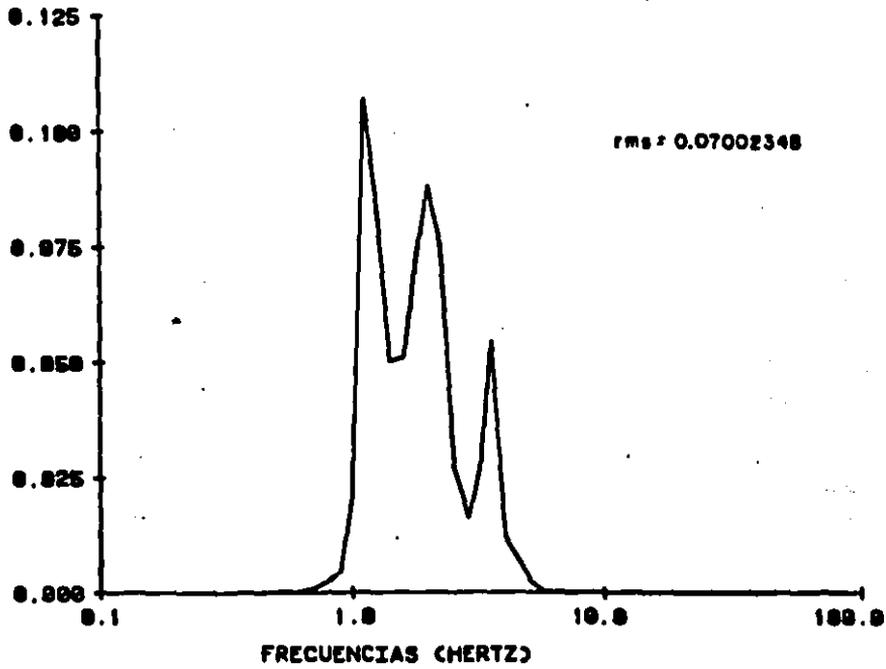


FIG. 6.37. Función de Transferencia - Sismo Promedio.

ESPECTRO DE POTENCIA NORMALIZADO



ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACC. ANG 5X

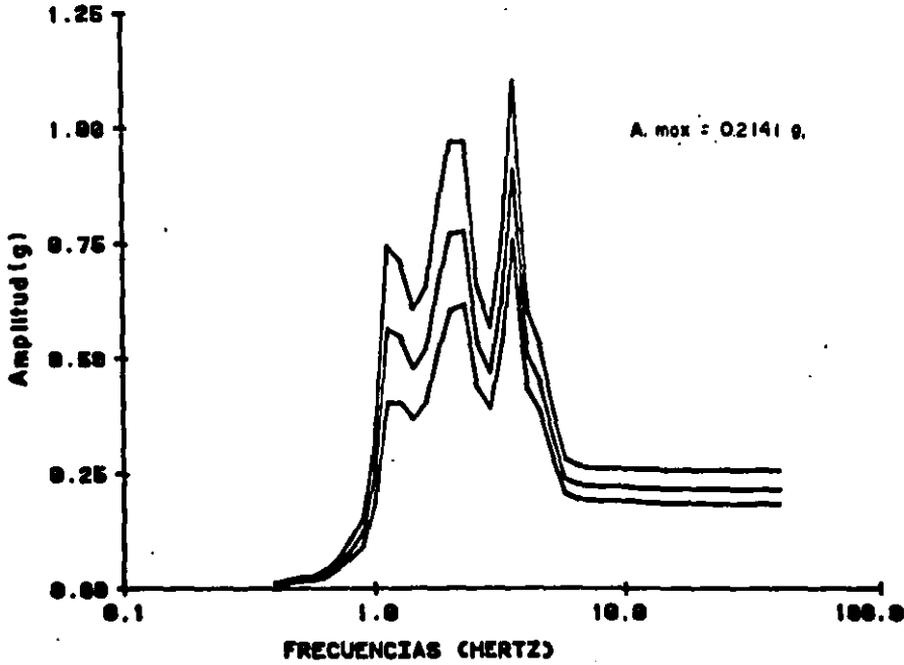


FIG. 6.38 Preso del Infiernillo - Nivel 180 - Sismo Promedio.

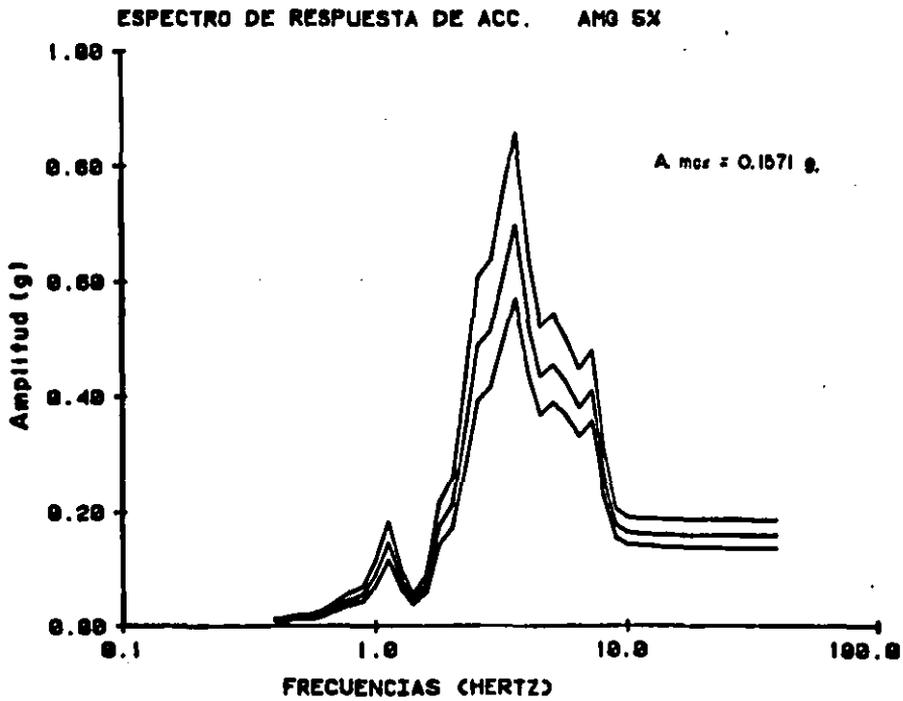
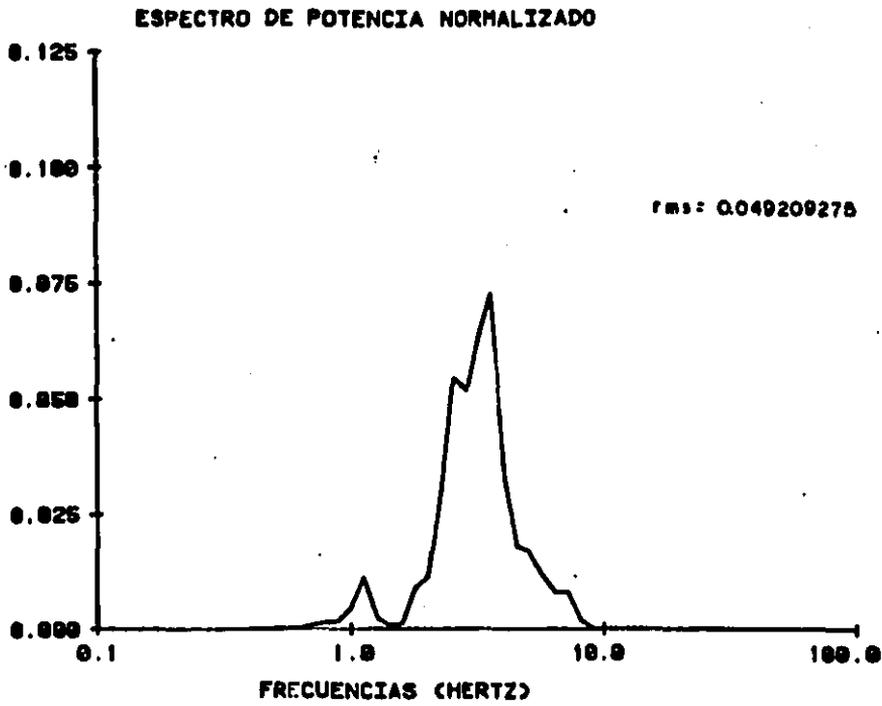


FIG. 6.39 Preso del Infiernillo - Nivel I20 - Sismo Promedia

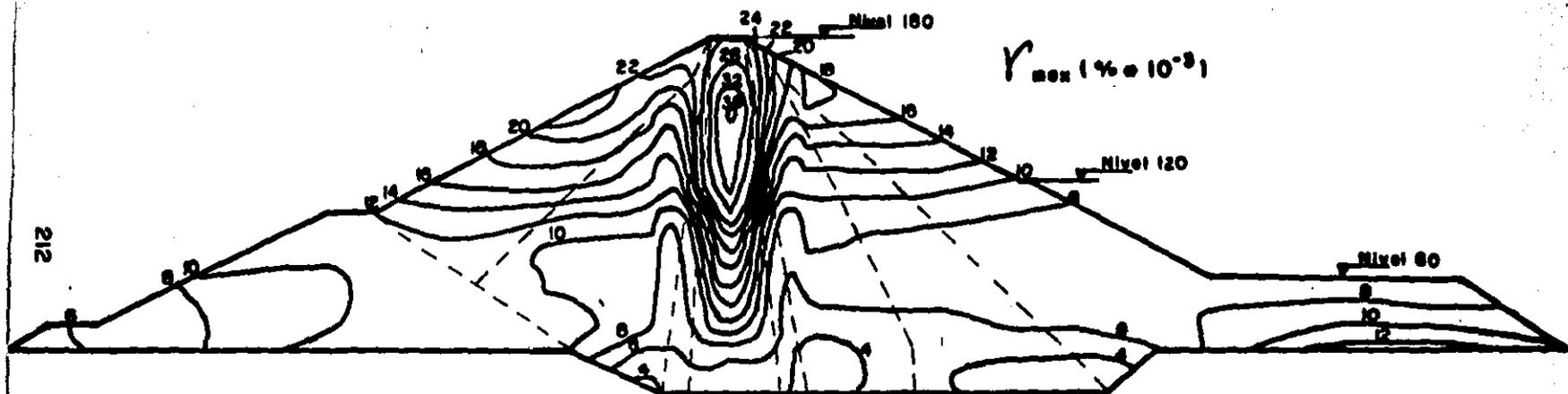


FIG. 6.40. Sección transversal - Deformaciones máximas - Sistema Promedio.