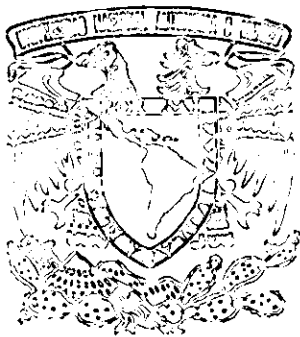


111



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

"ANÁLISIS SISMICO DE LA
PRESA TRIGOMILL"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

RAMIREZ GONZALEZ LUIS RAYMUNDO



DIRECTOR DE TESIS:
M. en I. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO

2013

MEXICO, D.F. 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/006/00

Señor
LUIS RAYMUNDO RAMIREZ GONZALEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"ANALISIS SISMICO DE LA PRESA TRIGOMIL"

- INTRODUCCION**
- I. INTERACCIÓN DINÁMICA PRESA, CIMENTACIÓN Y EMBALSE**
 - II. DESCRIPCIÓN DE LA PRESA TRIGOMIL**
 - III. EXCITACIONES EMPLEADAS**
 - IV. ESTUDIO PARAMÉTRICO**
 - V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**
- REFERENCIAS**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 26 de febrero de 2007.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GER/GMP/mstg.

CONTENIDO

| | |
|---|----|
| INTRODUCCION..... | 1 |
| 1. INTERACCION DINAMICA PRESA, CIMENTACION Y EMBALSE | |
| 1.1 Método del elemento finito..... | 5 |
| 1.1.1 Elementos y sistemas estructurales..... | 6 |
| 1.1.2 Procedimiento general del método del elemento finito (MEF)..... | 8 |
| 1.1.3 Método de la subestructura..... | 9 |
| 1.2 Procedimiento de análisis general y programa de computadora..... | 10 |
| 1.2.1 Sistema y movimiento del terreno..... | 11 |
| 1.2.2 Ecuaciones en el dominio de la frecuencia | |
| 1.2.2.1 Subestructura de la presa..... | 13 |
| 1.2.2.2 Subestructura de la región de la cimentación de roca..... | 14 |
| 1.2.2.3 Sistema presa-roca..... | 16 |
| 1.2.2.4 Reducción de los grados de libertad..... | 17 |
| 1.2.2.5 Subestructura del dominio del fluido..... | 20 |
| 1.2.2.6 Sistema presa-embalse-cimentación de roca..... | 26 |
| 1.2.2.7 Singularidades de respuesta al movimiento del terreno horizontal..... | 27 |
| 1.2.3 Respuesta arbitraria al movimiento del terreno..... | 27 |
| 1.2.4 Análisis de esfuerzos estáticos..... | 28 |
| 2. DESCRIPCION DE LA PRESA TRIGOMIL | |
| 2.1 Información general..... | 32 |
| 2.2 Cuenca del río Armería y subcuenca del Ayuquile..... | 32 |
| 2.3 Aspectos hidrológicos..... | 34 |
| 2.4 Geología..... | 35 |
| 2.5 Obra de desvío..... | 36 |
| 2.6 Cortina..... | 36 |
| 2.7 Obras de toma..... | 41 |
| 2.8 Vertedor..... | 42 |
| 2.9 Construcción..... | 44 |
| 2.10 Características de la presa Trigomil..... | 45 |
| 2.11 Beneficios..... | 45 |
| 2.12 Comportamiento a la fecha..... | 46 |
| 2.13 Operación..... | 46 |
| 2.14 Resultados de ensayos de núcleos de concreto..... | 46 |
| 3. EXCITACIONES EMPLEADAS | |
| 3.1 Acelerogramas de sismos artificiales..... | 53 |
| 3.2 Movimiento del terreno y procesos estocásticos | |
| 3.2.1 Antecedentes..... | 54 |

| | |
|--|----|
| 3.2.2 Ruido blanco filtrado..... | 55 |
| 3.2.2.1 Filtro de Kanai-Tajimi..... | 56 |
| 3.2.2.2 Filtro de Clough-Penzien..... | 56 |
| 3.3 Procesos aleatorios | |
| 3.3.1 Proceso aleatorio modulado uniformemente..... | 56 |
| 3.3.2 Proceso aleatorio modulado en frecuencia..... | 57 |
| 3.4 Acelerogramas de señales sintéticas utilizadas en el análisis..... | 59 |
| 3.5 Obtención de acelerogramas de señales sintéticas..... | 60 |
| 3.5.1 Modelo probabilista del movimiento del terreno..... | 60 |
| 3.6 Estimación de parámetros y funciones moduladoras | |
| 3.6.1 Función envolvente de la intensidad..... | 61 |
| 3.6.2 Función de modulación de frecuencia..... | 61 |
| 3.6.3 Parámetros del filtro..... | 62 |
| 3.6.4 Simulación del ruido blanco filtrado..... | 63 |
| 3.6.5 Descomposición de la excitación en bandas de frecuencia..... | 63 |

4. ESTUDIO PARAMETRICO

| | |
|---|-----|
| 4.1 Idealización del sistema y propiedades..... | 74 |
| 4.2 Análisis estáticos para módulos de elasticidad diferentes en la cortina..... | 77 |
| 4.2.1 Primer caso módulo de elasticidad uniforme (228 497.76 kg/cm ²)..... | 77 |
| 4.2.2 Segundo caso módulo de elasticidad uniforme (114 248.88 kg/cm ²)..... | 79 |
| 4.2.3 Tercer caso módulo de elasticidad variable (100 000.05 a 141 294.47 kg/cm ²)..... | 82 |
| 4.2.4 Cuarto caso módulo de elasticidad variable (100 000.05 a 223 606.91 kg/cm ²)..... | 85 |
| 4.3 Análisis dinámicos..... | 87 |
| 4.3.1 Análisis dinámicos para la señal de periodo de retorno de 100 años (trigo.001)..... | 88 |
| 4.3.1.1 Primer caso módulo de elasticidad uniforme (228 497.76 kg/cm ²) | |
| 4.3.1.1.1 Embalse lleno con efectos estáticos..... | 88 |
| 4.3.1.1.2 Embalse lleno sin efectos estáticos..... | 90 |
| 4.3.1.1.3 Embalse vacío con efectos estáticos..... | 91 |
| 4.3.1.1.4 Embalse vacío sin efectos estáticos..... | 93 |
| 4.3.1.2 Segundo caso módulo de elasticidad uniforme (114 248.88 kg/cm ²) | |
| 4.3.1.2.1 Embalse lleno con efectos estáticos..... | 94 |
| 4.3.1.2.2 Embalse lleno sin efectos estáticos..... | 96 |
| 4.3.1.2.3 Embalse vacío con efectos estáticos..... | 97 |
| 4.3.1.2.4 Embalse vacío sin efectos estáticos..... | 99 |
| 4.3.1.3 Tercer caso módulo de elasticidad variable (100 000.05 a 141 294.47 kg/cm ²) | |
| 4.3.1.3.1 Embalse lleno con efectos estáticos..... | 100 |
| 4.3.1.3.2 Embalse lleno sin efectos estáticos..... | 102 |
| 4.3.1.3.3 Embalse vacío con efectos estáticos..... | 103 |
| 4.3.1.3.4 Embalse vacío sin efectos estáticos..... | 105 |
| 4.3.1.4 Cuarto caso módulo de elasticidad variable (100 000.05 a 223 606.91 kg/cm ²) | |
| 4.3.1.4.1 Embalse lleno con efectos estáticos..... | 106 |
| 4.3.1.4.2 Embalse lleno sin efectos estáticos..... | 108 |
| 4.3.1.4.3 Embalse vacío con efectos estáticos..... | 109 |
| 4.3.1.4.4 Embalse vacío sin efectos estáticos..... | 111 |
| 4.3.2 Análisis dinámicos para la señal de periodo de retorno de 200 años (2trigo.002)..... | 113 |
| 4.3.2.1 Primer caso módulo de elasticidad uniforme (228 497.76 kg/cm ²) | |
| 4.3.2.1.1 Embalse lleno con efectos estáticos..... | 113 |
| 4.3.2.1.2 Embalse lleno sin efectos estáticos..... | 115 |
| 4.3.2.1.3 Embalse vacío con efectos estáticos..... | 116 |
| 4.3.2.1.4 Embalse vacío sin efectos estáticos..... | 118 |

| | |
|--|---------|
| 4.3.2.2 Segundo caso módulo de elasticidad uniforme (114 248.88 kg/cm ²) | |
| 4.3.2.2.1 Embalse lleno con efectos estáticos..... | 119 |
| 4.3.2.2.2 Embalse lleno sin efectos estáticos..... | 121 |
| 4.3.2.2.3 Embalse vacío con efectos estáticos..... | 122 |
| 4.3.2.2.4 Embalse vacío sin efectos estáticos..... | 124 |
| 4.3.2.3 Tercer caso módulo de elasticidad variable (100 000.05 a 141 294.47 kg/cm ²) | |
| 4.3.2.3.1 Embalse lleno con efectos estáticos..... | 125 |
| 4.3.2.3.2 Embalse lleno sin efectos estáticos..... | 127 |
| 4.3.2.3.3 Embalse vacío con efectos estáticos..... | 128 |
| 4.3.2.3.4 Embalse vacío sin efectos estáticos..... | 130 |
| 4.3.2.4 Cuarto caso módulo de elasticidad variable (100 000.05 a 223 606.91 kg/cm ²) | |
| 4.3.2.4.1 Embalse lleno con efectos estáticos..... | 131 |
| 4.3.2.4.2 Embalse lleno sin efectos estáticos..... | 133 |
| 4.3.2.4.3 Embalse vacío con efectos estáticos..... | 134 |
| 4.3.2.4.4 Embalse vacío sin efectos estáticos..... | 136 |
| 4.4 Efecto de los parámetros utilizados en los análisis..... | 137 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 139 |
| ANEXO A: Resultados de los ensayos de núcleos de concreto..... | 141 |
| REFERENCIAS..... | 148 |

RESUMEN

En esta tesis se presenta el análisis sísmico de la presa de almacenamiento "General Ramón Corona Madrigal (Trigomil)" de concreto compactado con rodillo, localizada en el estado de Jalisco, mediante el uso del programa de computadora EAGD-84, que se basa en un modelo matemático bidimensional del elemento finito en el dominio de la frecuencia, en donde para establecer dicho modelo se recurre a la técnica de la subestructuración. Se establecen tres subestructuras: a) subestructura de la presa, b) subestructura de la cimentación de roca y c) subestructura del dominio del fluido. Los objetivos de este programa de computadora son: 1) desarrollar una técnica eficiente para analizar la respuesta sísmica de una presa de concreto a gravedad y 2) evaluar los efectos simultáneos de la interacción presa-cimentación de roca, la interacción presa-embalse, y la absorción parcial de las ondas de presión hidrodinámicas incidentes por el aluvión y los sedimentos que invariablemente se depositan en el fondo del embalse en la cara aguas arriba de una presa. La respuesta sísmica de la presa Trigomil se evaluó mediante las historias de desplazamientos y de esfuerzos generadas por el programa de computadora con la introducción de los datos de los acelerogramas sintéticos de periodo de retorno de 100 y 200 años en la dirección horizontal al eje de la presa ante diferentes condiciones. Las propiedades del concreto compactado con rodillo de la presa que se utilizaron en el programa computadora se basaron en las pruebas de laboratorio realizadas en núcleos de concreto de seis sondeos procedentes de la presa a más de un año de haberse terminado de construir. Además, se presenta el procedimiento de análisis general del programa de computadora EAGD-84; la descripción de la presa Trigomil; y brevemente se describe la generación y obtención por parte de investigadores del Instituto de Ingeniería de la UNAM de los acelerogramas de señales sintéticas de periodo de retorno de 100 y 200 años, que sirvieron como excitación horizontal en la base de la presa.

INTRODUCCION

Las presas en el orbe son construidas para cumplir objetivos como la generación de energía, el control de avenidas en regiones de gran precipitación, para abastecer agua potable y zonas de riego, así como de recreo; en México, la gran mayoría cumple varias de dichas metas. Como se puede entender, son inimaginables las cantidades de agua que almacenan, y al quedar fuera de control pueden generar catástrofes que deriven en enormes pérdidas de vidas humanas o daños al medio ambiente de proporciones igualmente incalculables.

En el territorio nacional se contabilizan aproximadamente 4 500 presas, de las cuales casi un tercio se ubican en zonas de mayor peligro sísmico, donde ocurren con cierta frecuencia movimientos sísmicos de diferentes magnitudes, sin que por fortuna se hayan registrado incidentes de consideración hasta la fecha.

No obstante, la Comisión Nacional del Agua (CNA), como una de las instituciones responsables de la operación y seguridad de las presas en México, solicitó a la Sección de Geotecnia del Instituto de Ingeniería de la UNAM, llevar a cabo una serie de actividades encaminadas a establecer criterios de análisis con los que se puede evaluar el estado de seguridad que guardan las presas administradas por la propia CNA ante eventos sísmicos futuros. Una de estas presas analizadas es la Trigomil, la cual da origen a esta tesis.

El Programa de Seguridad de Presas implementado por la CNA obedece a la inquietud a que hay muchos embalses que no han sido revisados con criterios avanzados para reconocer los posibles riesgos, sobre todo en los estados de mayor actividad sísmica frente al océano Pacífico, como son Colima, Jalisco, Michoacán, Guerrero, y Oaxaca.

Uno de los problemas de importancia que pueden registrarse es el agrietamiento, ya que por lo viejo de los diseños de algunas presas no fueron consideradas para sufrir grandes concentraciones de esfuerzo, lo que aunado a vibraciones sísmicas puede derivar en grietas que generen problemas.

Asimismo, durante los últimos años ha crecido la preocupación sobre la seguridad de las presas de concreto, en parte debido a que la población en peligro se ha incrementado notablemente debido a asentamientos aguas abajo de las presas, y también a causa de que existen evidencias teóricas de que los diseños basados en procedimientos que no consideran el carácter variable de los sismos pueden ser inadecuados. Con el propósito de responder a estas inquietudes la Comisión Nacional del Agua encomendó a la Sección de Geotecnia del Instituto de Ingeniería de la UNAM, evaluar la seguridad sísmica de la presa de almacenamiento General Ramón Corona Madrigal, también conocida como presa Trigomil, que es una presa que involucró el empleo de una tecnología relativamente nueva, la cual hace uso del concreto compactado de rodillo (C.C.R.), que es un concreto con revenimiento nulo. El estudio se planteó en dos etapas: La primera, consistió en definir con procedimientos simplificados si la presa presenta, o no, riesgo alguno ante los sismos sintéticos (definidos en un estudio previo) de 100 y 200 años

de periodo de retorno. La segunda, la cual da origen a esta tesis, un estudio del comportamiento sísmico con procedimientos más precisos.

Los estudios realizados en la primera etapa consistieron en calcular, primeramente, con el método de los elementos finitos el estado de esfuerzos estáticos en la cortina debido al peso propio más el empuje hidrostático por el llenado del embalse. Posteriormente, se analizaron las respuestas dinámicas con un método de elementos finitos elástico lineal para obtener factores de amplificación producida por la flexibilidad de la estructura, dichos factores se utilizaron para modificar el método de Westergaard en el cálculo de las presiones hidrodinámicas. Además, se evaluó la estabilidad de la cimentación para falla por deslizamiento y falla por volteo.

Esta segunda etapa de análisis sísmico de la presa Trigomil tiene como propósito hacer un análisis sísmico más riguroso consistente en un procedimiento de análisis bidimensional mediante el empleo de un programa de computadora, llamado EAGD-84 desarrollado por Anil K. Chopra, P. Chakrabarti y Gregory Fenves, este programa de computadora ha sido desarrollado para el análisis bidimensional de la respuesta sísmica del sistema presa-cimentación de roca-embalse, y es basado en el método de la subestructura. En este programa la idealización del elemento finito es usada para modelar la geometría arbitraria y la variabilidad de las propiedades del material de la presa. El agua encerrada es tratada como un continuo para representar eficientemente su gran extensión así como la disipación de las ondas de la presión hidrodinámica aguas arriba. Los efectos del limo y aluvión que se acumulan en el fondo del embalse y sobre la roca aguas arriba son modelados aproximadamente por una frontera que parcialmente absorbe las ondas de presión hidrodinámicas incidentes. La cimentación de roca que soporta la presa es idealizada como un semiespacio viscoelástico, que toma en consideración los efectos de disipación de energía de la interacción presa-cimentación de roca. Con este programa de computadora se realiza un análisis de interacción completo que puede evaluar el comportamiento de la respuesta dinámica de una presa a gravedad para la componente horizontal y vertical de un sismo, con ambas componentes actuando simultáneamente en la interfaz presa-cimentación de roca.

Casos Históricos

El interés sobre la seguridad sísmica de presas de concreto ha ido creciendo durante los últimos años en muchas partes del mundo. Esto se debe principalmente a que el riesgo de un desastre mayor por el colapso de una presa se ha incrementado con el tiempo, particularmente debido al aumento de la población localizada aguas abajo y también a la creciente evidencia de que el concepto del diseño sísmico utilizado en las presas fue inadecuado, es decir, la complejidad de las excitaciones sísmicas a las que puede ser sometida una presa, pone en duda la confiabilidad de los métodos tradicionales de análisis que se usaron en el diseño de las presas de concreto como es el caso de la Trigomil. Sin embargo, es importante señalar que no sea registrado falla alguna de presas de concreto debida a excitaciones sísmicas al punto de tener que vaciar el embalse; en efecto, únicamente colapsos completos de presas de concreto han sido debido a fallas en la cimentación de roca. Esto es indicativo de la capacidad resistiva de las presas de concreto a la carga dinámica cuando fueron bien diseñadas para carga sostenida. Por otro lado, reportes existentes sobre el comportamiento de presas de concreto ante eventos sísmicos, concluyen que, excepto tres casos, de este tipo de cortinas no han sufrido daños significativos y nunca se ha reportado el caso de una falla catastrófica, aunque existen grandes presas de concreto en zonas de alta sismicidad. Dos de las tres presas de concreto que han sido dañadas durante sismos ocurrieron en los años de la década de 1960: Hsinfengkiang en China y Koyna en la India. El daño fue bastante severo en ambos casos.

La presa Hsinfengkiang fue terminada de construir en 1959 con una altura de 104.85 m y una longitud de 440.13 m y originalmente fue diseñada con 19 bloques de contrafuertes en la parte central y secciones de gravedad en los extremos. Este original diseño fue calculado para resistir un movimiento del terreno de

una intensidad 6 en la escala de Mercalli Modificada, pero cuando numerosos sismos fueron experimentados en las proximidades de la presa y después del primer llenado del embalse, la presa fue reforzada para resistir sismos hasta de una intensidad de 8. En marzo 19 de 1962 la presa fue severamente expuesta a un movimiento del terreno de intensidad considerable, causado por un sismo con epicentro cercano y 6.1 de magnitud. Instrumentación sísmica no había sido instalada al momento de registrarse este sismo, pero varios sismógrafos fueron instalados en la presa para registrar los efectos después de esta primera sacudida, y una magnitud de 4.5 después de este primer sismo produjo una aceleración horizontal pico de 0.54 g, grabada en la corona de la presa. Durante el movimiento más intenso la presa desarrollo agrietamientos horizontales en el cambio de sección de los bloques laterales al vertedor, pero no ocurrieron filtraciones de agua.

La presa Koyna es una estructura de gravedad construida de concreto con dimensiones de 103.02 m de altura y 853.44 m de longitud; con un cambio de pendiente en la cara aguas abajo y cara vertical aguas arriba. El 11 de diciembre de 1967 un sismo de magnitud de 6.5 ocurrió, con una distancia epicentral de 12.87 km. La instrumentación de la presa registro una aceleración horizontal pico de 0.63 g y 0.49 g en la dirección del río y en la dirección del eje de la cortina, respectivamente, y causando agrietamientos horizontales en el cambio de pendiente en la cara aguas abajo y en la misma altura del cambio de pendiente, pero en la cara aguas arriba. Asimismo, estos daños no ameritaron que se vaciara el embalse, incluso pequeñas filtraciones fueron observadas. Estos agrietamientos no causaron la falla de la presa.

La tercera presa que ha sufrido daños al ser expuesta a un evento sísmico es la llamada Sefidrud y se localiza en Irán, fue construida a base de contrafuertes, tiene 425 m de longitud y 106 m de altura. Incluye siete monolitos de gravedad y 23 unidades de contrafuertes. Durante un sismo ocurrido en el año de 1990 con magnitud de 7.7 y distancia epicentral de aproximadamente 5 km, los monolitos centrales sufrieron agrietamiento en los contactos de las capas de colado que se extendían en la cara de la cortina y a través de los contrafuertes. De nuevo, este agrietamiento se presentó cerca del cambio de pendiente contiguo a la cresta de la cortina. Sin embargo, el daño causado no puso en peligro la estabilidad de la presa, aunque el flujo apreciable que se presentó a través de las grietas condujo al vaciado parcial del embalse.

Esta excelente marca de seguridad, como quiera que sea, no es suficiente para no revisar la seguridad sísmica de presas de concreto, debido a que tales presas no han sido todavía sometidas a un sismo severo, cuando están en las condiciones de embalse lleno. Por esta razón es esencial que todas las presas de concreto existentes en regiones sísmicas, así como nuevas presas planeadas para tales regiones, sean revisadas para determinar que ellas se comportaran satisfactoriamente durante grandes movimientos sísmicos a los que podrían ser sometidas en el futuro.

Estos tres casos históricos y los estudios teóricos correspondientes realizados para entender los comportamientos observados, mostraron que el procedimiento tradicional, basado en métodos pseudoestáticos, no representan adecuadamente el mecanismo de respuesta de presas de concreto ante carga sísmica.

Métodos Tradicionales

Hasta hace dos o tres décadas, la única consideración para simular un sismo para el diseño de presas de concreto fue la aplicación de una fuerza horizontal estática especificada como una fracción del peso de la estructura para representar la carga sísmica en el diseño. Después, el uso de esta carga estática equivalente en el diseño frecuentemente incluyó un peso adicional para representar la masa inercial del agua detrás de la presa. En esos análisis las presas a gravedad fueron modeladas como una columna simple en cantiliver de sección transversal variable, pero con el desarrollo de las computadoras y el análisis del método del elemento finito es posible modelar la configuración de la geometría de la presa en forma real.

Subsecuentemente, el procedimiento de análisis fue extendiéndose para tratar de caracterizar mejor el movimiento sísmico y la interacción dinámica de la presa con el embalse de agua y la cimentación de roca.

Los métodos de análisis dinámicos de presas de concreto han evolucionado significativamente en las últimas tres décadas; desde la simple aplicación de una fuerza horizontal estática especificada como una fracción del peso de la estructura para representar las fuerzas sísmicas, se ha pasado a tratar la carga dinámica en su forma real considerando las características vibratorias de la cortina y su interacción con el agua del embalse y la cimentación de roca. Estos métodos de análisis como el utilizado en esta tesis proporcionan mejores estimaciones de la seguridad de presas de concreto. Sin embargo, aún existen incertidumbres en casi cada uno de los aspectos de los análisis, por lo que se requieren investigaciones adicionales para alcanzar el nivel en el que se tenga total confianza en las predicciones sobre la seguridad de presas de concreto.

Criterios tradicionales de diseño como los de la Oficina de Reglamentaciones de los Estados Unidos sobre presas de concreto a gravedad requiere que los esfuerzos de compresión no excedan una cuarta parte de la resistencia a compresión especificada o aproximadamente los 70.30 kg/cm^2 . Los esfuerzos de tensión usualmente no son permitidos en presas a gravedad, o si ellos estuvieran presentes deben ser de un valor pequeño para que no se presente un posible agrietamiento.

Los efectos sísmicos fueron caracterizados, como se menciona en los párrafos anteriores, por una fuerza estática equivalente (en la década de 1950), debido a lo poco frecuente y pequeña duración de un sismo. En la década de 1960 la respuesta dinámica de una presa de concreto junto con la interacción presa-embalse fue reconocida como un factor importante en la correcta comprensión y evaluación del comportamiento sísmico de las presas de concreto. Este incremento en el conocimiento fue facilitado en parte por la ocurrencia del sismo en la presa Koyna y así fue que hasta los primeros años de la década de 1970 que herramientas analíticas que incluyen métodos para modelar dinámicamente la respuesta e interacción del embalse de agua, principalmente con procedimientos del elemento finito llegaron a ser disponibles para el análisis de la estabilidad sísmica.

La presa Koyna se diseñó por método tradicional de análisis estático usando un coeficiente sísmico de 0.05. El sismo del 11 de diciembre de 1967 causó importantes agrietamientos horizontales en la cara aguas arriba y cara aguas abajo en un número de monolitos no cubiertos por agua (es decir no inundados) cerca de la elevación para la que el cambio de talud es abrupto en la cara aguas abajo. Aunque la presa sobrevivió al sismo sin necesidad de algún vaciado rápido del embalse, el agrietamiento presentado fue serio por lo que se decidió reforzarla con contrafuertes en la cara aguas abajo.

Para comprender porque ocurrió el daño en la parte alta de los monolitos no inundados, varios investigadores se dieron a la tarea de desarrollar procedimientos de análisis de presas de concreto encaminados a tratar de reproducir o asemejarse lo más posible a las respuestas sísmicas observadas. Una de estas investigaciones de análisis de la respuesta sísmica fue la que dio origen al programa de computadora EAGD-84, el cual considera un análisis de respuesta lineal, este programa primeramente se utilizó y probó en esta presa para tratar de simular los esfuerzos de tensión y compresión originados por el sismo del 11 de diciembre de 1967. Los resultados arrojados por el programa indicaron que se presentaron grandes esfuerzos de tensión en ambas caras, con grandes valores cerca de la elevación del cambio de talud (cara aguas abajo). Estos esfuerzos de tensión calculados excedieron los 40.18 kg/cm^2 en la cara aguas arriba y los 63.27 kg/cm^2 en la cara aguas abajo, mientras que el máximo esfuerzo de compresión fue de 77.33 kg/cm^2 .

1. INTERACCION DINAMICA PRESA, CIMENTACION Y EMBALSE

1.1 Método del Elemento Finito

Las limitaciones de la mente humana son tales que no puede captar el comportamiento del complejo mundo que la rodea en una sola operación global. Por ello, una forma natural de proceder de ingenieros y científicos, consiste en separar los sistemas en sus componentes individuales, o "elementos", cuyo comportamiento pueda conocerse sin dificultad, y a continuación reconstruir el sistema original para estudiarlo a partir de dichos componentes.

En muchos casos se obtiene un modelo adecuado utilizando un número finito de componentes bien definidos. A tales problemas los denominaremos discretos. En otros, la subdivisión prosigue indefinidamente y el problema sólo puede definirse haciendo uso de la ficción matemática del infinitésimo. Ello nos conduce a ecuaciones diferenciales o expresiones equivalentes con un número infinito de elementos implicados. A tales sistemas los llamaremos continuos.

Con la llegada de las computadoras, los problemas discretos pueden resolverse generalmente sin dificultad, aún cuando el número de elementos sea muy elevado. Como la capacidad de las computadoras es finita, los problemas continuos sólo se pueden resolver de forma exacta mediante manipulaciones matemáticas. En este aspecto, las técnicas matemáticas disponibles suelen limitar las posibilidades a casos extremadamente simplificados.

Para vencer la infranqueabilidad que supone la solución de problemas continuos reales, ingenieros y matemáticos se han ido proponiendo a través de los años diversos métodos de discretización. Para éstos, se hace necesario efectuar alguna aproximación de tal naturaleza que quepa esperar que la misma se acerque, tan estrechamente como se quiera, a la solución continua verdadera, a medida que crezca el número de variables discretas.

La discretización de problemas continuos ha sido abordada de manera diferente por matemáticos e ingenieros. Los primeros han desarrollado técnicas generales aplicables directamente a las ecuaciones diferenciales que rigen el problema, tales como aproximaciones por diferencias finitas. Los ingenieros, por otra parte, suelen enfrentarse al problema más intuitivamente creando una analogía entre elementos discretos reales y porciones finitas de un dominio continuo.

Fue de la posición de la "analogía directa", adoptada por los ingenieros, de donde nació la expresión "Elemento Finito". Parece que fue Ray W. Clough el primero en usar este nombre que supone el uso preciso de la metodología general aplicable a los sistemas discretos. Esto, tanto desde el punto de vista conceptual como del numérico. El primero permite una mejor comprensión del problema; el segundo el

uso de un criterio unificado para abordar una gran variedad de problemas y desarrollar procedimientos generales de cálculo.

Con el transcurso de los años se han ido desarrollando métodos generales para analizar problemas de naturaleza discreta. El ingeniero civil, que trabaja con estructuras, calcula primero las relaciones entre fuerzas y desplazamientos para cada miembro de la estructura y después procede al ensamblaje del conjunto siguiendo un procedimiento bien definido que consiste en establecer el equilibrio local en cada "nodo" o punto de unión de la estructura. A partir de tales ecuaciones se pueden obtener los desplazamientos desconocidos.

La existencia de una manera única para abordar los problemas discretos nos lleva a la definición del Método del Elemento Finito (MEF) como procedimiento de aproximación de problemas continuos, de tal forma que:

- a) El continuo se divide en un número finito de partes (elementos), cuyo comportamiento se especifica mediante un número finito de parámetros y
- b) La solución del sistema completo como ensamblaje de los elementos sigue precisamente las mismas reglas que se aplican a los problemas discretos.

1.1.1 Elementos y sistemas estructurales

Para presentar un concepto general del sistema discreto, consideremos una estructura del tipo elástico lineal.

Sea la figura 1.1.1 una estructura plana formada por distintos elementos enlazados entre sí en los nodos, numerados del 1 al n . Los enlaces en los nudos son, en este caso, articulaciones de manera que no transmiten momentos.

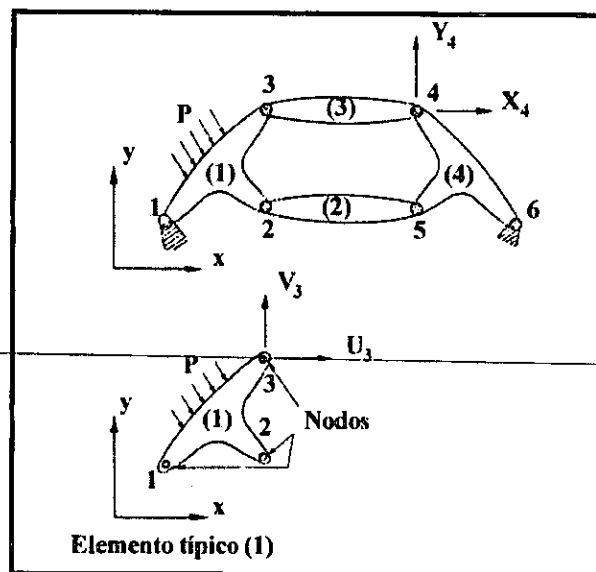


Figura 1.1.1 Estructura típica formada por elementos interconectados.

Para empezar se supondrá que mediante cálculos efectuados aparte o mediante resultados experimentales, conocemos exactamente las propiedades de cada elemento. Así pues, si examinamos un miembro representativo como el (1) asociado a los puntos nodales 1, 2 y 3, las fuerzas que actúan en los nodos están unívocamente definidas por los desplazamientos de tales nodos, la carga distribuida que actúa sobre el elemento (p) y su deformación inicial. Esta última puede ser debida a la temperatura, o simplemente a un desajuste inicial. Las fuerzas y los correspondientes desplazamientos se definen mediante las componentes apropiadas (U, V , y u, v) en un sistema corriente de coordenadas.

Expresemos en forma matricial las fuerzas que actúan en todos los puntos nodales (en este caso 3) del elemento (1), tenemos que:

$$q^1 = \begin{Bmatrix} q_1^1 \\ q_2^1 \\ q_3^1 \end{Bmatrix}; \text{ donde: } q_1^1 = \begin{Bmatrix} U_1 \\ V_1 \end{Bmatrix}, \text{ etc.} \quad \dots(1.1.1)$$

y para los correspondientes desplazamientos de los puntos nodales:

$$a^1 = \begin{Bmatrix} a_1^1 \\ a_2^1 \\ a_3^1 \end{Bmatrix}; \text{ donde: } a_1^1 = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \end{Bmatrix}, \text{ etc.} \quad \dots(1.1.2)$$

suponiendo que el elemento presenta un comportamiento elástico lineal, la relación característica será siempre de la forma:

$$q^1 = K^1 a^1 + f_p^1 + f_{\epsilon_0}^1 \quad \dots(1.1.3)$$

en donde: f_p^1 representa las fuerzas nodales necesarias para equilibrar cualquier carga distribuida que actúe sobre el elemento, y $f_{\epsilon_0}^1$ representa las fuerzas nodales necesarias para equilibrar cualquier deformación inicial como la que puede ocasionar un cambio de temperatura si los nudos tienen impedido todo desplazamiento. El primer término representa las fuerzas inducidas por los desplazamientos de los puntos nodales.

Similarmente, mediante un análisis o experimento preliminar se pueden definir unívocamente los esfuerzos o reacciones internas en cualquier punto o puntos especificados del elemento, en función de los desplazamientos de los puntos nodales. Definiendo estos esfuerzos mediante la matriz σ^1 se obtiene una relación de la forma:

$$\sigma^1 = S^1 a^1 + \sigma_p^1 + \sigma_{\epsilon_0}^1 \quad \dots(1.1.4)$$

donde los dos últimos términos son simplemente los esfuerzos originados por las cargas distribuidas que actúan sobre el elemento o por esfuerzos iniciales cuando se restringe el desplazamiento en los puntos nodales.

La matriz K^e se conoce como matriz de rigidez del elemento y la matriz S^e como matriz de esfuerzos del elemento (e).

Se han ilustrado las relaciones (1.1.3) y (1.1.4) utilizando el ejemplo de un elemento con tres puntos nodales capaces de transmitir sólo dos componentes de fuerza. Obviamente, los mismos argumentos y las mismas definiciones se pueden aplicar con toda generalidad. Un elemento como el (2) [ver figura (1.1.1)] de una estructura hipotética tendrá sólo dos puntos de interconexión; otros pueden tener un número muy superior. Análogamente, si los puntos de enlace se consideran rígidos han de tenerse en cuenta tres componentes de fuerzas generalizadas y tres componentes de desplazamientos generalizados, correspondiendo el tercero de ellos a un momento y a una rotación respectivamente. Para una estructura tridimensional rígidamente articulada, el número de componentes por nodo será de seis. Así pues, en general:

$$q^e = \begin{Bmatrix} q_1^e \\ q_2^e \\ \vdots \\ q_m^e \end{Bmatrix} \text{ y } a^e = \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \vdots \\ a_m \end{Bmatrix} \quad \dots(1.1.5)$$

teniendo cada q_i y a_i el mismo número de componentes o grados de libertad.

Las matrices de rigidez de los elementos serán, por tanto, siempre cuadradas y de la forma:

$$K^e = \begin{bmatrix} K_{ii}^e & K_{ij}^e & \dots & K_{im}^e \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ K_{mi}^e & \dots & \dots & K_{mm}^e \end{bmatrix} \quad \dots(1.1.6)$$

donde: K_{ii}^e , son submatrices también cuadradas de dimensiones: $l \times l$, donde l es el número de componentes de fuerza a considerar en los nodos.

1.1.2 Procedimiento general del Método del Elemento Finito (MEF)

Son muchas las facetas de la ingeniería en las que se precisa determinar la distribución de esfuerzos y deformaciones en un continuo elástico. Los casos particulares de dichos problemas pueden variar desde problemas bidimensionales de esfuerzo o deformación plana, sólidos de revolución y flexión de placas y láminas, hasta el análisis más general de sólidos tridimensionales. En todos los casos, el número de interconexiones entre un "elemento finito" cualquiera rodeado por fronteras imaginarias y los elementos vecinos a él es infinito. Es difícil, por consiguiente, ver a primera vista cómo pueden discretizarse problemas de este tipo de la forma descrita anteriormente para casos de estructuras más simples. Esta dificultad puede superarse (y efectuar la aproximación) de la siguiente manera:

- a) El continuo se divide, mediante líneas o superficies imaginarias, en un número de "elementos finitos", de formas convenientes líneas, triángulos, cuadriláteros, tetraedros, etc.
- b) Se supone que los elementos están conectados entre sí mediante un número discreto de puntos, que llamaremos puntos nodales, situados en sus contornos. Los desplazamientos de estos nodos serán las incógnitas fundamentales del problema, tal como ocurre en el análisis simple de estructuras.

- c) Se toma un conjunto de funciones que definan de manera única el campo de desplazamientos dentro de cada elemento finito en función de los desplazamientos nodales de dicho elemento.
- d) Estas funciones de desplazamientos definirán entonces de manera única el estado de deformación dentro del elemento en función de los desplazamientos nodales. Estas deformaciones, junto con las deformaciones iniciales y las propiedades constitutivas del material, definirán el estado de esfuerzos en todo el elemento y, por consiguiente, también en sus contornos.
- e) Se determinará un sistema de fuerzas concentradas en los puntos nodales, tal que se equilibren los esfuerzos en el contorno y cualesquiera de las cargas repartidas, resultando así una relación entre fuerzas y desplazamientos de la forma (1.1.3).

1.1.3 Método de la Subestructura

El Método de la Subestructura es un proceso de análisis de un modelo del Elemento Finito como una colección de componentes de modelos del Elemento Finito. El Método de la Subestructura se realiza como se describe a continuación:

1. Se divide el modelo del Elemento Finito en dos o más partes (subestructuras) cortando líneas a lo largo de los puntos nodales. Preferentemente, se hacen cortes a través de las partes estrechas del modelo, así como para reducir el número de grados de libertad en las líneas cortantes y la interacción en las subestructuras. Por ejemplo, escogemos cortes a lo largo de las líneas sombreadas en la figura 1.1.2 (a) en lugar de cortes a lo largo de en medio de las alas o a lo largo del fuselaje.

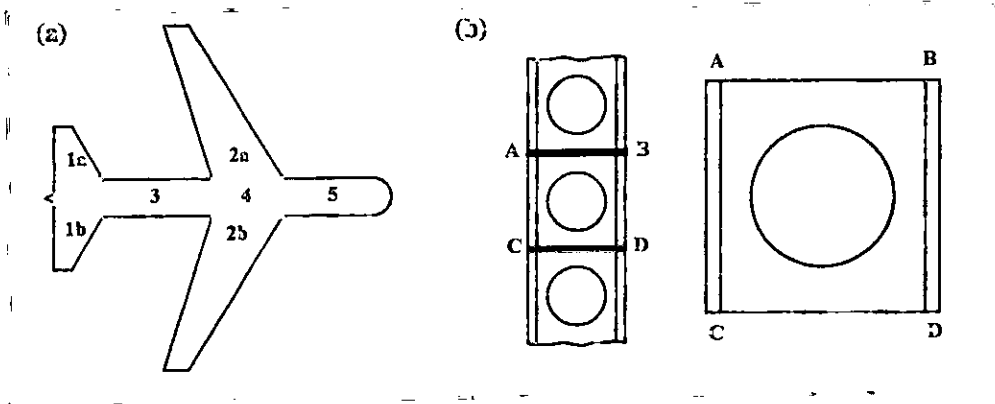


Figura 1.1.2 (a) Posibles subestructuras 1a, 1b, ... , 5 de un avión hipotético.
(b) Viga, con repeticiones típicas de la subestructura ABCD.

2. Crear un modelo del Elemento Finito de cada subestructura y obtener un conjunto de ecuaciones globales $K_s D_s = R_s$ para cada subestructura. Se empieza a resolver este conjunto de ecuaciones, por ejemplo por eliminación de Gauss, hasta que todos los grados de libertad no en líneas cortantes se han eliminado y únicamente la conexión de los grados de libertad D_a en las líneas cortantes permanezca. D_a es un subconjunto de D_s .
3. Agrupar el conjunto de ecuaciones reducidas de todas las subestructuras, para obtener las ecuaciones globales $K_A D_A = R_A$, donde D_A contiene todas las conexiones de los grados de

libertad de D_a de todas las subestructuras. (Este conjunto de ecuaciones es el mismo que resultaría si todos los grados de libertad de la estructura completa habrían sido agrupados para formar las ecuaciones globales $KD = R$, entonces la eliminación de Gauss se aplica hasta que únicamente las conexiones de los grados de libertad D_A permanezcan).

4. Se resuelven las ecuaciones $K_A D_A = R_A$ para D_A . De este modo las conexiones de los grados de libertad D_A llegan a ser conocidos para todas las subestructuras. Regresando a las ecuaciones globales de la subestructura $K_s D_s = R_s$ creada y parcialmente resuelta en el paso 2: ahora resolviendo para los grados de libertad restantes en D_s . Finalmente, se hacen posprocesos para obtener los esfuerzos en los elementos.

El proceso de agrupar las subestructuras, paso 3, es el mismo que es usado para el agrupamiento de elementos individuales de un modelo del Elemento Finito normal. Por lo que se puede decir que una subestructura es un elemento grande que tiene un grado de libertad interno así como un grado de libertad en su frontera. De hecho, a veces las subestructuras son llamadas superelementos.

Una aproximación al Método de la Subestructura llega a ser apropiada cuando la estructura es grande y puede ser cortada en subestructuras que no interactúan fuertemente y además se presenta la ventaja de que si el modelo del Elemento Finito contiene repeticiones de la misma geometría [figura 1.1.2 (b)]. Entonces el mismo conjunto de ecuaciones de la subestructura son reducidos por $K_a D_a = R_a$ aplicadas para cada una de las subestructuras repetidas. Repetido el agrupamiento de la misma matriz K_a y R_a , con un número apropiado de nodos, producen la matriz global K_A y R_A de la subestructura agrupada.

El Método de la Subestructura en un análisis de esfuerzos estáticos no introduce ninguna aproximación adicional. Ni reduce el esfuerzo computacional en la muy rara situación de no tener partes repetidas y de un análisis no lineal.

1.2 Procedimiento de análisis general y programa de computadora

Procedimientos analíticos eficaces son necesarios para diseñar presas resistentes a sismos, y para evaluar la seguridad de presas durante sismos futuros. Estos procedimientos deben de proporcionar la capacidad de evaluar las deformaciones dinámicas y esfuerzos en la presa sujeta a un movimiento sísmico. Debe de prestarse atención especial a la interacción de la presa con el agua encerrada y con la cimentación de roca.

Una aproximación eficaz para incluir los efectos hidrodinámicos en el análisis dinámico de presas de concreto a gravedad es tratar el sistema de presa-agua como un sistema compuesto de dos subestructuras -presa y dominio del fluido- acoplado a través de las fuerzas hidrodinámicas y condiciones de continuidad apropiadas en la cara aguas arriba de la presa. Una serie de estudios llevó a un procedimiento de análisis general y aun programa de computadora llamado EAGD-84 para el análisis dinámico de presas de concreto, incluyendo la interacción de la presa con el agua encerrada. Estos estudios desarrollados por Anil K. Chopra y P.Chakrabarti y posteriormente por el mismo Chopra y Gregory Fenves en las décadas de los setentas y ochentas permite modelos matemáticos diferentes para ser usados por la presa y el agua. La presa puede ser idealizada por el Método del Elemento Finito (MEF) que tiene la capacidad de manejar sistemas de geometría arbitraria. Si el dominio del fluido puede idealizarse para tener una geometría simple, este puede ser tratado como un continuo, una aproximación que es ideal por considerar la gran extensión del agua encerrada aguas arriba de la presa. Si la cara de la presa es inclinada o el fondo del embalse tiene un talud el dominio del fluido puede ser idealizado por el MEF en conjunción con una

frontera de transmisión. Cuando el Método de la Subestructura es empleado, junto con la transformación de las ecuaciones gobernantes para coordenadas generalizadas asociadas con modos de vibración de la presa, el procedimiento de análisis es eficiente.

Los efectos de interacción de la presa-roca pueden ser incluidos en el análisis por el Método de la Subestructura, donde la presa y la región de la cimentación de roca son consideradas como dos subestructuras del sistema completo. Para representar la geometría y propiedades del material, la presa se idealiza como se mencionó antes como un sistema del elemento finito. La región de la cimentación de roca puede idealizarse como un continuo (por ejemplo como un semiespacio viscoelástico), o como un sistema del elemento finito, el que sea es apropiado para el sitio. Las ecuaciones gobernantes para las dos subestructuras, la presa y roca, son combinadas imponiendo el equilibrio y requisitos de compatibilidad en la interfaz de la presa-roca. Estas ecuaciones hacen uso directo del movimiento del terreno de campo especificado en esta interfaz. Las ecuaciones resultantes son transformadas a coordenadas generalizadas de Ritz; los desplazamientos son expresados como una combinación lineal de los primeros modos de vibración de un sistema asociado presa-cimentación de roca.

Aún cuando la mayoría de los efectos importantes del agua encerrada y de la cimentación de roca fueron considerados en el procedimiento analítico primeramente desarrollado por Chopra y Chakrabarti, estos no incluían los efectos del aluvión y sedimentos presentados invariablemente en el fondo del embalse aguas arriba. Estos efectos fueron incluidos por Chopra y Fenves modelando un fondo del embalse que parcialmente absorbe las ondas de presión hidrodinámicas incidentes y considerando solamente el modo de vibración fundamental de la presa, estos efectos fueron incluidos debido a que estos efectos son significantes en la respuesta de presas para movimientos sísmicos armónicos. Por lo que fue concluido que el fondo del embalse absorbente proporciona un mecanismo de disipación de energía importante, a través de la refracción de las ondas de presión dentro de los materiales del fondo del embalse.

Basado en procedimientos analíticos que se muestran subsecuentemente en este capítulo, el programa de computadora EAGD-84 escrito en FORTRAN IV para evaluar numéricamente la respuesta sísmica de una presa de concreto a gravedad, incluyendo los efectos del agua encerrada y de la cimentación de roca. Estos efectos incluyen los efectos surgidos de la interacción entre la presa y la cimentación de roca, la presa y el agua, el agua y la cimentación de roca, un fondo del embalse absorbente aguas arriba de la presa y la interacción entre las tres subestructuras: presa, cimentación de roca y dominio del fluido.

Los resultados del programa de computadora incluyen las funciones de respuesta de la frecuencia compleja describiendo la respuesta para el movimiento armónico del terreno y la historia completa del tiempo para los desplazamientos y esfuerzos a lo largo de la presa.

1.2.1 Sistema y movimiento del terreno

Sistema. Para amplitudes de vibración pequeñas una presa de concreto a gravedad se comportara como un sólido aunque hay algún deslizamiento entre los monolitos de la presa. Sin embargo, para movimientos de amplitudes grandes, el comportamiento de la presa dependerá de la magnitud de las fuerzas de inercia que pueden transmitirse a través de las juntas entre los monolitos.

Si la presa tiene juntas de contracción rectas, con o sin lechada, las fuerzas de inercia para movimientos de amplitudes grandes serían mucho más grandes que las fuerzas de cortante que pueden ser transmitidas por las juntas. Los monolitos tenderían a deslizarse y a vibrar independientemente, esta suposición, basada en observaciones durante pruebas de vibración forzada en la presa Pine Flat en los Estados Unidos y como fue el caso del agrietamiento del concreto y de la filtración del agua a través de las juntas de la presa Koyana en la India durante el sismo de Koyana del 11 de diciembre de 1967. Por consiguiente, un modelo

bidimensional de monolitos individuales parece ser apropiado para predecir la respuesta de ciertas presas para la fase fuerte de un sismo de intensidad considerable.

Por otro lado, si las juntas de contracción de la presa se ponen en estado de tensión, puede ser inapropiado asumir que los monolitos vibren independientemente. Por lo que la suposición de un plano de deformaciones sería más apropiado para modelar ciertas presas.

Porque las dimensiones y propiedades dinámicas de varios monolitos se diferencian, los efectos de la presa en esfuerzos y deformaciones en la cimentación de roca varían a lo largo de la longitud de la presa. Un modelo tridimensional para región de roca parecería ser necesario por esta razón, y porque la roca se fractura y fisura, a diferencia de un continuo.

Aunque conceptos básicos y bajo condiciones generales son la base del procedimiento de análisis desarrollado por Chopra, Chakrabarti y Fenves, el procedimiento se desarrolla específicamente para un sistema bidimensional, así su aplicación se restringe para asumir un sistema en el plano de esfuerzos o plano de deformaciones. La misma suposición debe escogerse para la presa y la cimentación de roca. Los efectos hidrodinámicos del agua encerrada en el embalse se asumen modelados por la ecuación de onda bidimensional. En donde la compresibilidad del agua es incluida en el análisis, porque puede afectar significativamente la respuesta sísmica de una presa de concreto a gravedad.

El sistema se considera compuesto de una presa de concreto a gravedad apoyado en una superficie horizontal de semiespacio viscoelástico y encerrando un embalse de agua (ver figura 1.2.1). El sistema se analiza bajo la suposición de un comportamiento lineal del concreto de la presa, de la cimentación de roca, y del agua. Así, la posibilidad de agrietamiento del concreto y cavitación del agua no es considerada. La presa se idealiza como un sistema del elemento finito bidimensional, de esta manera hace posible considerar una geometría arbitraria y una variación de las propiedades de los materiales. Sin embargo, se imponen ciertas restricciones en la geometría para permitir soluciones continuas para la cimentación de roca, la región del fluido y para la presión hidrodinámica. Con el propósito de determinar los efectos hidrodinámicos, y sólo para este propósito, la cara aguas arriba de la presa se supone vertical. Con el propósito de incluir los efectos de interacción de la presa-roca, se supone que la superficie de la cimentación de roca es horizontal, así la base de la presa y el embalse es supuesta como horizontal. El agua encerrada en el embalse se idealiza por un dominio del fluido de profundidad constante y longitud infinita en la dirección aguas arriba de la presa. La cimentación de roca en la base de la presa y los materiales del fondo del embalse se idealizan como homogéneos, isotrópicos y un semiespacio viscoelástico.

El fondo del embalse aguas arriba de la presa puede consistir de capas variables de roca basal expuesta, aluvión, limo y otros materiales sedimentarios. En un periodo largo de tiempo, los sedimentos pueden depositarse para una profundidad significante en algunos embalses. La profundidad de sedimentos puede reconocerse en este procedimiento de análisis en la reducción correspondiente de la profundidad del dominio del fluido. Sin embargo, las influencias de los sedimentos en los esfuerzos estáticos en la presa o en las propiedades de vibración de la presa no son consideradas en el análisis porque ellas son insignificantes, ya que los sedimentos son muy blandos, sumamente saturados y ejercen fuerzas laterales únicamente en la parte baja de la presa.

Movimiento del terreno. La excitación sísmica para el sistema bidimensional de la presa-agua-roca es definida por las dos componentes de las aceleraciones del terreno de campo libre en el plano que cruza la sección de la presa: la componente horizontal (transversal) al eje de la presa $a_g^x(t)$, y la componente vertical $a_g^y(t)$. El campo libre de la excitación sísmica se asume idéntica para todos los puntos nodales en la base horizontal de la presa.

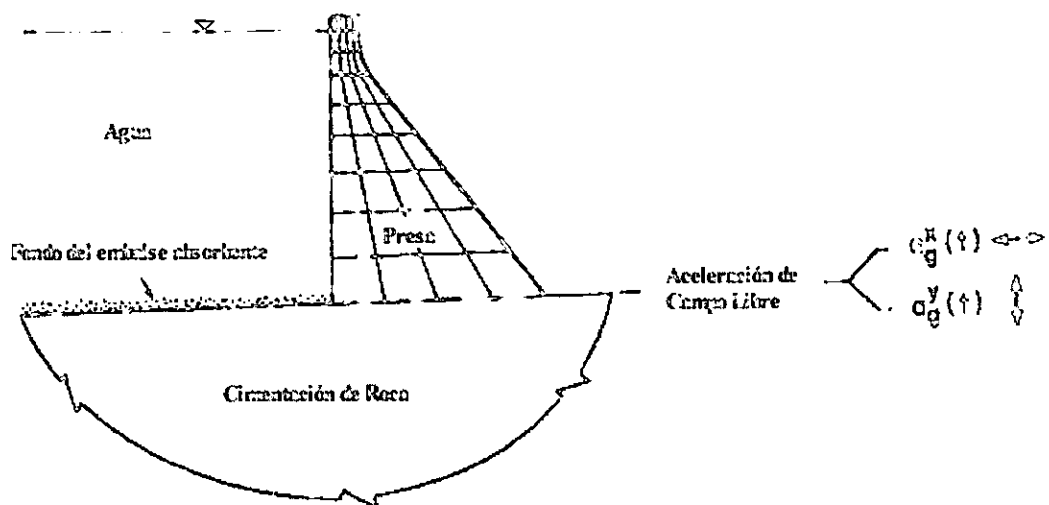


Figura 1.2.1 Sistema presa-agua-cimentación de roca.

1.2.2 Ecuaciones en el dominio de la frecuencia

1.2.2.1 Subestructura de la presa

Las ecuaciones de movimiento bidimensional del sistema del elemento finito de la presa son:

$$m_c \ddot{r}_c + c_c \dot{r}_c + k_c r_c = -m_c I_c^x a_g^x(t) - m_c I_c^y a_g^y(t) + R_c(t) \quad \dots(1.2.1)$$

en donde: m_c , c_c y k_c son las matrices de masa, de amortiguamiento y de rigidez para el sistema del elemento finito, r_c es el vector de desplazamientos relativos del punto nodal para el desplazamiento del terreno de campo libre (ver figura 1.2.2):

$$r_c^T = \langle r_1^x r_1^y r_2^x r_2^y \dots r_n^x r_n^y \dots r_{N+N_b}^x r_{N+N_b}^y \rangle$$

en donde: r_n^x y r_n^y son las componentes de x y y de los desplazamientos del punto nodal n ; N es el número de puntos nodales sobre la base; N_b es el número de puntos nodales en la base, y el número total de nodos es $N + N_b$; y los vectores:

$$\begin{aligned} \left\{ \begin{matrix} x \\ c \end{matrix} \right\}^T &= \langle 1 \ 0 \ 1 \ 0 \ \dots \ 1 \ 0 \ \dots \ 1 \ 0 \rangle \\ \left\{ \begin{matrix} y \\ c \end{matrix} \right\}^T &= \langle 0 \ 1 \ 0 \ 1 \ \dots \ 0 \ 1 \ \dots \ 0 \ 1 \rangle \end{aligned}$$

que contienen el valor de uno en la posición correspondiente x y y translacional a los grados de libertad en la presa, respectivamente.

El vector de fuerza $R_c(t)$ incluye las fuerzas hidrodinámicas $R_h(t)$ en la cara aguas arriba de la presa y las fuerzas $R_b(t)$ en la base de la presa debido a la interacción entre la presa y la cimentación de roca; $a_g^x(t)$ y $a_g^y(t)$ son las componentes x y y de la aceleración del terreno especificado en el campo libre; asumidas para ser idénticas en todos los puntos nodales en la base de la presa.

Para la aceleración armónica del terreno en la dirección x (horizontal) o y (vertical): $a_g^l(t) = e^{i\omega t}$, $l = x$ o y , los desplazamientos y fuerzas pueden ser expresados en términos de su respuesta de frecuencias complejas:

$$r_c(t) = \bar{r}_c^l(\omega)e^{i\omega t}, R_c(t) = \bar{R}_c^l(\omega)e^{i\omega t}, R_h^l(t) = \bar{R}_h^l(\omega)e^{i\omega t} \text{ y } R_b^l(t) = \bar{R}_b^l(\omega)e^{i\omega t}.$$

Entonces la ecuación gobernante, ecuación (1.2.1), llega a ser:

$$\left[-\omega^2 m_c + i\omega c_c + k_c \right] \bar{r}_c^l(\omega) = -m_c l_c^l + \bar{R}_c^l(\omega); l = x \text{ o } y \quad \dots(1.2.2)$$

Si la estructura tiene constante de amortiguamiento histerético, la ecuación (1.2.2) llega a ser:

$$\left[-\omega^2 m_c + (1 + i\eta_s)k_c \right] \bar{r}_c^l(\omega) = -m_c l_c^l + \bar{R}_c^l(\omega); l = x \text{ o } y \quad \dots(1.2.3)$$

Ahora, separando r_c en: r , el vector de desplazamientos de los puntos nodales sobre la base, y r_b , en el vector de desplazamientos en la base (figura 1.2.2), la ecuación (1.2.3) puede ser expresada como:

$$\left(-\omega^2 \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} + (1 + i\eta_s) \begin{bmatrix} k & k_b \\ (k_b)^T & k_{bb} \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \bar{r}^l(\omega) \\ \bar{r}_b^l(\omega) \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m l_c^l \\ m_b l_b^l \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \bar{R}_h^l(\omega) \\ \bar{R}_b^l(\omega) \end{Bmatrix} \quad \dots(1.2.4)$$

donde: η_s es la constante de amortiguamiento histerético de la presa de concreto.

Las fuerzas en la base de la presa, $\bar{R}_b^l(\omega)$, se expresan más adelante en términos de los desplazamientos en la base por ser apropiados en el análisis de la subestructura de la región de la cimentación de roca. Después, las fuerzas hidrodinámicas $\bar{R}_h^l(\omega)$ son expresadas en términos de los desplazamientos o aceleraciones en la cara aguas arriba de la presa por ser apropiadas para el análisis de la subestructura del dominio del fluido.

1.2.2.2 Subestructura de la región de la cimentación de roca

Las fuerzas que actúan en la superficie del semiespacio viscoelástico incluyen las fuerzas R_f en la base de la presa debido a la interacción entre la presa y la cimentación de roca y las fuerzas hidrodinámicas Q_h en el fondo del embalse. Más allá de una cierta distancia aguas arriba de la presa, las presiones hidrodinámicas son pequeñas; en particular sus efectos en la presa son despreciables. Por lo que solamente las fuerzas significantes son incluidas en Q_h . Para la aceleración armónica del terreno estas fuerzas pueden expresarse en términos de sus funciones de respuesta de frecuencia compleja:

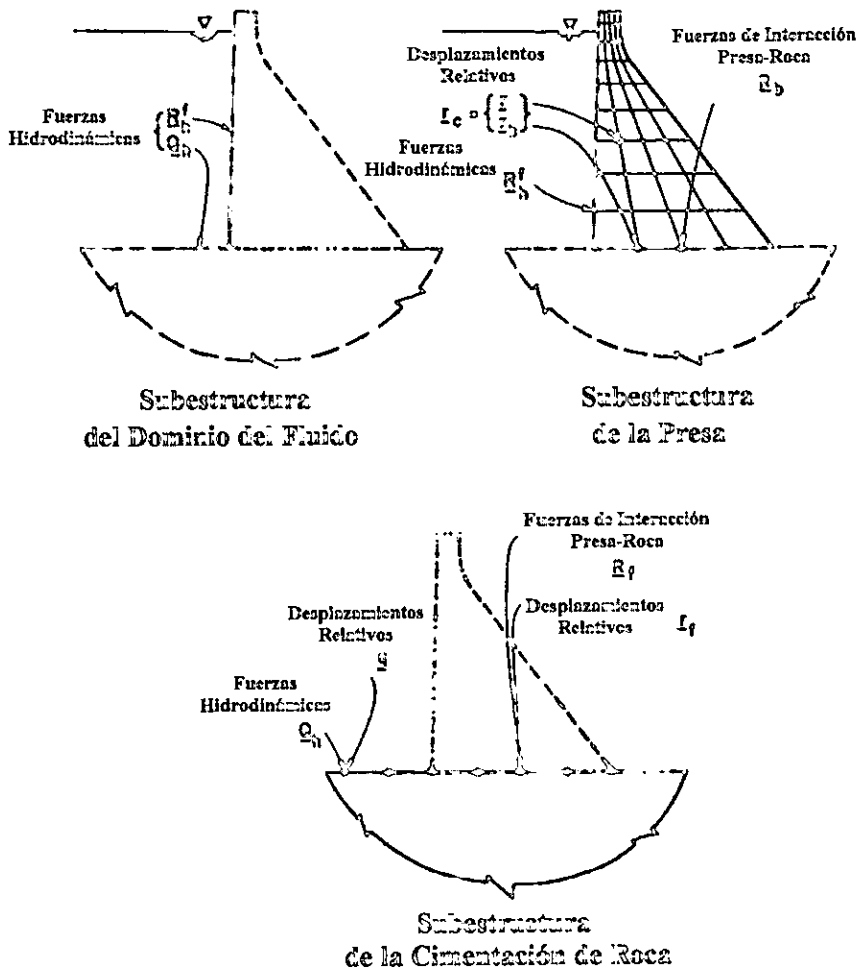


Figura 1.2.2 Representación de la subestructura del sistema presa-agua-cimentación de roca.

$R_f(t) = \bar{R}_f(\omega)e^{i\omega t}$ y $Q_h(t) = \bar{Q}_h(\omega)e^{i\omega t}$. Los correspondientes desplazamientos relativos del terreno de campo libre son: $r_f(t) = \bar{r}_f(\omega)e^{i\omega t}$ y $q(t) = \bar{q}(\omega)e^{i\omega t}$. Las fuerzas y desplazamientos pueden ser relacionados a través de valores complejos, la matriz de rigidez dinámica de la región de la cimentación de roca es:

$$\begin{bmatrix} \underline{\ell}_{rr}(\omega) & \underline{\ell}_{rq}(\omega) \\ \underline{\ell}_{rq}^T(\omega) & \underline{\ell}_{qq}(\omega) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{r}_f \\ \bar{q} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{R}_f \\ \bar{Q}_h \end{Bmatrix} \quad \dots(1.2.5)$$

El ij -ésimo elemento de esta matriz, $\ell_{ij}(\omega)$, se define en la figura 1.2.3, en donde los desplazamientos mostrados se han impuesto en los puntos nodales contenidos en r_f y q , y las regiones fuera de estos puntos nodales son cero.

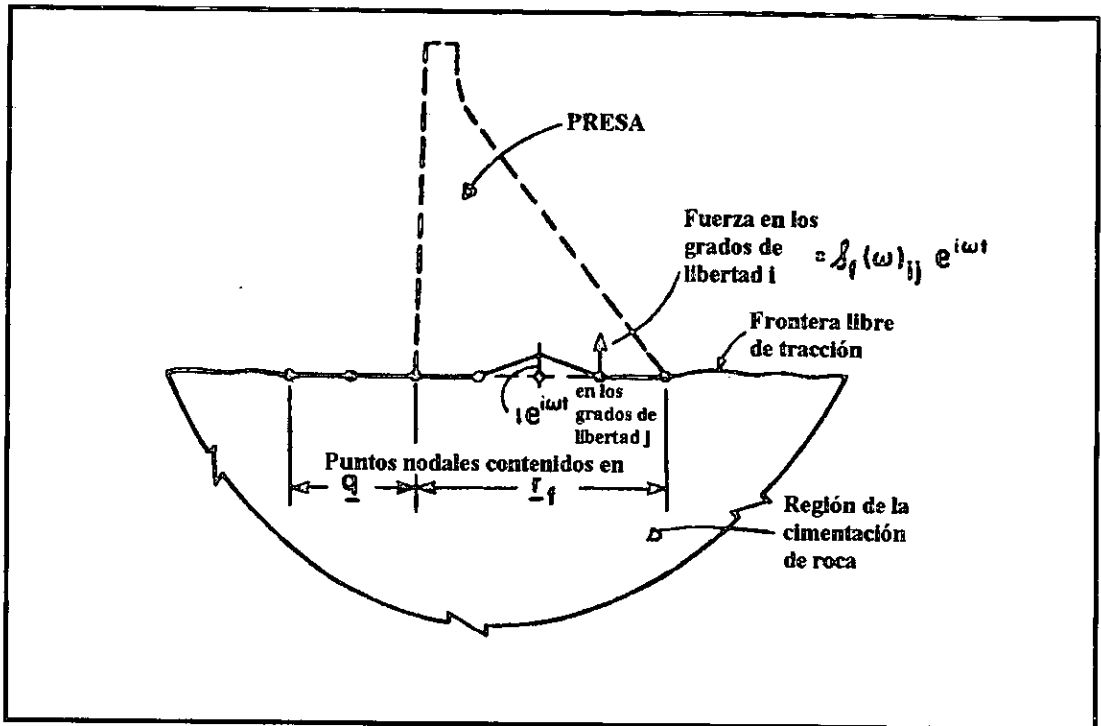


Figura 1.2.3 Definición de $\ell_f(\omega)_{ij}$, el ij-ésimo elemento de la matriz de rigidez dinámica $\underline{\ell}_f(\omega)$ de la cimentación.

La segunda ecuación de la matriz de la ecuación (1.2.5) puede ser expresada como:

$$\bar{q}(\omega) = \underline{\ell}_{qq}^{-1}(\omega) [\bar{Q}_h(\omega) - \underline{\ell}_{rq}^T(\omega) \bar{r}_f(\omega)] \quad \dots(1.2.6)$$

Sustituyendo esta expresión en la primera ecuación de la matriz de la ecuación (1.2.5), nos conduce a:

$$[\underline{\ell}_{rr}(\omega) - \underline{\ell}_{rq}(\omega) \underline{\ell}_{qq}^{-1}(\omega) \underline{\ell}_{rq}^T(\omega)] \bar{r}_f(\omega) = \bar{R}_f(\omega) - \underline{\ell}_{rq}(\omega) \underline{\ell}_{qq}^{-1}(\omega) Q_h(\omega)$$

o

$$\underline{\ell}_f(\omega) \bar{r}_f(\omega) = \bar{R}_f(\omega) - \underline{\ell}_{rq}(\omega) \underline{\ell}_{qq}^{-1}(\omega) Q_h(\omega) \quad \dots(1.2.7a)$$

donde:

$$\underline{\ell}_f(\omega) = \underline{\ell}_{rr}(\omega) - \underline{\ell}_{rq}(\omega) \underline{\ell}_{qq}^{-1}(\omega) \underline{\ell}_{rq}^T(\omega) \quad \dots(1.2.7b)$$

La matriz de rigidez dinámica para la cimentación que aparece en las ecuaciones (1.2.5), (1.2.7a) y (1.2.7b) se obtiene por un análisis separado del de la subestructura que representa la región de la cimentación de roca, idealizada como un semiespacio viscoelástico homogéneo.

1.2.2.3 Sistema presa-roca

El equilibrio de las fuerzas de interacción entre las dos subestructuras -presa y cimentación de roca- para la interfaz presa-roca (o base de la presa) requiere que:

$$\bar{R}_b^i(\omega) = -\bar{R}_f(\omega) \quad \dots(1.2.8)$$

De igual manera, la compatibilidad de desplazamientos de la interacción en la base de la presa en las dos subestructuras requiere que:

$$\bar{r}_b^i(\omega) = \bar{r}_f(\omega) \quad \dots(1.2.9)$$

En consecuencia, la ecuación (1.2.6), se vuelve:

$$\bar{R}_b^i(\omega) = -\underline{\ell}_f(\omega)\bar{r}_b^i(\omega) - \underline{\ell}_{rq}(\omega)\underline{\ell}_{qq}^{-1}(\omega)\mathcal{Q}_h(\omega) \quad \dots(1.2.10)$$

Así, las fuerzas $\bar{R}_b^i(\omega)$ en la base de la presa debido a la interacción entre la presa y la cimentación de roca se han expresado en términos de los desplazamientos de la interacción $\bar{r}_b^i(\omega)$ y las fuerzas hidrodinámicas \mathcal{Q}_h a través de la matriz de rigidez dinámica de la región de la cimentación de roca. Sustituyendo la ecuación (1.2.10) en la ecuación (1.2.4) nos lleva a:

$$\left(-\omega^2 \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} + (1+i\eta_s) \begin{bmatrix} k & k_b \\ k_b^T & k_{bb} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \underline{\ell}_f(\omega) \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \bar{r}^i(\omega) \\ \bar{r}_b^i(\omega) \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_1^i \\ m_b 1_b^i \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \bar{R}_h^i(\omega) \\ -\underline{\ell}_{rq}\underline{\ell}_{qq}^{-1}\mathcal{Q}_h \end{Bmatrix} \quad \dots(1.2.11)$$

o
$$\left[-\omega^2 m_c + (1+i\eta)k_c + \tilde{\underline{\ell}}_f(\omega) \right] \bar{r}_c^i(\omega) = -m_c 1_c^i + \tilde{R}_c(\omega) \quad \dots(1.2.12)$$

donde:
$$\tilde{\underline{\ell}}_f(\omega) = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \underline{\ell}_f(\omega) \end{bmatrix} \quad \dots(1.2.13)$$

Las fuerzas hidrodinámicas \bar{R}_h^i y \mathcal{Q}_h son expresadas en términos de la aceleración de la cara aguas arriba de la presa y del fondo del embalse y por el análisis de la región del fluido, que se describirá más adelante.

1.2.2.4 Reducción de los grados de libertad

Para cada frecuencia de la excitación sísmica, la ecuación (1.2.11) es un conjunto de $2(N+N_b)$ de ecuaciones algebraicas, tantas como el número de grados de libertad de la presa que típicamente serían unos cientos de ecuaciones. Un enorme esfuerzo computacional se requiere para las soluciones de estas ecuaciones para muchos valores de frecuencias de la excitación sísmica y análisis de Fourier subsecuente de las respuestas armónicas en cada grado de libertad. Así, es importante la reducción de los grados de libertad en el análisis. Para esta reducción de los grados de libertad se han desarrollado dos procedimientos aproximados.

En la primera aproximación, los desplazamientos estructurales $r^i(t)$ (para algún instante de tiempo t) de los grados de libertad sobre la base son separados en dos partes: desplazamientos estáticos debidos a los desplazamientos de la base $r_b^i(t)$ más los desplazamientos dinámicos los cuales son expresados como una combinación lineal del primer modo natural de vibración de la estructura en la base fija. Si los modos de vibración J son adecuados para representar la respuesta estructural, el número desconocido en la ecuación (1.2.11) debe reducirse para $J+2N_b$, donde $2N_b$ es igual al número de grados de libertad para la base. Mientras esta aproximación es conceptualmente recurrente, el número desconocido no puede reducirse por debajo de $2N_b$, que en un modelo del elemento finito puede ser igual a 20.

La segunda aproximación esta basada en el concepto de Ritz, que es más efectiva para el sistema utilizado. Los desplazamientos r_c son expresados como una combinación lineal de los vectores de Ritz, escogidos como los modos normales de un sistema asociado presa-roca. El sistema asociado escogido aquí es uno en que $\underline{\ell}_f(\omega)$ es reemplazado por un valor de frecuencia independiente, digamos el valor estático: $\underline{\ell}_f(0)$. Las frecuencias de vibración λ_j y los modos de forma Ψ_j del sistema asociado son solución del problema de los eigenvalores:

$$\left[k_c + \tilde{\underline{\ell}}_f(0) \right] \Psi_j = \lambda_j^2 m_c \Psi_j \quad \dots(1.2.14)$$

donde: $\tilde{\underline{\ell}}_f(0)$ fue definido en la ecuación (1.2.13).

Si los primeros modos $J: \Psi_1, \Psi_2, \dots, \Psi_J$ son considerados como los vectores de Ritz, los desplazamientos estructurales son expresados como:

$$r_c^l(t) = \sum_{j=1}^J Z_j^l(t) \Psi_j \quad \dots(1.2.15)$$

donde: los z_j son las coordenadas generalizadas. En términos de las funciones de respuesta de frecuencia compleja, la ecuación (1.2.15) es:

$$\bar{r}_c^l(\omega) = \sum_{j=1}^J \bar{Z}_j^l(\omega) \Psi_j \quad \dots(1.2.16)$$

La ecuación (1.2.16) contiene la siguiente ecuación para la interacción de los desplazamientos en la base de la presa:

$$\bar{r}_b^l(\omega) = \sum_{j=1}^J \bar{Z}_j^l(\omega) \Psi_{bj} \quad \dots(1.2.17)$$

donde: Ψ_{bj} es el subvector de Ψ_j correspondiente a $2N_b$ los grados de libertad de la base. Debido a que $r_f = r_b$ y Ψ_j que fue determinada en la ecuación (1.2.14) involucrando a $\underline{\ell}_f(0)$, la matriz de rigidez estática de la región de la cimentación de roca, q puede ser expresada en términos de las coordenadas generalizadas y utilizando $\omega = 0$ en la ecuación (1.2.6) e ignorando las cargas hidrodinámicas Q ; obtenemos:

$$q = - \underline{\ell}_{qq}^{-1}(0) \underline{\ell}_{rq}^T(0) r_b \quad \dots(1.2.18)$$

Combinando las ecuaciones (1.2.17) y (1.2.18) obtenemos:

$$q(\omega) = \sum_{j=1}^J \bar{Z}_j^l(\omega) \aleph_j \quad \dots(1.2.19)$$

Si en la ecuación (1.2.19) se incluyen los efectos de los materiales del fondo del embalse:

$$\bar{q}(\omega) = \underline{\ell}_{qq}^{-1}(\omega) \bar{Q}_h(\omega) + \sum_{j=1}^J \bar{Z}_j^l(\omega) \aleph_j \quad \dots(1.2.19a)$$

donde el primer término en el lado derecho de la ecuación relaciona los desplazamientos relativos para las fuerzas hidrodinámicas en el fondo del embalse, es decir, representa la interacción entre el dominio del fluido y la región de la cimentación de roca debajo del embalse y definiendo:

$$\aleph_j = -\underline{\ell}_{qq}^{-1}(0) \underline{\ell}_{rq}^T(0) \Psi_{bj} \quad \dots(1.2.20)$$

Introduciendo la transformación de la ecuación (1.2.16) dentro de la ecuación (1.2.12) y premultiplicando por Ψ_n^T y utilizando la propiedad de ortogonalidad de los eigenvectores del sistema asociado presa-roca con respecto a las matrices de rigidez y de masa de la ecuación (1.2.14), resulta que:

$$S(\omega) \bar{Z}^l(\omega) = L^l(\omega) \quad \dots(1.2.21)$$

En la ecuación (1.2.21), los elementos de la diagonal principal $S(\omega)$ son:

$$S_{nn}(\omega) = [-\omega^2 + (1 + i\eta_s) \lambda_n^2] \Psi_n^T m_c \Psi_n + \Psi_n^T [\tilde{\ell}_f(\omega) - (1 + i\eta_s) \tilde{\ell}_f(0)] \Psi_n \quad \dots(1.2.22a)$$

y donde los elementos fuera de la diagonal principal son:

$$S_{nj}(\omega) = \Psi_n^T [\tilde{\ell}_f(\omega) - (1 + i\eta_s) \tilde{\ell}_f(0)] \Psi_j \quad \dots(1.2.22b)$$

y el vector L^l es:

$$L_n^l = -\ell_n^l + \{\Psi_n^f\}^T \bar{R}_h^l(\omega) - \Psi_{bn}^T \underline{\ell}_{rq}(\omega) \underline{\ell}_{qq}^{-1}(\omega) \bar{Q}_h(\omega) \quad \dots(1.2.23)$$

donde: $\ell_n^l = \Psi_n^T m_c 1_c^l \quad \dots(1.2.24)$

para: n y $j=1,2,3,\dots,J$; $\bar{Z}^l(\omega)$ es un vector columna de la función de respuesta de la frecuencia compleja para las coordenadas generalizadas Z_n^l ; L^l es un vector columna con el n -ésimo elemento; y Ψ_n^f es un subvector de Ψ_n que contiene únicamente los elementos correspondientes para los puntos nodales en la cara aguas arriba de la presa.

Para una frecuencia ω particular de la excitación, la ecuación (1.2.21) representa las ecuaciones algebraicas simultáneas J en las coordenadas generalizadas: $Z_n^l(\omega), n=1,2,\dots,J$. Estas ecuaciones necesitan ser resueltas para varios cientos de valores de frecuencias de la excitación para determinar las respuestas de frecuencias complejas.

La ecuación (1.2.21) debe contener $2(N + N_b)$ ecuaciones si todos los modos de vibración del sistema asociado presa-roca son incluidos como vectores de Ritz. La solución de estas ecuaciones debe entonces ser idéntica a la solución de la ecuación (1.2.11) en las coordenadas de los puntos nodales. Allí habría, sin

embargo, una desventaja en escoger resolver la ecuación (1.2.21) en lugar de la ecuación (1.2.11) porque el número de ecuaciones no es reducido. Sin embargo, habría ventajas computacionales al trabajar con la ecuación (1.2.21) ya que pueden obtenerse resultados suficientemente exactos incluyendo solo algunos vectores de Ritz. El número necesario depende de las propiedades del sistema presa-roca, y el rango de frecuencias de interés.

1.2.2.5 Subestructura del dominio del fluido

Problema del valor frontera. Las fuerzas hidrodinámicas desconocidas $R_h(t)$ y $Q_h(t)$, cuyas funciones de respuesta de frecuencia aparecen en la ecuación (1.2.23), pueden ser expresadas en términos de las aceleraciones de la cara aguas arriba de la presa y del fondo del embalse para el análisis del dominio del fluido. Asumiendo que el agua es linealmente compresible y omitiendo su viscosidad. El movimiento irrotacional del agua es gobernado por la ecuación de onda bidimensional:

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad \dots(1.2.25)$$

donde: $p(x, y, t)$ es la presión hidrodinámica (más la presión hidrostática) y C es la velocidad de las ondas de presión en el agua. Para la aceleración armónica del terreno: $a_g^l(t) = e^{i\omega t}$, la presión puede ser expresada como: $p(x, y, t) = \bar{p}^l(x, y, \omega) e^{i\omega t}$, donde: $\bar{p}^l(x, y, \omega)$ es la función de respuesta de frecuencias de los valores complejos para las presiones hidrodinámicas. Entonces, la ecuación (1.2.25) llega a ser la ecuación de Helmholtz:

$$\frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial y^2} + \frac{\omega^2}{C^2} \bar{p} = 0 \quad \dots(1.2.26)$$

La presión hidrodinámica en el agua encerrada, gobernada por la ecuación (1.2.25), es generada por la aceleración horizontal de la cara vertical aguas arriba de la presa y por la aceleración vertical del fondo del embalse horizontal. El movimiento de estas dos fronteras se relaciona para la presión hidrodinámica por las condiciones frontera en las ecuaciones (1.2.27) y (1.2.28). Para la componente l de la aceleración armónica del terreno: $a_g^l(t) = e^{i\omega t}$, la condición frontera para la cara aguas arriba de la presa es:

$$\frac{\partial}{\partial x} \bar{p}(0, y, \omega) = -\rho \left[\delta_{xl} + \sum_{j=1}^J \psi_j(y) \bar{Z}_j^l(\omega) \right], \quad l = x, y \quad \dots(1.2.27)$$

La condición frontera para el fondo del embalse puede ser obtenida usando la expresión $-\omega^2 \bar{q}(\omega)$ para la aceleración del fondo del embalse relativo al movimiento del terreno de campo libre, donde $\bar{q}(\omega)$ está dado en la ecuación (1.2.19a):

$$\frac{\partial}{\partial y} \bar{p}(0, y, \omega) = -\rho \left[\delta_{yl} - \omega^2 \bar{q}_h(x, \omega) + \sum_{j=1}^J \chi_j(x) \bar{Z}_j^l(\omega) \right], \quad l = x, y \quad \dots(1.2.28)$$

En las ecuaciones (1.2.27) y (1.2.28), ρ es la densidad del agua; δ_{kl} es la función delta de Kronecker ($\delta_{xx} = \delta_{yy} = 1$, $\delta_{xy} = \delta_{yx} = 0$); y $\psi_j(y)$, $\chi_j(x)$ y $\bar{q}_h(x, \omega)$ son las funciones de continuidad, adoptadas

únicamente por conveniencia notacional, análogamente para los elementos: con grados de libertad en la dirección x con ψ_j^f , con grados de libertad en la dirección y con χ_j , y con grados de libertad en la dirección z en el vector $\underline{\ell}_{qq}^{-1}(\omega)\bar{Q}_h(\omega)$, respectivamente.

Omitiendo los efectos de las ondas de superficie, por ser pequeñas, la condición de frontera para la superficie libre es:

$$\bar{p}(x, H, \omega) = 0 \quad \dots(1.2.29)$$

donde: H es la profundidad del agua encerrada.

La función de respuesta de la frecuencia $\bar{p}^l(x, y, \omega)$ para la presión hidrodinámica en el agua encerrada es obtenida resolviendo la ecuación (1.2.26) sujeta a las condiciones frontera en las ecuaciones (1.2.27) a (1.2.29) y la condición de disipación en la dirección aguas arriba. Después de resolver para: $\bar{p}^l(x, y, \omega)$, las funciones de respuesta $\bar{R}_h^l(\omega)$ y $-\bar{Q}_h(\omega)$ en la ecuación (1.2.23) se dan como vectores de las fuerzas estáticamente equivalentes para la función de presión $\bar{p}^l(0, y, \omega)$ en la cara aguas arriba de la presa y la función de presión $\bar{p}^l(x, 0, \omega)$ en el fondo del embalse, respectivamente.

Fondo del embalse absorbente. La condición frontera en la ecuación (1.2.28) contiene tres términos que contribuyen a la aceleración total del fondo del embalse: la aceleración del terreno de campo libre vertical, la modificación del movimiento de campo libre debido a la interacción entre el agua encerrada y la cimentación de roca flexible, y la modificación del movimiento de campo libre debido a la interacción entre la presa y la cimentación de roca. Agrupándose los términos en la ecuación (1.2.28) que son funciones de la presión hidrodinámica en el lado izquierdo de la ecuación da una forma más conveniente para la condición frontera en el fondo del embalse:

$$\frac{\partial}{\partial y} \bar{p}(x, 0, \omega) - \rho \omega^2 \bar{q}_h(x, \omega) = -\rho \left[\delta_{yl} + \sum_{j=1}^J \chi_j(x) \bar{Z}_j^l(\omega) \right], \quad l=x, y \quad \dots(1.2.30)$$

El lado izquierdo de la ecuación anterior contiene el término que incluye los efectos de interacción del agua-cimentación de roca.

La idealización de la región de la cimentación de roca como un semiespacio viscoelástico y los efectos de interacción entre presa-cimentación de roca que fue presentada en la formulación analítica no es apropiada para representar los efectos de interacción entre el agua encerrada y la cimentación de roca debido a que estos efectos deben ser dominados por el aluvión y sedimentos, posiblemente depositados a una profundidad significativa. Estos materiales del fondo del embalse son altamente saturados y tienen un módulo de cortante bajo. Una onda de presión hidrodinámica que choca en tales materiales se reflejara parcialmente en el agua y parcialmente se refractara, principalmente como una onda dilatacional dentro de las capas de materiales del fondo del embalse. Debido a que la disipación de energía considerable que resulta del comportamiento histerético y a la turbulencia de las partículas sedimentadas, la onda refractada será absorbida probablemente en la capa blanda, y disipada antes de alcanzar la cimentación de roca subyacente.

La absorción de las ondas de presión hidrodinámicas en el fondo del embalse pueden ser representadas aproximadamente por un modelo unidimensional, independiente de la coordenada x , que no considera explícitamente el espesor de la capa de los sedimentos. La función de respuesta para la frecuencia

$\bar{q}_h(x, \omega)$ correspondiente al desplazamiento vertical del fondo del embalse (es decir la superficie de la capa del sedimento) debido a la interacción entre el agua encerrada y los materiales del fondo del embalse pueden ser expresadas en términos de la presión hidrodinámica:

$$\bar{q}_h(x, \omega) = -\ell(\omega)\bar{p}(x, 0, \omega) \quad \dots(1.2.31)$$

La función aproximada $\ell(\omega)$ para los materiales del fondo del embalse absorbente, que reemplazan a la matriz $\underline{\ell}_{qq}^{-1}$ en la ecuación (1.2.19a), se define como el desplazamiento armónico en el fondo del embalse debido a la presión armónica.

La función $\ell(\omega)$ puede ser encontrada resolviendo la ecuación unidimensional de Helmholtz que gobierna la vibración del estado estacionario del modelo de los materiales del fondo del embalse:

$$\frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial y'^2} + \frac{\omega^2}{C_r^2} \bar{v} = 0 \quad \dots(1.2.32)$$

donde: $\bar{v}(y', \omega)$ es la función de respuesta de la frecuencia para el desplazamiento vertical en la capa de los materiales del fondo del embalse, $C_r = \sqrt{E_r / \rho_r}$, E_r es el módulo de elasticidad y ρ_r es la densidad para los materiales del fondo del embalse.

La condición de equilibrio en la superficie de la capa de los materiales del fondo del embalse ($y' = 0$) es:

$$1e^{i\omega t} = E_r \frac{\partial}{\partial y'} \bar{v}(0, \omega) e^{i\omega t} \quad \dots(1.2.33)$$

La solución de la ecuación (1.2.32) sujeta a la ecuación (1.2.33) y a la condición de disipación en la dirección negativa y' nos da:

$$\bar{v}(y', \omega) = -i \left(\frac{1}{\rho_r C_r} \frac{1}{\omega} \right) \exp \left[i \frac{\omega}{C_r} y' \right] \quad \dots(1.2.34)$$

Por definición, $\ell(\omega) = \bar{v}(0, \omega)$, de modo que la función para los materiales del fondo absorbente esta dada por:

$$\ell(\omega) = -i \left(\frac{1}{\rho_r C_r} \frac{1}{\omega} \right) \quad \dots(1.2.35)$$

Puesto que el espesor de la capa de sedimento no se muestra explícitamente, esta función se aplica en la superficie de la cimentación de roca subyacente ($y = 0$). La función $\ell(\omega)$ es de valores imaginarios para todas las frecuencias de la excitación sísmica, por lo que la onda absorbente del modelo de los materiales del fondo del embalse introduce un mecanismo adicional de amortiguamiento dentro del sistema.

La sustitución de las ecuaciones (1.2.31) y (1.2.35) dentro de la ecuación (1.2.30) da la condición frontera para el fondo del embalse absorbente:

$$\left[\frac{\partial}{\partial y} - i\omega q \right] \bar{p}(x, 0, \omega) = -\rho \left[\delta_{yl} + \sum_{j=1}^J \chi_j(x) \bar{Z}_j^l(\omega) \right], l = x, y \quad \dots(1.2.36)$$

donde: $q = \rho / \rho_r C_r$. Esta condición frontera permite para la propiedad de reflexión de las ondas de presión hidrodinámica cualquier ángulo de incidencia. Sin embargo, las únicas ondas refractadas en los materiales del fondo del embalse son descendentes (es decir se extienden hacia abajo), propagando ondas de dilatación verticalmente.

El parámetro fundamental que caracteriza los efectos de absorción de las ondas de presión hidrodinámicas en los materiales del fondo del embalse es el coeficiente de amortiguamiento: q . El coeficiente de reflexión de onda: α , que es la relación de la amplitud de la onda de presión hidrodinámica reflejada para la amplitud de una propagación vertical de la presión de onda incidente en el fondo del embalse, se relaciona para el coeficiente de amortiguamiento por:

$$\alpha = \frac{1 - qC}{1 + qC} \quad \dots(1.2.37)$$

El coeficiente de reflexión de onda α puede oscilar dentro de los valores límite 1 y -1 . Para los materiales del fondo del embalse rígidos, $C_r = \infty$ y $q = 0$, resultando $\alpha = 1$. Para materiales blandos en el fondo del embalse, C_r tiende a cero y $q = \infty$, resultando $\alpha = -1$. Se cree que para valores de α entre 0 y 1 cubrirán la gama amplia de materiales encontrados al fondo del embalse.

Solución para los términos de la presión hidrodinámica. La función de respuesta de la frecuencia $\bar{p}^l(x, y, \omega)$ para la presión hidrodinámica en el agua encerrada es la solución de la ecuación (1.2.26) sujeta a las condiciones frontera en las ecuaciones (1.2.27), (1.2.30) y (1.2.29) y la condición de disipación. La forma lineal de la ecuación gobernante y las condiciones frontera permiten que $\bar{p}^l(x, y, \omega)$ se exprese como:

$$\bar{p}^l(x, y, \omega) = \bar{p}_0^l(x, y, \omega) + \sum_{j=1}^J \bar{Z}_j^l(\omega) [\bar{p}_j^f(x, y, \omega) + \bar{p}_j^b(x, y, \omega)] \quad \dots(1.2.38)$$

En la ecuación (1.2.38), $\bar{p}_0^l(x, y, \omega)$ es la función de respuesta de la frecuencia para la presión hidrodinámica debida a la componente l de la aceleración del terreno con la presa rígida; $\bar{p}_j^f(x, y, \omega)$ es la función de respuesta de la frecuencia para la presión hidrodinámica debida a la aceleración horizontal $\psi_j(y)$ de la cara aguas arriba de la presa que corresponde al j -ésimo vector de Ritz, sin incluir el movimiento en el fondo del embalse; y $\bar{p}_j^b(x, y, \omega)$ es la función de respuesta de la frecuencia para la presión hidrodinámica debida a la aceleración vertical $\chi_j(x)$ del fondo del embalse correspondiente al j -ésimo vector de Ritz, sin incluir el movimiento de la presa.

En la ecuación (1.2.38), la función de respuesta de frecuencia: $\bar{p}_0^l(x, y, \omega)$ para la presión hidrodinámica debida a la aceleración del terreno horizontal de una presa rígida, es la solución de la ecuación (1.2.26) sujeta a las siguientes condiciones frontera:

$$\left. \begin{aligned} \bar{p}(x, H, \omega) &= 0 \\ \frac{\partial \bar{p}}{\partial y}(x, 0, \omega) &= 0 \\ \frac{\partial \bar{p}}{\partial x}(0, y, \omega) &= -\frac{w}{g} \end{aligned} \right\} \dots(1.2.38a)$$

La función de respuesta de frecuencia: $\bar{p}_0^v(x, y, \omega)$ para la presión hidrodinámica debida a la aceleración vertical del terreno de una presa rígida, es la solución de la ecuación (1.2.26) sujeta a las siguientes condiciones frontera:

$$\left. \begin{aligned} \bar{p}(x, H, \omega) &= 0 \\ \frac{\partial \bar{p}}{\partial y}(x, 0, \omega) &= -\frac{w}{g} \\ \frac{\partial \bar{p}}{\partial x}(0, y, \omega) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots(1.2.38b)$$

La función de respuesta de frecuencia: $\bar{p}_j^f(x, y, \omega)$ para la presión hidrodinámica debida a la aceleración horizontal $\psi_j(y)$ de la cara aguas arriba de la presa que corresponde al j -ésimo vector de Ritz, sin incluir el movimiento del fondo del embalse, es la solución de la ecuación (1.2.26) sujeta a las siguientes condiciones frontera:

$$\left. \begin{aligned} \bar{p}(x, H, \omega) &= 0 \\ \frac{\partial \bar{p}}{\partial y}(x, 0, \omega) &= 0 \\ \frac{\partial \bar{p}}{\partial x}(0, y, \omega) &= -\frac{w}{g} \psi_j(y) \end{aligned} \right\} \dots(1.2.38c)$$

La función de respuesta de frecuencia: $\bar{p}_j^b(x, y, \omega)$ para la presión hidrodinámica debida a la aceleración vertical $\chi_j(x)$ del fondo del embalse que corresponde al j -ésimo vector de Ritz, sin incluir el movimiento de la presa, es la solución de la ecuación (1.2.26) sujeta a la siguiente condición frontera:

$$\left. \begin{aligned} \bar{p}(x, H, \omega) &= 0 \\ \frac{\partial \bar{p}}{\partial y}(x, 0, \omega) &= -\frac{w}{g} \chi_j(x) \\ \frac{\partial \bar{p}}{\partial x}(0, y, \omega) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots(1.2.38d)$$

Las funciones de respuesta de frecuencia de valores complejos $\bar{p}_0^i(0, y, \omega)$ y $\bar{p}_j^f(0, y, \omega)$ pueden ser obtenidas usando un método de solución normal para problemas de valores frontera. Especialmente para la cara aguas arriba de la presa ($x = 0$), dadas por:

$$\bar{p}_0^x(0, y, \omega) = -2\rho H \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\mu_n^2(\omega)}{H[\mu_n^2(\omega) - (\omega q)^2] + i(\omega q)} \frac{I_{0n}}{\sqrt{[\mu_n^2(\omega) - \omega^2 / C^2]}} \gamma_n(y, \omega) \quad \dots(1.2.39a)$$

$$\bar{p}_0^y(0, y, \omega) = \frac{\rho C}{\omega} \frac{1}{\cos(\omega H / C) + iq C \operatorname{sen}(\omega H / C)} \operatorname{sen} \frac{\omega(H - y)}{C} \quad \dots(1.2.39b)$$

$$\bar{p}_j^f(0, y, \omega) = -2\rho H \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\mu_n^2(\omega)}{H[\mu_n^2(\omega) - (\omega q)^2] + i(\omega q)} \frac{I_{jn}(\omega)}{\sqrt{[\mu_n^2(\omega) - \omega^2 / C^2]}} \gamma_n(y, \omega) \quad \dots(1.2.39c)$$

donde:

$$I_{0n}(\omega) = \frac{1}{H} \int_0^H \gamma_n(y, \omega) dy \quad \dots(1.2.40a)$$

$$I_{jn}(\omega) = \frac{1}{H} \int_0^H \psi_j(y) \gamma_n(y, \omega) dy \quad \dots(1.2.40b)$$

Las funciones de respuesta de la frecuencia para la presión hidrodinámica debida al movimiento horizontal de la cara aguas arriba de la presa, dada por las ecuaciones (1.2.39a) y (1.2.39c), son suma de la contribución de un número infinito de modos de vibración natural del agua encerrada. Los eigenvalores: $\mu_n(\omega)$, que son valores complejos y que dependen de la frecuencia de la excitación sísmica, satisfacen la ecuación (1.2.41) y las eigenfunciones: $\gamma_n(y, \omega)$ son definidas por la ecuación (1.2.42):

$$e^{2i\mu_n(\omega)H} = -\frac{\mu_n(\omega) - \omega q}{\mu_n(\omega) + \omega q} \quad \dots(1.2.41)$$

$$\gamma_n(y, \omega) = \frac{1}{2\mu_n(\omega)} \left\{ [\mu_n(\omega) + \omega q] e^{i\mu_n(\omega)y} + [\mu_n(\omega) - \omega q] e^{-i\mu_n(\omega)y} \right\} \quad \dots(1.2.42)$$

Las ondas de presión no son propagadas en las aguas arriba si el movimiento sísmico es vertical, resultando una función de respuesta de frecuencia mucho más simple [ecuación (1.2.39b)] que es independiente de la coordenada x .

Si el fondo del embalse es rígido ($q = 0$ y $\alpha = 1$), los eigenvalores $\mu_n(\omega)$ y las eigenfunciones $\gamma_n(y, \omega)$ son valores reales e independientes de las frecuencias de la excitación sísmica.

La solución para la función de respuesta de la frecuencia $\bar{p}_j^b(x, y, \omega)$ puede ser obtenida empleando la transformada de Fourier con respecto a la coordenada espacial x . Tal solución general no es necesaria, sin embargo, debido a que la presión hidrodinámica resultante tiene un efecto pequeño en la respuesta de la presa.

Vectores de fuerza hidrodinámicos. Las funciones de respuesta en frecuencia para $R_h(t)$, el vector de fuerzas hidrodinámicas en la cara aguas arriba de la presa, y $Q_h(t)$, el vector de fuerzas hidrodinámicas en el fondo del embalse, son, de la ecuación (1.2.38):

$$\bar{R}_h^i(\omega) = \bar{R}_0^i(\omega) + \sum_{j=1}^J \bar{Z}_j^i(\omega) [\bar{R}_j^f(\omega) + \bar{R}_j^b(\omega)] \quad \dots(1.2.43a)$$

$$\bar{Q}_h(\omega) = \bar{Q}_0^i(\omega) + \sum_{j=1}^J \bar{Z}_j^i(\omega) [\bar{Q}_j^f(\omega) + \bar{Q}_j^b(\omega)] \quad \dots(1.2.43b)$$

en donde los elementos con grados de libertad en x de los vectores $\bar{R}_0^i(\omega)$, $\bar{R}_j^f(\omega)$ y $\bar{R}_j^b(\omega)$ son las fuerzas nodales estáticamente equivalentes para las funciones de presión correspondientes en la cara aguas arriba de la presa: $\bar{p}_0^i(0, y, \omega)$, $\bar{p}_j^f(0, y, \omega)$ y $\bar{p}_j^b(0, y, \omega)$, respectivamente; los elementos con grados de libertad de la coordenada y de los vectores $-\bar{Q}_0^i(\omega)$, $-\bar{Q}_j^f(\omega)$ y $-\bar{Q}_j^b(\omega)$ son las fuerzas nodales estáticamente equivalentes para las funciones de presión correspondientes en el fondo del embalse: $\bar{p}_0^i(x, 0, \omega)$, $\bar{p}_j^f(x, 0, \omega)$ y $\bar{p}_j^b(x, 0, \omega)$, respectivamente. Los elementos de $R_h(t)$ que corresponden para los grados de libertad en la dirección y en la cara aguas arriba de la presa son cero, como son los elementos de $Q_h(t)$ que corresponden a los grados de libertad en la dirección x en el fondo del embalse.

1.2.2.6 Sistema presa-embalse-cimentación de roca

Las fuerzas hidrodinámicas en la cara aguas arriba de la presa y en el fondo del embalse se han expresado en términos de la aceleración de las coordenadas generalizadas: $\bar{Z}_j^i(\omega)$. La substitución de la ecuación (1.2.43) y $\bar{Z}_j^i(\omega) = -\omega^2 \bar{Z}_j^i(\omega)$ dentro de la ecuación (1.2.21), (1.2.22) y (1.2.23) nos conduce a:

$$\tilde{S}(\omega) \bar{Z}^i(\omega) = \tilde{L}^i(\omega) \quad \dots(1.2.44)$$

donde, después de la reestructuración, los elementos de la matriz \tilde{S} y el vector \tilde{L} son dados por:

$$\begin{aligned} \tilde{S}_{nj}(\omega) = & \left[-\omega^2 + (1 + \eta_s) \lambda_n^2 \right] \delta_{nj} + \Psi_n^T \left[\tilde{\ell}_f(\omega) - (1 + i\eta_s) \tilde{\ell}_f(0) \right] \Psi_j \\ & + \omega^2 \{ \Psi_n^f \}^T \left[\bar{R}_j^f(\omega) + \bar{R}_j^b(\omega) \right] \\ & - \omega^2 \{ \Psi_{bn} \}^T \ell_{rq}(\omega) \ell_{qq}^{-1}(\omega) \left[\bar{Q}_j^f(\omega) + \bar{Q}_j^b(\omega) \right] \end{aligned} \quad \dots(1.2.45a)$$

$$\tilde{L}_n^i = -\Psi_n^T m_c 1_c^i + \{ \Psi_n^f \}^T \bar{R}_0^i(\omega) - \{ \Psi_{bn} \}^T \ell_{rq}(\omega) \ell_{qq}^{-1}(\omega) \bar{Q}_0^i(\omega) \quad \dots(1.2.45b)$$

Las ecuaciones (1.2.44) y (1.2.45) contienen los efectos de interacción presa-agua, de interacción presa-cimentación de roca y de interacción presa-agua-cimentación de roca. Los efectos del fondo del embalse absorbente son contenidos en los términos hidrodinámicos:

$$\bar{R}_0^i(\omega), \bar{R}_j^f(\omega), \bar{R}_j^b(\omega), \bar{Q}_0^i(\omega), \bar{Q}_j^f(\omega) \text{ y } \bar{Q}_j^b(\omega).$$

Puede demostrarse a través de ejemplos numéricos que algunos términos de la ecuación (1.2.45) son relativamente pequeños. Despreciando éstos términos de las expresiones (1.2.45) nos lleva a la forma final para los elementos de \tilde{S} y \tilde{L} :

$$\tilde{S}_{nj}(\omega) = [-\omega^2 + (1 + i\eta_s)\lambda_n^2]\delta_{nj} + \Psi_n^T [\tilde{\ell}_j(\omega) - (1 + i\eta_s)\tilde{\ell}_j(0)]\Psi_j + \omega^2 \{\Psi_n^f\}^T \bar{R}_j^f(\omega) \quad \dots(1.2.46a)$$

$$\tilde{L}_n^l = -\Psi_n^T m_c 1_c^l + \{\Psi_n^f\}^T \bar{R}_0^l(\omega) \quad \dots(1.2.46b)$$

Las ecuaciones (1.2.44) y (1.2.46) representan las ecuaciones de las funciones de respuesta de frecuencia compleja: $\bar{Z}_j^l(\omega)$, $j=1,2,\dots,J$, para las coordenadas generalizadas que corresponden a los vectores de Ritz incluidos en el análisis. La matriz $\tilde{S}(\omega)$ y el vector $\tilde{L}(\omega)$ son determinados conforme a la ecuación (1.2.46) para cada frecuencia ω de la excitación sísmica y la ecuación (1.2.44) se resuelve para dar: $\bar{Z}_j^l(\omega)$. La solución para cada una de las frecuencias de la excitación que cubren el rango del sismo da la respuesta estructural completa para las coordenadas generalizadas.

1.2.2.1 Singularidades de respuesta al movimiento del terreno horizontal.

Elementos de la matriz $\tilde{S}(\omega)$ y el vector de carga $\tilde{L}^x(\omega)$ son computados para una frecuencia ω usando la ecuación (1.2.46) junto con las funciones de presiones: \bar{p}_0^l y \bar{p}_j de las ecuaciones (1.2.39). Las funciones de presión y de las fuerzas nodales correspondientes: \bar{R}_0^x y \bar{R}_j , son ilimitadas en: $\omega = \omega_m^r$, donde: $\omega_m^r = (2m-1)\pi C/2H$, es la m -ésima frecuencia de resonancia del dominio del fluido. Por consiguiente, los elementos de $\tilde{S}(\omega)$ y $\tilde{L}^x(\omega)$ son ilimitados en estas frecuencias.

Cuando $J=1$, es decir cuando sólo un modo de vibración de la presa es considerado en el análisis, las ecuaciones J de la ecuación (1.2.46) se reducen a una ecuación y la respuesta a: $\omega = \omega_m^r$ puede ser obtenida a través de un proceso limitado. Sin embargo, cuando $J > 1$, es decir cuando más de un modo es considerado en el análisis, el proceso limitado produce un sistema de ecuaciones tal que $S(\omega)$ es singular para $\omega = \omega_m^r$. En particular, todas las ecuaciones de m llegan a ser idénticas y ninguna solución puede obtenerse.

Esta degeneración de las ecuaciones puede ser considerada como una limitación del método de análisis de la subestructura. Sin embargo, esta limitación no es de consecuencia práctica en la obtención de la respuesta sísmica. Pueden obtenerse valores numéricos para las respuestas de frecuencia para valores de ω arbitrariamente cerca de ω_m^r . Las singularidades de ω_m^r constituyen un conjunto discreto y por lo tanto no afecta los valores de las integrales de Fourier que nos conducen a la respuesta sísmica del sistema.

1.2.3 Respuesta arbitraria al movimiento del terreno

Una vez que las funciones de respuesta de frecuencia compleja $\bar{Z}_n^x(\omega)$ y $\bar{Z}_n^y(\omega)$, $n=1,2,\dots,J$, han sido determinadas para resolver la ecuación (1.2.44) para un rango apropiado de la frecuencia de excitación ω , las respuestas para un movimiento del terreno arbitrario pueden ser obtenidas como la superposición de las respuestas para las componentes armónicas individuales de la excitación a través de la integral de Fourier:

$$Z_n^l(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \bar{Z}_n^l(\omega) A_g^l(\omega) e^{i\omega t} d\omega; l = x, y \quad \dots(1.2.47)$$

en donde: $A_g^l(\omega)$ es la transformada de Fourier de $a_g^l(t)$:

$$A_g^l(\omega) = \int_0^d a_g^l(t) e^{-i\omega t} dt; l = x, y \quad \dots(1.2.48)$$

en donde: d es la duración del movimiento del terreno.

Las integrales de Fourier de las ecuaciones (1.2.47) y (1.2.48) son computadas en su forma discreta usando el algoritmo de la transformada rápida de Fourier.

La respuesta combinada $Z_n(t)$ para las componentes horizontal y vertical del movimiento del terreno que actúan simultáneamente son:

$$Z_n(t) = Z_n^x(t) + Z_n^y(t) \quad \dots(1.2.49)$$

Repetiendo este procedimiento para todos los valores necesarios de n , la respuesta de los desplazamientos son obtenidas por la transformación de las coordenadas generalizadas para los puntos nodales de acuerdo a la ecuación:

$$r_c(t) = \sum_{n=1}^J Z_n(t) \Psi_n \quad \dots(1.2.50)$$

Los esfuerzos $\sigma_p(t)$ en el elemento finito p para cualquier instante de tiempo son relacionados para los desplazamientos de los puntos nodales $r_p(t)$ por:

$$\sigma_p(t) = T_p r_p(t) \quad \dots(1.2.51)$$

donde: T_p es la matriz de transformación de esfuerzos para el elemento finito p . Para cualquier instante de tiempo, los esfuerzos a lo largo de la presa son determinados por el desplazamiento de los puntos nodales por la aplicación de la transformación de la ecuación (1.2.51) para cada elemento finito.

1.2.4 Análisis de esfuerzos estáticos

Las ecuaciones de equilibrio para una presa sujeta únicamente a presiones hidrostáticas y fuerzas asociadas con su propio peso pueden ser obtenidas como un caso especial de las ecuaciones dinámicas [ecuación (1.2.11)]:

$$\begin{bmatrix} k & k_b \\ (k_b)^T & k_{bb} + \underline{\ell}_f(t) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r \\ r_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots(1.2.52)$$

El vector de cargas estáticas es denotado por R y la flexibilidad de la cimentación roca es representada por la matriz de rigidez de la cimentación para frecuencias cero.

En principio, la ecuación (1.2.52) puede resolverse directamente para los desplazamientos de los puntos nodales deseados que son el resultado de las cargas de gravedad. En la práctica, esta aproximación directa puede ser poco satisfactoria porque los desplazamientos r y r_b incluyen componentes de cuerpos rígidos grandes que no tienen efecto en los esfuerzos de la presa. Para evitar esta dificultad, los desplazamientos totales se expresan como la suma de los desplazamientos del cuerpo rígido más un incremento debido a la deformación, es decir:

$$\begin{Bmatrix} r \\ r_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} r_0 \\ r_{0b} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \tilde{r} \\ \tilde{r}_b \end{Bmatrix} \quad \dots(1.2.53)$$

en donde el subíndice 0 se refiere a los desplazamientos del cuerpo rígido, y la tilde identifica a las componentes de los desplazamientos relativos. El cuerpo rígido y los desplazamientos relativos para la base de la presa son mostrados en la figura 1.2.4.

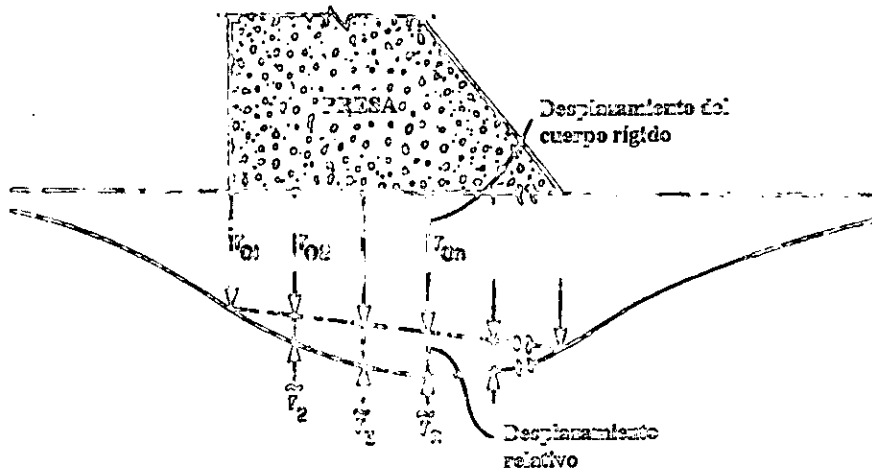


Figura 1.2.4 Cuerpo rígido y desplazamientos relativos en la base de la presa.

Introduciendo la ecuación (1.2.53) en la ecuación (1.2.52) obtenemos:

$$\begin{bmatrix} k & k_b \\ (k_b)^T & k_{bb} + \underline{\ell}_f(0) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_0 \\ r_{0b} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k & k_b \\ (k_b)^T & k_{bb} + \underline{\ell}_f(0) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{r} \\ \tilde{r}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots(1.2.54)$$

Pero debido a que los desplazamientos del cuerpo rígido no producen fuerzas en la estructura, esto puede ser escrito como:

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \underline{\ell}_f(0) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r \\ r_{0b} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k & k_b \\ (k_b)^T & k_{bb} + \underline{\ell}_f(0) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{r} \\ \tilde{r}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots(1.2.55)$$

Designando las fuerzas de la cimentación (para la superficie de la cimentación de roca) asociado con los desplazamientos del cuerpo rígido por: R_{ob} , donde:

$$R_{ob} = \underline{\ell}_f(0) r_{ob} \quad \dots(1.2.56)$$

la ecuación (1.2.55) puede ser escrita como sigue:

$$\begin{bmatrix} k & k_b \\ k_b^T & k_{bb} + \underline{\ell}_f(0) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{r} \\ \tilde{r}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R \\ -R_{ob} \end{Bmatrix} \quad \dots(1.2.57)$$

La ecuación (1.2.57) proporciona un medio para resolver directamente para los desplazamientos relativos; los desplazamientos del cuerpo rígido únicamente entran en la evaluación de las fuerzas de la cimentación del cuerpo rígido R_{ob} . Para evaluar estas fuerzas, es conveniente expresar los desplazamientos del cuerpo rígido r_{ob} en términos de:

$$r_{cg} = \begin{Bmatrix} u_{cg} \\ v_{cg} \\ \Theta_{cg} \end{Bmatrix}$$

las tres componentes del desplazamiento del centro de gravedad (c.g.) de la base (figura 1.2.5):

$$r_{ob} = Dr_{cg} \quad \dots(1.2.58)$$

donde la matriz de transformación D involucra sólo la geometría de la localización de los puntos nodales de la base y el c.g. de la base.

Semejantemente, la resultante de las fuerzas de la base R_{cg} correspondientes con los desplazamientos r_{cg} pueden ser expresados en términos de las fuerzas nodales R_{ob} como sigue:

$$R_{cg} = D^T R_{ob} \quad \dots(1.2.59)$$

donde:

$$R_{cg} = \begin{Bmatrix} U \\ V \\ M \end{Bmatrix}$$

en donde: U = fuerza horizontal resultante
 V = fuerza vertical resultante
 M = momento resultante sobre el centro de gravedad

Introduciendo las ecuaciones (1.2.56) y (1.2.58) dentro de la ecuación (1.2.59):

$$R_{cg} = D^T R_{ob} = D^T \underline{\ell}_f(0) r_{ob} = D^T \underline{\ell}_f(0) Dr_{cg}$$

del que $R_{cg} = \underline{\ell}_{f0} r_{cg}$ (1.2.60)

si el símbolo: $\underline{\ell}_{f0} = D^T \underline{\ell}_f(0) D$ (1.2.61)

se usa para representar la matriz de rigidez de la cimentación del cuerpo rígido.

Resolviendo la ecuación (1.2.60) para los desplazamientos del cuerpo rígido:

$$r_{cg} = \underline{\ell}_{f0}^{-1} R_{cg}$$

y haciendo uso de las ecuaciones (1.2.58) y (1.2.56), las fuerzas nodales R_{0b} asociadas con los desplazamientos del cuerpo rígido son expresados en términos de R_{cg} , siendo las fuerzas resultantes para la base debido a todas las cargas aplicadas R :

$$R_{0b} = \underline{\ell}_f(0) D \underline{\ell}_{f0}^{-1} r_{cg}$$
(1.2.62)

Con este resultado el lado derecho de la ecuación (1.2.57) es conocido. Esta ecuación puede resolverse para los desplazamientos nodales relativos, por lo que todos los esfuerzos deseados en la presa pueden ser encontrados.

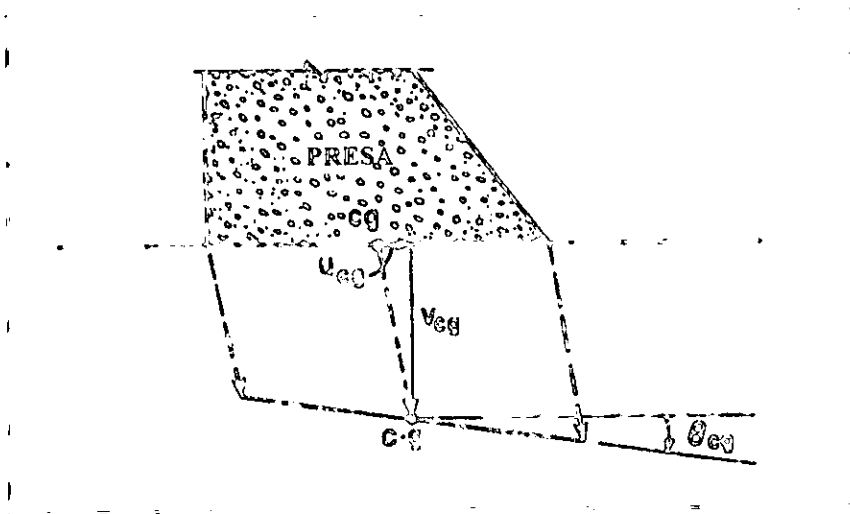


Figura 1.2.5 Desplazamientos del cuerpo rígido en el centro de gravedad de la base de la presa.

2. DESCRIPCIÓN DE LA PRESA TRIGOMIL

2.1 Información general

a) **Localización geográfica.** La Presa General Ramón Corona Madrigal (Trigomil), se localiza sobre el río Ayuquila, aproximadamente 15 km aguas abajo de la presa Tacotán, encontrándose al oeste del poblado Unión de Tula, Jalisco. Geográficamente se ubica en la intercepción del paralelo 19°58' latitud norte y el meridiano 104°22' longitud oeste (ver figura 2.1). La zona elegida para la construcción, está entre la también Presa de Almacenamiento "Tacotán" y la Derivadora "El Corcovado".

b) **Vías de comunicación.** El acceso desde Guadalajara es a través de la carretera federal número 80, en su tramo Guadalajara-Barra de Navidad, de la cual se recorren 166 km para cortar al lado derecho por un camino de terracería de aproximadamente 14 km hasta donde se localiza la presa.

c) **Finalidad y breve descripción de la obra.** El objetivo principal de la presa Trigomil es consolidar y ampliar el Distrito de Riego "El Grullo-Autlán" y, adicionalmente, controlar las avenidas del río Ayuquila, en el tramo Tacotán-Trigomil.

La obra aprovecha los escurrimientos de los ríos Ayuquila, San Antonio y Ayutla, tiene una capacidad total de almacenamiento de 324 millones de metros cúbicos y su cortina es de gravedad, de concreto compactado con rodillo (CCR), tiene una altura de 107 m y 250 m de longitud, además de un vertedor de demasías con perfil en cimacio tipo Creager, ubicado al centro de la sección de gravedad, con capacidad de 3 655 m³/s, para riego y futuro uso en generación eléctrica.

2.2 Cuenca del río Armería y subcuenca del Ayuquila

Localizada en la vertiente del Océano Pacífico, la cuenca del río Armería abarca una extensión territorial aproximada de 9 795 km² dentro de los estados de Jalisco y Colima, pero principalmente Jalisco.

La porción alta de la cuenca, ubicada en el estado de Jalisco, comprende dos subcuencas principales. La primera corresponde a la cuenca del río Ayuquila, que se forma de varios tributarios pequeños; en un primer tramo recibe el nombre de Atenango, y se desarrolla en dirección sur-suroeste, para adoptar el nombre de Ayutla, antes de la presa Tacotán. Más adelante, a la altura de la presa derivadora El Corcovado, toma el nombre de Ayuquila, después de un recorrido de 130 km, a lo largo del cual recibe aportaciones de distintos tributarios.

La segunda subcuenta corresponde a la del río Tuxcacuesco, el cual se origina, por el norte, en sus tributarios Ferrería y San Miguel. Después de la confluencia de éstos, aguas arriba de la presa Basilio Badillo, se desarrolla a lo largo de 30 km en dirección sur, hasta recibir por la margen izquierda las

aportaciones de los ríos Tonaya y Jiquilpan; después de recorrer 20 km en la misma dirección, confluye con el río Ayuquila para formar lo que es propiamente el río Armería.

El Armería, a partir de este sitio y en la porción baja de su cuenca, completa su recorrido en dirección sur para sumar 100 km más, hasta su desembocadura en Boca Pascuales, localizada a 40 km del puerto de Manzanillo, Colima.

En la porción alta de la cuenca del río Armería, dentro del estado de Jalisco, se localizan las obras de almacenamiento y regulación existentes, así como una parte de la demanda de agua para riego. En la cuenca baja, dentro del estado de Colima, se concentra aparentemente la mayor parte de la demanda de agua, pero no se cuenta con obras de regulación, aún cuando se capta una parte sustancial de las aportaciones por cuenca propia.

El volumen medio anual de escurrimientos en la cuenca del río Armería es de 1 119 millones de m^3 , aforado en la estación Coliman, a quince km de su desembocadura. A este volumen se agregan las extracciones de agua para riego de más de 45 mil hectáreas abiertas al cultivo en toda la cuenca, que asciende a más de 800 millones de m^3 anuales, menos sus retornos respectivos.

Los volúmenes de agua que llegan al mar son consecuencia de la concentración temporal de los escurrimientos en la época de lluvias, aunado a la baja capacidad de regulación mediante infraestructura. Antes de la presa Trigomil la capacidad de almacenamiento era del orden de 325 millones de m^3 , en la porción alta de la cuenca, la cual resulta insuficiente para lograr la regulación necesaria. En la subcuenca del río Ayuquila existen actualmente alrededor de 11 350 hectáreas con riego. Aguas abajo de la presa derivadora El Corcovado, se localizan las cerca de 9 000 hectáreas que habrán de beneficiarse con las aguas reguladas por la presa Trigomil.

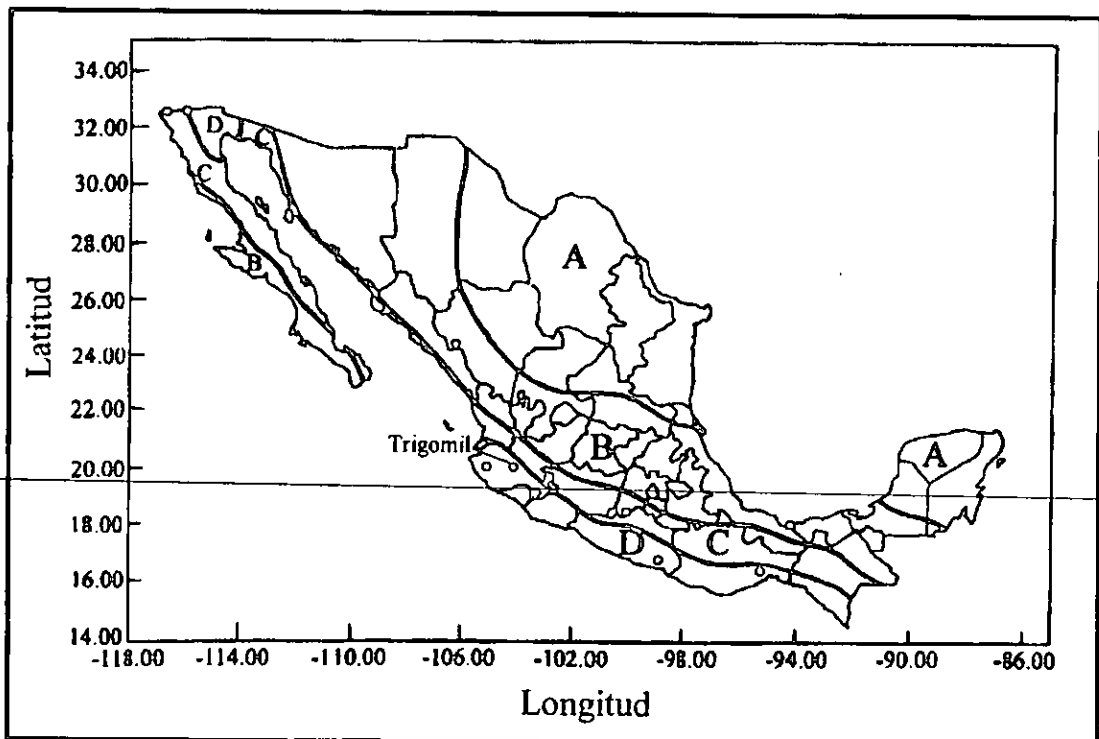


Figura 2.1 Localización de la presa de almacenamiento General Ramón Corona (Trigomil) en el mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana. El peligro sísmico aumenta de la zona A hacia la D.

2.3 Aspectos Hidrológicos

a) Región hidrológica

Corresponde a la Región 16 Armería-Coahuayana

Area de la cuenca Trigomil

997.90 km²

Area de la cuenca Trigomil-Tacotán

2 164.90 km²

b) Período observado

1943 - 1977

c) Escurrimiento anual

Mínimo:

47.3 millones de m³

Medio:

131.8 millones de m³

Máximo:

317.7 millones de m³

d) Gastos

Máximo observado:

1 612 m³/s, 10 de octubre de 1943

Avenida de diseño:

4 000 m³/s

Periodo de retorno:

10 000 años

e) Capacidades de almacenamiento

| Capacidad | Almacenamiento (millones de m ³) | Elevación (m) |
|---------------------|---|------------------|
| Azolves | 25 | |
| Util | 225 | 1 201.40 NAMO |
| Control de Avenidas | 74 | 1 209.36 NAME |
| Total: | 324 | |

f) Borde Hbra

2.94 m

g) Area de embalse

864 ha al NAMO

1 008 ha al NAME

La capacidad de la presa Trigomil se determinó a partir de una serie de simulaciones hidrológicas que consideraron los diferentes aprovechamientos existentes y el potencial de tierras para la agricultura de riego. De esta manera, junto con las dimensiones de la presa, fue posible definir la nueva superficie de riego que podía dominarse con la presa Trigomil, así como los volúmenes regulados que permitirían apoyar el riego en la porción baja de la cuenca.

Con la simulación hidrológica se pudo apreciar que los escurrimientos durante el estiaje son de suma importancia para completar las demandas de agua, no solamente en las áreas de riego de Colima, sino también en la zona de Autlán. En estas condiciones, se hace evidente la necesidad de reglamentar el aprovechamiento de la cuenca alta, a fin de garantizar un flujo base en los ríos y sus afluentes para el aprovechamiento adecuado de la zona de riego en la cuenca baja.

Los análisis hidrológicos mostraron que, una vez puesta en operación la presa Trigomil, existirá todavía un excedente anual promedio de 712 millones de m³ no aprovechados; es decir, más del 50 % del escurrimiento anual total, frente a un déficit global promedio de 119 millones de m³. De ahí, la recomendación de realizar los estudios correspondientes que permitan identificar y construir, en su caso, obras de regulación adicionales.

2.4 Geología

a) Regional. En la región afloran principalmente rocas ígneas extrusivas y plutónicas representadas las primeras por brechas y tobas de composición ácida a básica con predominancia de rocas andesíticas y las segundas son rocas graníticas en la parte inferior, siendo éstas últimas las que afloran en la zona donde se localizó la boquilla, cuya edad varía del Oligoceno al Plioceno.

b) Del vaso. En el área del vaso, unos 400 m aguas arriba de la boquilla y sobre la derecha aparecen tobas y brechas andesíticas que se prolongan 1.50 km en una zona encañonada, aflorando enseguida andesitas masivas, gris y café rojizo que tienden a desaparecer casi al final del vaso.

Sobre el lado derecho y en la confluencia con el arroyo San Antonio existen una serie de exposiciones de andesita gris; del lado izquierdo del arroyo, dicha roca es cubierta por tobas y brechas andesíticas en unos 700 m. En la parte media del vaso, las andesitas vuelven a ser cubiertas por las brechas y tobas.

c) De la boquilla. La boquilla topográficamente es ligeramente asimétrica, en vista de que la ladera derecha es casi vertical y la opuesta tiene menos pendiente. Fue labrada por el río Ayuquila en rocas plutónicas (pórfido granítico) con fenocristales de feldespato y cuarzo. Estas rocas se encuentran intrusionadas por pequeños diques de diorita gris verdosa mineralizada con piritita y calcopiritita en la parte superior de la ladera izquierda. En la parte superior de la ladera derecha (cota 1 230) aflora un microgranito, color rosado, de grano fino.

Descendiendo hacia el cauce, en las cotas 1 150 y en ambas laderas se observa un sistema de fracturas con rumbo NE 60° SW las principales, cortadas transversalmente (NE-SE) formando pequeños bloques. Estas fracturas se pierden superficialmente hacia aguas abajo y arriba y tienden a cerrarse a profundidad.

En la zona del cauce y sobre la margen izquierda aflora el pórfido granítico café rojizo y del lado derecho está expuesto el microgranito color rosado. En la parte central del cauce se encontraron boleos de 0.95 m y bloques de pórfido granítico hasta de 1 m de diámetro, así como marmitas labradas en el pórfido granítico.

Fueron excavadas seis galerías en las laderas o empotramientos de la cortina, tres en cada margen, concretamente en las elevaciones 1 140 msnm, 1 180 msnm y 1 212.30 msnm. Las cuatro más bajas son de 50 m de longitud cada una. Con respecto a las de 1 212.30 msnm, elevación de corona, en la margen derecha la primera y en la margen izquierda la segunda, sus medidas son de 30 y 15 m, respectivamente. La sección transversal de esta galería es de tipo "Medio Punto", con dimensiones de 3.20 m de altura y de 3.10 m de ancho; tiene pendientes de 0.001 del fondo de la galería hacia la cortina. Estas galerías de exploración geotécnica permitieron efectuar una serie de ensayos geomecánicos para determinar las propiedades de esfuerzo-deformación de la roca en la ladera. Para ello, fue necesario llevar a cabo excavaciones de detalle, las que se denominan "nichos". También se efectuaron sondeos geomecánicos con gato Goodman para determinar las propiedades esfuerzo-deformación de la roca.

Las galerías en las márgenes izquierda y derecha quedaron comunicadas por otra que atraviesa la cortina, cuyo acceso es por aguas abajo. Las galerías servirán para extraer los pequeños gastos de filtraciones que pudieran existir.

d) **Sismología.** De acuerdo con el mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana, que se muestra en la figura 2.1, la presa Trigomil se ubica en la zona D, la cual corresponde a la de más alto riesgo sísmico en México, por lo que se consideró un factor por sismos de 0.17; de esta manera, la obra queda comprendida entre las que tienen un buen sistema de seguridad al respecto. Además, no se han registrado sismos importantes en la región durante los últimos años. Siendo, el último sismo registrado cerca de la zona de ubicación de la presa Trigomil, hasta antes de la terminación de esta tesis, el 6 de Marzo del año 2000 y cuyos parámetros epicentrales reportados por el Servicio Sismológico Nacional fueron:

Hora: 22:32:18 (GMT)

Latitud N: 19.240

Longitud W: 104.090

Magnitud (M): 5.3

Profundidad (km): 6

Ubicación: costa de Jalisco-Colima.

2.5 Obra de desvío

a) **Descripción.** La obra de desvío consistió en tres ductos: dos de 4.75 m de diámetro y el restante de 4.50 por 8 m de altura; con ello fue posible encauzar el río en época de lluvias, así como facilitar las operaciones de colocación de tubería y de válvulas en la toma provisional.

2.6 Cortina

La construcción de la presa de almacenamiento Trigomil involucró el empleo de una tecnología relativamente nueva, la cual hace uso del concreto compactado con rodillo (CCR).

El CCR se comenzó a emplear en la década de los setenta: fue dado a conocer en encuentros de la Comunidad de Constructores de Presas de los Estados Unidos, dictadas en las conferencias en Asilomar, California, entre los años 1970 y 1972.

Fue durante la segunda conferencia, titulada "Construcción Económica de Presas de Concreto", cuando Rober W. Cannon presentó la ponencia "Construcción de Presas de Concreto Usando Métodos de Compactación de Tierra". Posteriormente -en el año de 1972-, en el simposio "Nuevos Métodos de Mezclado y Colocación de Concreto", celebrado en Dallas, Texas, Cannon mostró los resultados positivos de pruebas aplicadas a concreto transportado por camiones, extendido por un cargador frontal y compactado con rodillo vibratorio.

Asimismo, el Cuerpo de Ingenieros del ejército de los Estados Unidos realizó extensos estudios de factibilidad sobre este material, el cual también fue probado en Japón. Pero no fue hasta 1982, que se dio fin a la presa Willow Creek en Hepper, Oregón, E.U., que fue donde se construyó una presa de 52 m de altura hecha exclusivamente con CCR en 5 meses, con lo cual se generalizó su uso en todo el mundo y siendo la presa Shimajigawa, en Japón (1978-1981), la primera que se construyó en el mundo con el método de CCR.

a) **Características de la cortina.** La presa consta de una cortina de sección de gravedad de concreto compactado con rodillo (CCR), la segunda construida en el país con este procedimiento (la primera construida con CCR fue la presa La Manzanilla ubicada sobre el arroyo de Ibarilla, a unos 14 km al noreste de la ciudad de León, Guanajuato), con una altura desde el desplante (lecho del río) de 107 m; una longitud de 250 m y un ancho de corona de 5.80 m. El paramento aguas arriba es vertical de la elevación 1 165 msnm a la elevación de la corona 1 212.30 msnm y de la elevación 1 165 msnm hasta su desplante cambia a un talud de 0.24:1. El paramento de aguas abajo es vertical de la elevación 1 202.15 msnm a la elevación de la corona y de la elevación 1 202.15 msnm hasta su desplante tiene un talud de 0.8:1.

Las galerías en los niveles inferiores en las laderas izquierda y derecha quedaron comunicadas por otras que atraviesan la cortina, cuyos accesos son por aguas abajo. Estas galerías permiten extraer los gastos de filtraciones y para inspección. Una vez terminada la limpia y el amacice de la roca en la zona del cauce, se colocaron monolitos de concreto masivo de $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ hasta la elevación 1 125.60 msnm, colocando CCR desde esa elevación hasta la 1 212 msnm, 30 cm debajo de la corona, para terminar con un colado de concreto convencional y colocar finalmente un barandal de tubo galvanizado de 10 cm de diámetro en ambos lados de la corona (ver figura 2.2.).

El elemento impermeable de la cortina se localiza en el paramento aguas arriba, formado por una pantalla de concreto convencional $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ entre el CCR y formas prefabricadas autosoportables de concreto de 0.6 x 0.9 m, que sirvieron como cimbra y forman la cara de aguas arriba; la pantalla tiene un espesor mínimo de 1.50 m entre las elevaciones 1 125.60 y 1 151 msnm, 1 m entre esta última y la 1 176 msnm y 0.50 m de la anterior hasta la corona (ver figura 2.3). Entre las laderas y el CCR, se colocó concreto convencional con un ancho mínimo de 0.5 m y la misma resistencia que en la pantalla impermeable. Con objeto de disponer de un acceso entre ambas laderas durante la construcción, se construyó una banqueteta de CCR con un ancho de 5 m a la elevación 1 202.15 msnm sobre el talud de aguas abajo en la sección no vertedora.

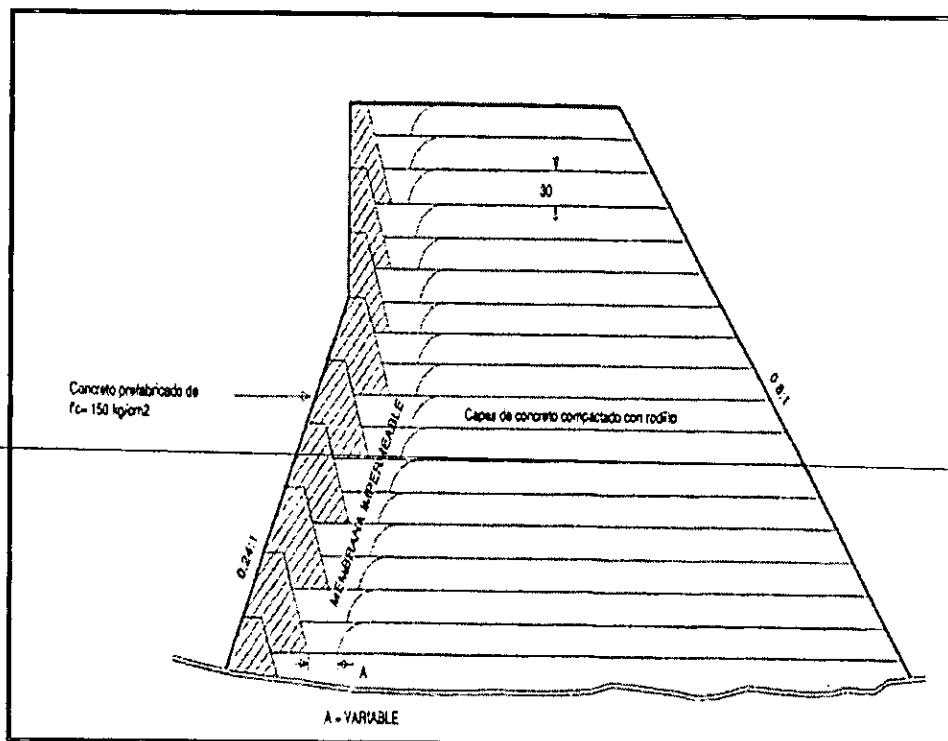


Figura 2.2 Detalle del proceso de colocación de capas de concreto compactado con rodillo.

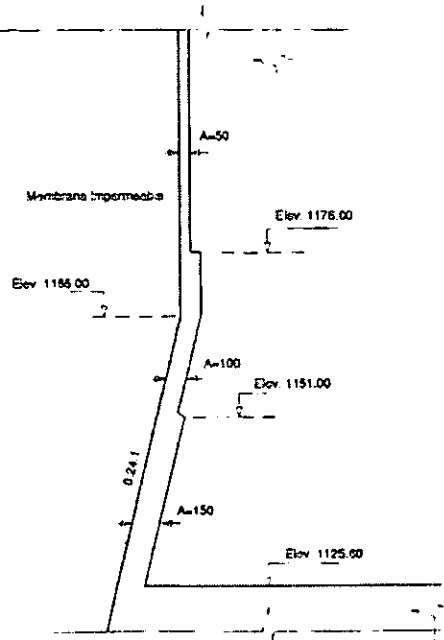


Figura 2.3 Espesor de membrana impermeable.

b) **Características del concreto compactado con rodillo (CCR).** El CCR es un material de concreto seco que ha sido compactado por vibración externa mediante rodillos vibratorios.

Difiere del concreto convencional principalmente por su consistencia. Tiene que ser lo suficientemente seco y a la vez húmedo para soportar el peso del equipo vibratorio, en el primer caso, y para permitir una distribución adecuada del cementante a lo largo de la masa durante el mezclado y el proceso de vibración, en el segundo caso. La consistencia requerida tiene un efecto directo en la proporción de la mezcla.

En estado de descompactación, la apariencia del concreto adecuado para la compactación con rodillos difiere significativamente de la del concreto convencional y, además, tiene un hundimiento medible. Todas las mezclas granulares de este tipo se pueden compactar totalmente a la máxima densidad accesible mediante vibración suficiente; sin embargo, el esfuerzo vibratorio requerido para esto es mucho mayor que el requerido para el concreto de revenimiento medible. El tiempo de compactación se puede utilizar como una medida de la consistencia del concreto y la eficacia del equipo de compactación; la máxima densidad accesible para una mezcla dada varía con el contenido de vacíos de los agregados y el mortero usado.

La selección y control de la granulometría de los agregados son factores importantes que influyen en la calidad y propiedades del CCR, aunque los requerimientos de calidad de los agregados utilizados en el concreto no se ven influidos directamente por los requerimientos de resistencia del concreto. La variabilidad del agregado sí afecta significativamente los requerimientos de cemento y agua de la mezcla que, a su vez, alteran la resistencia y la fluidez. La granulometría ideal para cubrir los requerimientos mínimos de la pasta será la que produzca la máxima densidad variable en seco, con la mínima área de superficie, pero además, tomando en cuenta los resultados de estudios efectuados por la Comisión Nacional del Agua, la granulometría seleccionada debe estar complementada con porcentaje de finos no plásticos que pueden ser cenizas volantes o limos; la proporción tentativa de estos materiales fluctúa entre

5 y 6% en peso. La inclusión de estos agregados es requerida para desalojar la mayor cantidad de vacíos que pudiera ayudar a contrarrestar la permeabilidad del concreto.

El concreto adecuado para compactación con rodillos puede ser fabricado con cualquiera de los tipos de cemento Pórtland básicos y con cualquier clase de puzolana, pero con un bajo contenido de álcalis, con el objeto de bajar el calor de hidratación producido por los mismos: la selección del tipo de cemento se basa en los requisitos estructurales y no en el método de colado y compactación del concreto. Aunque se deben observar las especificaciones estándar para puzolanas, a fin de determinar la conveniencia y, en su caso, el tipo de puzolana que pueda utilizarse; la elección definitiva de ésta debe basarse en su comportamiento y en el concreto requerido para la obra, de acuerdo con las pruebas pertinentes. La diferencia fundamental en la selección y el proporcionamiento de los cementos y la puzolana que se emplean en el CCR y los utilizados en concretos para fines estructurales normales radica en el empleo de mayores volúmenes de puzolanas y en la menor importancia de éstas en la trabajabilidad.

El proporcionamiento utilizado para un metro cúbico fue de 148 kg de cemento tipo II, 127 litros de agua, 47 kg de ceniza volante sin propiedades cementantes y 2 091 kg de grava con arena con tamaño máximo de agregado de 72.2 mm (3"), cuya distribución por tamaños se muestra en la figura 2.4. Para obtener una buena unión entre las capas del CCR cuando se producía una junta fría (más de 6 horas), se colocó en toda la superficie, una capa de 8 cm de CCR de liga, que es el mismo CCR sin grava de 38.1 mm (1 ½") a 76.2 mm (3"). Los agregados fueron obtenidos mediante trituración del pórfido granítico. La granulometría de agregados controlada que se elaboró en una mezcladora de producción continua (pugmill), se transportó por medio de bandas y tuberías de acero, se colocó y compactó con una maquinaria para terracerías.

El CCR se debe colocar en capas lo suficientemente delgadas que permitan una compactación completa mediante el equipo de construcción disponible. Los espesores de capa óptimos, mismos que varían desde 20 hasta 30 cm se colocan y se consolidan con equipos convencionales de movimiento de tierras o de pavimentación (conformadoras, aplanadoras, y demás). En los proyectos donde se necesitan capas múltiples, es esencial la adopción de un procedimiento de construcción que asegure una adherencia correcta entre las capas. El método que se use para tender el CCR constituirá un factor fundamental para controlar la producción.

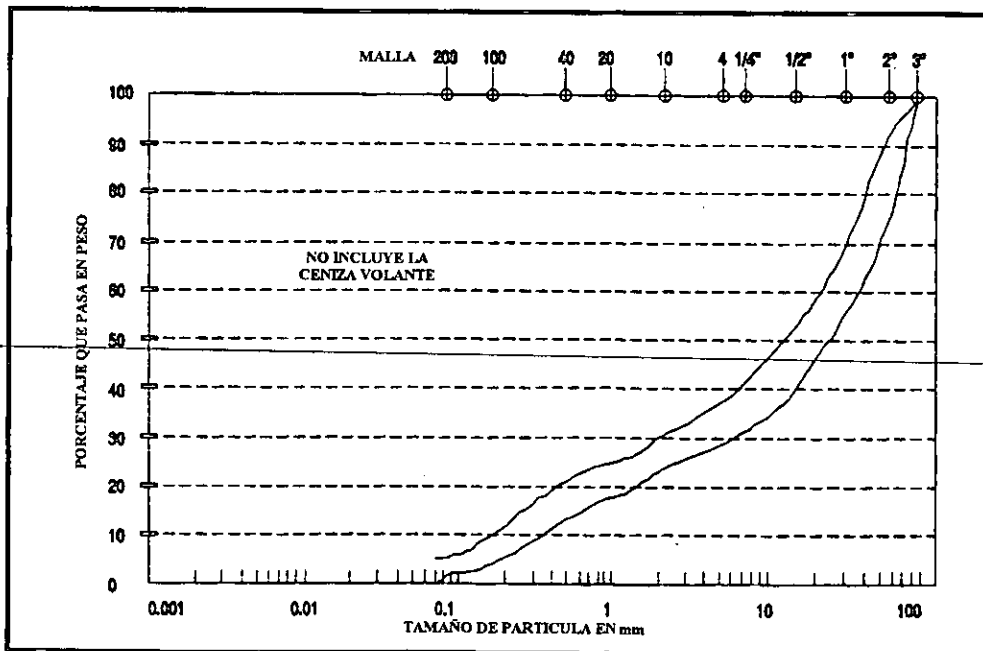


Figura 2.4 Granulometría de agregados del concreto compacto con rodillos (CCR).

c) **Tratamiento de la cimentación.** Una vez concluidas las excavaciones de limpia, que consistieron en la remoción del suelo vegetal y del material alterado, se inició la perforación de barrenos para llevar a cabo un tratamiento de inyectado para mejorar las condiciones de impermeabilidad y capacidad de carga bajo la cortina.

Se requirió la ejecución de un tapete de consolidación con mezclas agua-cemento-bentonita en el desplante de la cortina, desde la estación 0+000 hasta la estación 0+260 a partir de la superficie de desplante. Las perforaciones se localizaron en forma de cuadrícula de 10 m por lado para inyectarse en primera etapa; en segunda etapa se perforaron barrenos localizados en el centro de la cuadrícula primaria, en aquellas zonas donde los consumos de cemento fueron mayores de 50 kg/m.

De la estación 0+000 a la estación 0+100 la profundidad de los barrenos fue de 15 m inclinados 20° hacia la izquierda, de la estación 0+100 a la estación 0+180 la profundidad fue de 10 m y los barrenos fueron verticales y de la estación 0+180 a la estación 0+260 los barrenos tuvieron una profundidad de 10 m con inclinación de 20° hacia la derecha. En las estaciones donde los barrenos cambiaron de dirección se ejecutaron dos perforaciones, es decir tanto el inclinado a 20° como el vertical.

Adicionalmente, para impermeabilizar una zona con fracturamiento y alta permeabilidad existente en el empotramiento derecho, se realizaron en la estación 0+260, sobre el eje de la cortina, cuatro barrenos de 30 m de profundidad en forma de abanico, el primero vertical y los otros tres a 15, 30 y 45° respecto al primero, todos ellos en un plano vertical.

El inyectado de los barrenos se efectuó con el procedimiento de progresiones ascendentes de 5.00 m de longitud cada una.

Tapete de consolidación en cortina:

| Estación | Inclinación respecto a la vertical | Dirección |
|---------------|------------------------------------|-----------|
| 0+000 a 0+100 | 20° | Izquierda |
| 0+100 a 0+180 | Vertical | ----- |
| 0+180 a 0+260 | 20° | derecha |

d) **Instrumentación.** La cortina cuenta con un sistema de instrumentación para realizar un registro acertado y oportuno de los movimientos y desplazamientos que podría sufrir la estructura. Para ello, cuenta con 6 cuerdas vibrantes (deformímetros) colocados dentro del cuerpo de la cortina y a diferentes elevaciones y que se agrupan en dos cajas de registro en la parte superior de la corona, debidamente identificados.

Para determinar si existe desplazamiento en la cortina, se cuenta con un eje de colimación con 22 testigos a lo largo de la corona, 11 en cada lado, un monumento de centraje forzoso en la ladera izquierda y una mira en la ladera derecha, así como 2 bancos de nivel, el del lado izquierdo a la elevación 1 213.573 msnm en color rojo y el de la derecha a la elevación 1 212.036 msnm en color blanco.

Para el registro de movimientos sísmicos se cuenta con dos casetas ubicadas una sobre la corona junto al vertedor, elevación 1 121.30 msnm y la otra sobre el macizo rocoso en la ladera izquierda a 50 m aguas arriba sobre el camino de acceso a la cortina, elevación 1 213.00 msnm. Las dos estaciones están equipadas con una celda solar ubicada sobre el techo para la generación de energía, debidamente protegida con malla de alambre y en el interior de las mismas cuentan con un indicador de corriente, una batería (acumulador) de carga, un reloj, una lámpara y un acelerógrafo que registra los eventos o movimientos sísmicos en la zona. Todos estos aparatos trabajan con la energía que genera la celda solar.

e) **Electrificación.** La electrificación de la presa la conforman: una subestación en el empotramiento izquierdo de la cortina, elevación 1 212.30 msnm, y los circuitos siguientes: alumbrado de la corona; alumbrado del vertedor; alumbrado de las galerías de inspección y drenaje; alumbrado de la glorieta y la subestación; alumbrado y contactos en la caseta de operación; alumbrado de las cámaras de las válvulas de mantenimiento; alumbrado de la cámara de la válvula de emergencia; alumbrado exterior de las banquetas, elevaciones 1 160.00 y 1 139.50 msnm, accesos a la obra de toma; alumbrado de la escalera aguas abajo; y alumbrado de la glorieta de retorno junto al monumento.

2.7 Obras de toma

a) **Obra de toma provisional.** La presa contó, con una obra de toma provisional (ver figura 2.5), alojada en la margen derecha, con umbral en la elevación 1 119.00 msnm, la cual sirvió tanto para la construcción y cierre de la obra de desvío, como para proporcionar el gasto de 15 m³/s para riego, (gasto de diseño de la estructura) comprometido en operación dentro del área Autlán-El Grullo.

Fue equipada con una estructura de rejas en su acceso, tubería spiroforme de 1.54 m (61") de diámetro, colocando en la salida una válvula de mariposa de 1.67 m (66") de diámetro, con la cual se suministraba el gasto requerido.

b) **Obra de toma definitiva.** Tiene un gasto de diseño de 30 m³/s al nivel mínimo de operación (elevación 1 164.20 msnm), se encuentra alojada en el lado izquierdo de la cortina (ver figura 2.5), con umbral en la elevación de 1 151.50 msnm; consta de una estructura de rejas en su acceso y de las siguientes partes:

Para la conducción se empleó tubería de acero de 2.13 m (84") de diámetro, con una longitud en tramos rectos de 61.49 m, más dos codos de 51° 21' 25", embebidos en concreto convencional.

Hacia abajo, la tubería conecta a una válvula de mariposa de 2.29 m (90") de diámetro para emergencia accionada con dos brazos unidos a su eje a través de dos gatos hidráulicos operados con la unidad oleodinámica ubicada dentro de la caseta de operación localizada en la elevación 1 139.50 msnm al igual que el tablero general de energía eléctrica; esta válvula está ubicada en la elevación 1 136.00 msnm y queda alojada dentro de una cámara de concreto armado y anclada en un dado de concreto reforzado. La válvula cuenta con un by-pass, que lo integran un tubo de rodeo, dos codos de 90° y 2 válvulas de 0.30 m (12") de diámetro, la primera de compuerta de operación manual y la segunda de mariposa con un actuador para operación eléctrica y manual. Asimismo, se tiene instalada en ese lugar una válvula de admisión y expulsión de aire auxiliado para su mantenimiento con una válvula de compuerta de 0.30 m (12") de diámetro y finalmente integran el conjunto una válvula de 0.05 m (2") de diámetro para toma de agua y una más de 0.10 m (4") de diámetro para drenaje.

La válvula de emergencia conecta a una bifurcación de tubería de acero, ahogada en concreto masivo y en los extremos de la bifurcación se conectaron 2 válvulas de mariposa de 1.37 m (54") de diámetro para mantenimiento, una en cada extremo; cada válvula cuenta con un by-pass con 2 válvulas de 0.15 m (6") de diámetro, una de compuerta y la otra de mariposa de operación manual, una válvula de 0.05 m (2") de diámetro para toma de agua, una válvula de 0.10 m (4") de diámetro para drenaje, una válvula de admisión y expulsión de aire ubicada sobre ésta y un actuador para operar la válvula eléctrica y manualmente.

Las válvulas de mantenimiento se localizan abajo del piso de operación en dos cámaras separadas y se conectan más adelante con 2 válvulas de servicio de chorro divergente de 1.22 m (48") de diámetro para suministrar a través de cada una de ellas un gasto de 30 m³/s. Las válvulas de mantenimiento se encuentran ancladas en la pared de la cámara colindante a la descarga hacia el río Ayuquila, una del lado derecho y la otra del lado izquierdo de dicho muro. Las válvulas de chorro divergente se localizan a

continuación de las de mantenimiento y descargan a dos cámaras de concreto reforzado para disipación de energía.

c) *Caseta de operación.* La caseta de operación aloja: la unidad oleodinámica de la válvula de mariposa de 2.29 m (90") de diámetro; el tablero general de control eléctrico de las 5 válvulas; los dos actuadores de operación manual-eléctrica de las dos válvulas de chorro divergente; y una planta diesel de emergencia de 59 HP y generador de 30 kW/37.5 kVA con su tanque de combustible.

d) *Derivación para C.F.E.* Se dejó una derivación a la izquierda de la tubería principal, antes de la válvula de emergencia para la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) en la elevación 1 140.80 msnm; en ella quedó instalado lo siguiente: una válvula de mariposa de 2.29 m (90") de diámetro operada con dos gatos hidráulicos a través de dos brazos unidos a su eje; una unidad oleodinámica, para accionar los gatos hidráulicos de dicha válvula; 2 tramos adyacentes de tubería de acero, el primero une la válvula con la tubería de presión proveniente de la presa, el segundo quedó colocado delante de la válvula con una tapa ciega, ya que la válvula no se encuentra actualmente en operación; un by-pass, con 2 válvulas de 0.30 m (12") de diámetro, la primera es de compuerta y la segunda de mariposa, a ésta le falta el actuador para su operación eléctrica y un tablero de control eléctrico. Todo este equipo se encuentra dentro de una caseta de concreto reforzado para su protección.

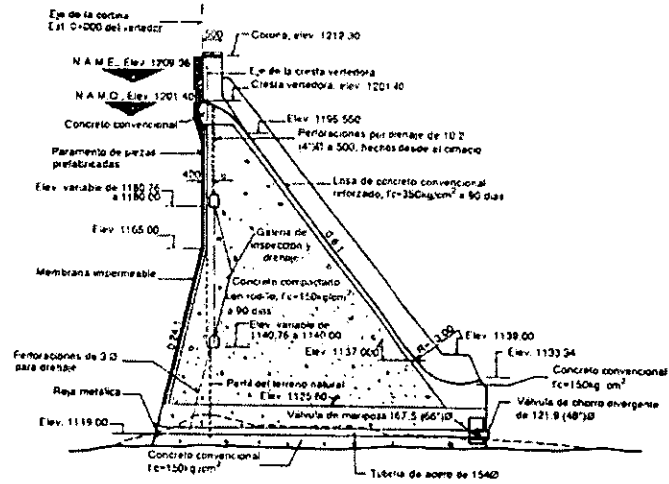
2.3 Vertedor

Está alojado al centro de sección de gravedad; consiste en un cimacio o cresta vertedora a la elevación 1 201.40 msnm, una rápida a base de losa corrida de concreto reforzado de 1.00 m de espesor apoyada y anclada en la cortina, 2 muros de encauce de concreto reforzado de sección trapecial con 0.50 m en la parte superior 1.00 m en la base y una longitud de 100.00 m cada uno con altura variable; está rematado en una estructura disipadora de energía del tipo salto de esquí.

A la elevación 1 160.00 msnm de la rápida, se construyó un aereador transversal para reducir el riesgo de cavitación. Este tipo de dispositivo es el primero que se diseña y construye en el país.

Para el diseño de la cortina y del vertedor se consideró una avenida de diez mil años de periodo de retorno, con un gasto de 4 000 m³/s y el vertedor tiene una longitud de 75.00 m, que le permite descargar 3 655 m³/s, con una carga de 7.96 m.

SECCION VERTEDORA Y OBRA DE TOMA PROVISIONAL DE TOMA PROVISIONAL



PLANTA

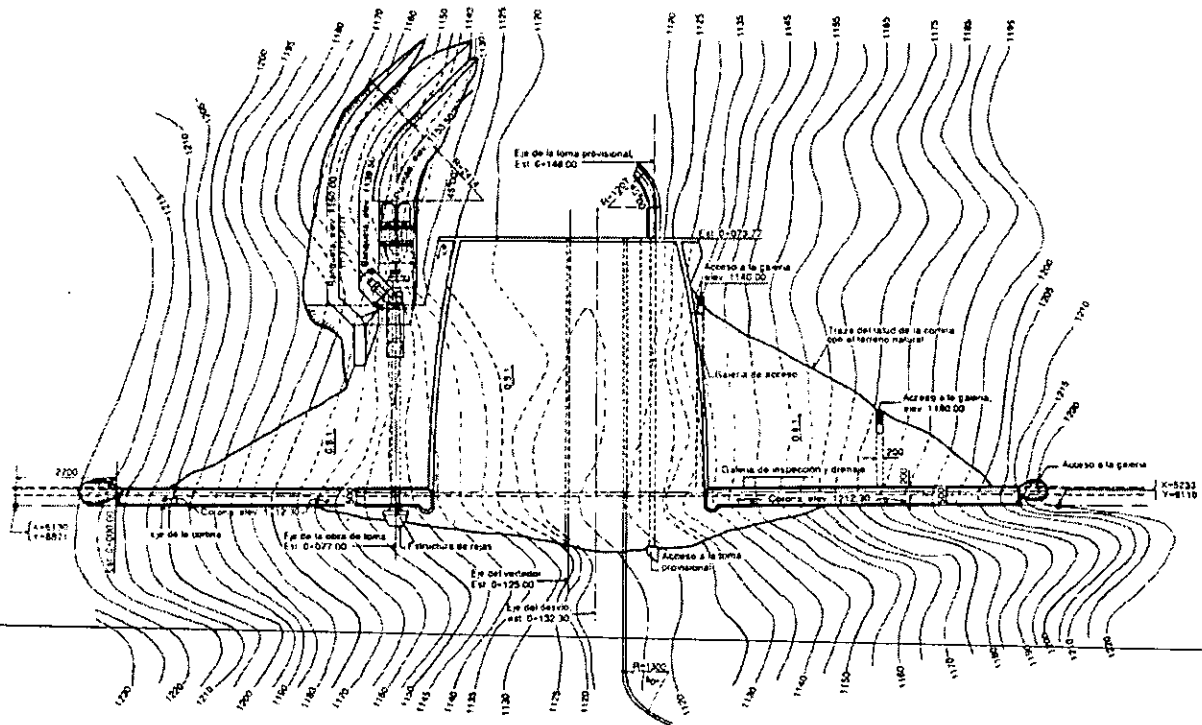


Figura 2.5 Sección vertedora, obra de toma provisional y definitiva.

2.9 Construcción**a) Período de construcción.**

| | |
|--|-----------------------------------|
| Iniciación del camino de acceso | 1983 |
| Iniciación Presa de Almacenamiento | 1986 |
| Colocación del concreto compactado con rodillo | febrero de 1991 a febrero de 1992 |
| Terminación de la Presa de Almacenamiento | 1993 |

b) Procedimiento de construcción con CCR (fabricación y colocación).

El suministro de los agregados de almacenamiento se efectuó por medio de una banda transportadora de 48 pulgadas y un túnel de recuperación a las tolvas de planta.

El concreto compactado con rodillo se elaboró en una planta para fabricación de concreto convencional que contaba con una capacidad teórica de producción 220 m³/hora, ubicada en la ladera izquierda a la elevación de la corona. La característica principal de la planta fue la de incluir dos revolventoras que hizo que la generación del concreto fuera casi continua. La mezcla se transportó inicialmente por medio de una tubería de acero de 61 cm (24") de diámetro, colocada sobre la ladera, que con frecuencia se obstruyó, por lo que se modificó a un sistema de tubos verticales de 40 pulgadas de diámetro con tolvas de descarga y bandas transportadoras horizontales; de la descarga de este sistema al sitio final de colocación, se utilizaron camiones de volteo para concreto seco de 10 m³ de capacidad, los cuales transportaban el material a lo largo y ancho de la cortina, mediante un recorrido máximo de 200 m, para vaciar al volteo en el sitio de colocación. Se extendió con cargadores frontales articulados de neumáticos, en capas de 30 cm y se compactó con seis pasadas de rodillo liso vibratorio de 10 toneladas de peso. Cuando fue necesario, se curó superficialmente con aspersión de agua 4 horas después de compactado. El control de la compactación se realizó por medio de calas, aceptando pesos volumétricos húmedos mayores a 2 380 kg/m³, obteniendo un promedio general de 2 393 kg/m³ con un contenido de agua de 5.9 %. La planta ya mencionada producía, asimismo, el concreto de liga y de la capa intermedia, que se colocaba utilizando el mismo sistema antes descrito. Por su parte, mediante un soplete de aire-agua se efectuó la preparación de juntas frías. Fue necesario tender concreto convencional, de un espesor de unos 8 cm y que sirve de ligas entre capas, con el fin de obtener una óptima compactación y eliminar zonas de filtraciones en el concreto, antes de colocar la capa siguiente.

Las galerías para inspección y drenaje se formaron relleno con grava que se compactó simultáneamente con el CCR y después se retiró por excavación. Una vez terminada la cortina, se perforaron drenes verticales de 10 cm (4") de diámetro con separación de 10.00 m desde la corona y cimacio hasta la galería a la elevación 1 180.00 msnm, de ésta a la galería inferior (elevación 1 140.00 msnm) y de esta última hasta penetrar en la roca de cimentación, con una longitud total de 1 845 m.

c) Cantidad de material.

| | |
|---------------------------------------|------------------------|
| Concreto compactado con rodillo: | 361 500 m ³ |
| Concreto simple: | 43 400 m ³ |
| Concreto reforzado: | 10 500 m ³ |
| Losas prefabricadas: | 280 000 piezas |
| Acero de refuerzo: | 146 toneladas |
| Excavaciones para limpia y desplante: | 34 000 m ³ |

2.10 Características de la presa Trigomil

La presa Trigomil ha sido diseñada para tener una capacidad de almacenamiento de 324 millones de metros cúbicos de agua, extraída del río Ayuquila y para dar paso, por su cresta vertedora, a un gasto de 3 655 m³/s.

A continuación se enlistan las características principales de la obra:

Capacidades

| | |
|----------------------------------|----------------------------|
| Capacidad total | 324 000 000 m ³ |
| Capacidad de conservación | 250 000 000 m ³ |
| Capacidad de superalmacenamiento | 74 000 000 m ³ |
| Capacidad para azolves | 25 000 000 m ³ |

Elevaciones

| | |
|--|------------|
| Elevación de la corona | 1 212.30 m |
| Elevación del NAME | 1 208.36 m |
| Elevación de la cresta vertedora | 1 201.40 m |
| Elevación del nivel mínimo de operación | 1 164.20 m |
| Elevación del umbral de la toma definitiva | 1 151.50 m |

Datos generales

| | |
|--|----------------------------|
| Longitud de la cresta vertedora | 75.00 m |
| Gasto máximo de entrada | 4 000.00 m ³ /s |
| Gasto de diseño del vertedor | 3 655.00 m ³ /s |
| Gasto de diseño de la obra de toma definitiva | 30.00 m ³ /s |
| Gasto de diseño de la obra de toma provisional | 15.00 m ³ /s |
| Area de la cuenca Trigomil | 997.90 km ² |
| Trigomil-Tacotán | 2 164.90 km ² |

2.11 Beneficios

Con la presa de almacenamiento Trigomil se abrirán al riego 8 636 hectáreas, lo que beneficia directamente a 2 521 productores de los poblados Autlán, El Grullo y El Limón, en el municipio Unión de Tula, en el estado de Jalisco. El empleo de CCR, para la construcción de esta presa representa un avance en el uso de nuevas tecnologías para la construcción de presas en nuestro país, que por otro lado hizo posible abatir costos de construcción al utilizar menores volúmenes de materiales y reducir los tiempos de ejecución.

La presa coadyuvará al aprovechamiento eficiente del agua de la zona y a la posibilidad de reglamentar el aprovechamiento del vital recurso en la cuenca alta, para satisfacer, de igual manera, las demandas de agua en las áreas de riego que se hallan en el estado de Colima.

2.12 Comportamiento a la fecha

- a) Asentamientos. No han ocurrido.
- b) Movimientos en otras direcciones. No se han registrado.
- c) Fracturas y grietas. No han ocurrido hasta la fecha.
- d) Filtraciones. Se observan filtraciones constantes en inspecciones realizadas en las galerías del cuerpo de la cortina, mismas que se acentúan al subir el nivel del embalse, considerándose éstas como normales, por las características del material utilizado en la construcción. Los gastos de filtración máximos observados se presentaron cuando se llenó la presa en construcción (enero de 1992), con un valor estimado mayor a 100 l/s. Las filtraciones disminuyeron hasta 10 l/s con un nivel medio en el vaso.
- e) Comportamiento de los mecanismos de operación. El comportamiento de los mecanismos ha sido normal hasta la fecha.

2.13 Operación

- a) Fecha de inicio. En el mes de enero de 1992, se presentó el fenómeno climatológico denominado "El niño", con lo que se tuvieron avenidas extraordinarias, llenándose las Presas "Tacotán" y "Trigomil" hasta su máxima capacidad estando ésta última a un 92% de su construcción total, a la elevación 1 198.51 msnm en la zona del vertedor, descargando un caudal máximo del orden de 1 100 m³/s.

El volumen desfogado por la presa Trigomil más los escurrimientos en las vertientes aguas abajo de la misma, alcanzaron un escurrimiento máximo en el Río Ayuquila hasta de 1 350 m³/s a las 10.00 horas del día 26 de enero de 1992.

Durante la construcción, se permitió el paso del agua para riego procedente de la presa "Tacotán" a través del desvío y posteriormente por la obra de toma provisional. La obra de toma definitiva entró en operación formal el día 18 de agosto de 1992.

2.14 Resultados de ensayos de núcleos de concreto

- a) Antecedentes.

Como se mencionó anteriormente el CCR es un concreto pobre, de revenimiento nulo, casi seco, que se compacta en el lugar por medio de equipo con rodillos vibratorios. Se trata de una mezcla de agregado, cemento y agua, también se han utilizado materiales cementantes suplementarios tales como la ceniza volante. Los contenidos de cemento varían desde 60 hasta 360 kg por metro cúbico. El mezclado se realiza por medio de mezcladores convencionales, o en ciertas ocasiones en camiones mezcladores de tambor basculante.

El CCR se ha seguido desarrollando como un método rápido y económico para construir grandes presas de gravedad, y también en proyectos de pavimentos no carreteros. Se han obtenido resistencias a la compresión axial desde los 70 kg/cm² hasta los 316 kg/cm² en núcleos de CCR ensayados en laboratorio, que han sido obtenidos de muestras de campo de CCR en los sitios de construcción de las presas.

Con la finalidad de conocer las características del concreto colocado en la presa de almacenamiento Trigomil, personal de la Comisión Nacional del Agua (CNA) solicitó a la Gerencia de Ingeniería Experimental y Control (GIEC) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) la ejecución de los siguientes ensayos: densidad y absorción, resistencia a compresión, módulo de elasticidad, relación de Poisson y permeabilidad del concreto.

Para ello, la CNA envió al laboratorio de concreto de la GIEC, 70 cajas de madera que contenían núcleos de concreto de 15 cm de diámetro y diversas longitudes, y en algunos casos fragmentos de concreto y gravas sueltas.

b) Identificación de los especímenes.

Para efectos de control interno el personal del laboratorio de materiales de la GIEC identificó los núcleos de concreto tomando en consideración el número de caja a la que pertenecía, el número de sondeo indicado en la caja, y la colocación del núcleo dentro de la caja; por ejemplo el núcleo identificado como: C1-S1-3 pertenece a la caja 1, sondeo 1 y ocupa la tercera posición dentro de la caja. Para asignar este último número se consideró el sentido de extracción del núcleo indicado en la caja mediante una flecha.

c) Levantamiento fotográfico.

Previo al ensayo de los núcleos se realizó un levantamiento fotográfico de todas las cajas que se recibieron, posteriormente se seleccionaron 83 núcleos de diversas longitudes para realizar los ensayos solicitados.

d) Información analizada.

Se ensayaron núcleos de CCR procedentes de seis sondeos, cuyo diámetro efectivo estuvo comprendido entre 14.1 y 15 cm. A estos núcleos se les efectuaron los ensayos que a continuación se indican con sus correspondientes métodos de prueba:

| | |
|--------------------------|------------|
| Absorción | ASTM C 642 |
| Densidad | ASTM C 642 |
| Resistencia a compresión | ASTM C 39 |
| Módulo de elasticidad | ASTM C 469 |
| Relación de Poisson | ASTM C 469 |
| Permeabilidad | SIA - 162 |

El número de datos y los valores característicos obtenidos en cada prueba, fue como sigue:

| Prueba | Número de datos | Valores característicos | | |
|---|-----------------|---|--------|----------|
| | | Mínimo | Máximo | Promedio |
| Absorción (%) | 38 | 5.1 | 8.9 | 7.2 |
| Densidad | 38 | 2.539 | 2.697 | 2.602 |
| Resistencia compresión. (kg/cm ²) | 83 | 94 | 465 | 214 |
| Módulo elasticidad (kg/cm ²) | 13 | 56503 | 218763 | 131789 |
| Relación de Poisson | 11 | 0.101 | 0.215 | 0.161 |
| Permeabilidad | 2 | En dos pruebas realizadas, el concreto se manifestó permeable a presiones menores de 4 kg/cm ² | | |

Se considera que en las pruebas de resistencia y módulo de elasticidad los núcleos se ensayaron en estado saturado y que el tamaño máximo de agregado en el concreto fue de 75 mm, con lo cual el diámetro de los núcleos correspondió aproximadamente al doble de este tamaño, que es lo mínimo requerido según el método aplicable (ASTM C 42).

e) Resultados obtenidos.

Los resultados obtenidos de los ensayos practicados se presentan agrupados por sondeo en el Anexo A: tablas de la No. 1 a la No. 6. En la parte inferior de cada tabla, se presenta un análisis estadístico de los resultados obtenidos del ensayo a compresión axial de los núcleos de concreto (resistencia a compresión mínima, máxima, promedio y desviación estándar). Debido a que no se disponía de información confiable, en estas tablas no se indica la profundidad de extracción a la que corresponde cada núcleo (CFE, 1996).

d) Evaluación de resultados.

Como primera observación, procede señalar una notable dispersión en los resultados de las pruebas, excepto tal vez en la permeabilidad, donde los únicos dos especímenes ensayados mostraron consistentemente ser permeables bajo presiones hidráulicas inferiores a 4 kg/cm², lo cual indujo al laboratorio a considerar que todos los núcleos de este concreto serían permeables en estas condiciones de prueba, dado que la presión máxima aplicable es de 25 kg/cm².

La dispersión de resultados, en casos como este, puede ser relacionado con tres factores principalmente:

- 1) La variabilidad propia de cada prueba y del laboratorio de prueba de ensayo,
- 2) La heterogeneidad inherente al concreto como se encuentra en la estructura, y
- 3) El hecho de tratarse de núcleos y de ser especímenes individuales.

A modo de factor compensatorio cabe señalar que los especímenes de prueba se definieron por un proceso selectivo, ya que solamente se ensayaron los núcleos que presentaron mejores condiciones, es decir, que no aparentaron tener defectos, desechando los restantes especímenes.

Se estima que esto último debió compensar en buena medida los efectos del tercer factor de variación, por lo cual es de suponer que estos resultados representen la variabilidad del concreto en la estructura, con un grado de certidumbre similar al que podría esperarse en la ejecución de cada una de estas pruebas mediante el ensayo de especímenes convencionales, en el mismo laboratorio.

g) Densidad de absorción.

En los 38 núcleos de concreto que se sometieron a estas pruebas, los resultados de densidad fluctuaron entre 2.54 y 2.70, y los de absorción entre 5 y 9 %, aproximadamente; cuyos datos se consideran demasiado variables por tratarse de un mismo concreto.

En lo que corresponde a la variabilidad del concreto como resulta colocado en la estructura, las condiciones con mayor influencia en los cambios de densidad y absorción, suelen ser:

- 1) El grado de compresión logrado en el concreto,
- 2) La proporción relativa de agregados y pasta de cemento,
- 3) Las proporciones de los distintos tamaños de partículas en el agregado grueso,
- 4) La relación agua/cemento de la pasta y su grado de hidratación, y
- 5) La eventual presencia de fisuras y otras discontinuidades en el concreto.

Al considerar que tanto la densidad como la absorción del concreto se manifestaron muy variables, procede suponer que las condiciones mencionadas también lo fueron, aunque cada una de ellas en diversa medida y con distinto grado de influencia. Es pertinente hacer notar que estas condiciones son también los principales factores cuyas variaciones determinan la dispersión en las propiedades mecánicas del concreto colocado en la estructura.

h) Resistencia a la compresión.

Las resistencias a compresión obtenidas de 83 núcleos de CCR dieron valores comprendidos entre 94 kg/cm² y 465 kg/cm², es decir, dentro de un amplio intervalo de variación. Al procesar estos datos de resistencia, se obtuvieron los siguientes resultados:

Resistencia promedio obtenida (\bar{X}) = 214 kg/cm²

Desviación estándar (σ) = 67 kg/cm²

Para estimar el valor de la resistencia de proyecto ($f'c$) que podría corresponder al nivel representado por este conjunto de datos, puede aplicarse la expresión:

$$\bar{X} = f'c + t\sigma$$

$$\therefore f'c = \bar{X} - t\sigma$$

en donde: a la constante t , se le puede asignar el valor de 0.84, ya que para este tipo de estructuras es común admitir el riesgo de que hasta 20 % de las resistencias puedan resultar inferiores a ($f'c$) con un valor mínimo permisible $f_{\min} = f'c - 50 \text{ kg/cm}^2$

De este modo resulta:

$$f'c = 214 - (0.84 \times 67) = 158 \text{ kg/cm}^2$$

Es decir, si a los núcleos se les considera validez para representar directamente la resistencia del concreto en la estructura, el nivel medio de sus resistencias sería equiparable al de un concreto con resistencia de proyecto $f'c = 158 \text{ kg/cm}^2$ y una desviación estándar $\sigma = 67 \text{ kg/cm}^2$. Sin embargo, aunque la experiencia en este aspecto para el CCR no es concluyente, en el caso del concreto convencional es usual suponer que la resistencia obtenida en núcleos resulta aceptable si equivale a 85 % de $f'c$. Por consiguiente, si se quisiera referir dicha resistencia de proyecto ($f'c = 158 \text{ kg/cm}^2$) a la que correspondería ser especificada y verificada en especímenes estándar, procedería dividirla entre 0.85, con lo cual se obtiene:

$$f'c = 158/0.85 = 186 \text{ kg/cm}^2.$$

Por otra parte, el CCR ensayado posee actualmente una edad superior a un año, en tanto que la resistencia de proyecto para esta estructura se especificó a 90 días de edad. De esta manera, si se supone un incremento de resistencia del orden de 20 % entre ambas edades, la resistencia de proyecto equiparable, referida a los 90 días, sería: $186 \times 0.8 = 149 \text{ kg/cm}^2$.

Se tiene conocimiento de que efectivamente este CCR se proporcionó para cumplir con una $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ a los 90 días de edad, por lo que el conjunto de resistencias determinadas en los núcleos tiene un nivel medio aparentemente justo, pero una dispersión que excede considerablemente la que es común de obtener en el concreto convencional.

i) Módulo de elasticidad.

En las pruebas de módulo de elasticidad estático a compresión (E_c), se obtuvieron resultados con una dispersión comparable a los de resistencia a compresión, lo cual es lógico dada la relación que existe entre ambas propiedades. Según se indicó al principio, los valores característicos de E_c para 13 resultados fueron:

$$\text{Valor mínimo} = 56\,503 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Valor máximo} = 218\,763 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Valor promedio} = 131\,789 \text{ kg/cm}^2$$

Para juzgar estos valores, procede referirse nuevamente al informe ACI 207.5R relativo al CCR de construcciones masivas, en donde se aportan datos de E_c para diversas presas construidas de CCR, con valores que aun año de edad se hallan comprendidos entre 112 000 y 231 000 kg/cm^2 ; pero donde también se menciona que hay casos de CCR con mezclas pobres y de baja resistencia que pueden dar valores de E_c tan bajos como 70 000 kg/cm^2 , e incluso menores.

En el caso que se examina, 5 de los 13 resultados obtenidos de E_c (38 %) fueron inferiores a 112 000 kg/cm^2 , lo cual los ubica por debajo del intervalo citado, esto es, en la posición de más bajo módulo de elasticidad. Además, procede señalar que el intervalo de variaciones de los valores obtenidos de E_c en el solo caso de esta presa, resulta más amplio que el intervalo reportado para varios casos correspondientes a diferentes presas.

A fin de verificar la relación entre los módulos de elasticidad obtenidos y las correspondientes resistencias a compresión, se correlacionaron gráficamente los resultados de ambas determinaciones en los 13 ensayos realizados, según se muestra en la figura 2.6. Conforme en ésta se indica, si se excluyen los puntos que

corresponden a los valores extremos (máximo y mínimo) del módulo de elasticidad, quedan 11 puntos convenientemente alineados según una recta de ajuste, con un coeficiente de correlación: $r = 0.97$, y cuya expresión en el intervalo determinado es:

$$E_c = 591f'_c - 6\ 141$$

en donde:

$$f'_c \text{ en kg/cm}^2$$

$$E_c \text{ en kg/cm}^2$$

Se considera que la adecuada correspondencia observada entre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad, tiende a favorecer la confiabilidad de los resultados obtenidos en estas determinaciones, lo cual fortalece la credibilidad en el carácter representativo de los núcleos ensayados. En la figura 2.6 se muestra la correlación obtenida entre las resistencias a la compresión y los módulos de elasticidad.

j) Relación de Poisson.

Esta relación (ν), que se determina simultáneamente con el módulo de elasticidad, exhibió valores que fluctuaron entre 0.101 y 0.215, con un valor promedio de 0.161 en 11 ensayos realizados. En este aspecto, el informe ACI 207.5R admite que hay poca información disponible, pero considera que los valores de ν para el CCR suelen ser similares a los del concreto convencional, con datos que a edades avanzadas (un año) se hallan entre los valores de 0.17 y 0.22.

Cabe señalar que en este caso, 6 de los 11 valores obtenidos de ν resultaron por debajo de ese intervalo, es decir, aproximadamente en la mitad de los ensayos la relación de Poisson fue menor de 0.17; sin embargo, estos valores bajos de ν no correspondieron al concreto de menor resistencia, como debería ocurrir.

Se estima que esta tendencia del concreto a manifestar una reducida relación de Poisson puede ser sólo aparente, ya que posiblemente se deba a las dimensiones de los núcleos, cuyo diámetro apenas alcanzó a duplicar el tamaño máximo del agregado. De esta manera, como la deformación transversal se mide en un solo plano a media altura del espécimen, su magnitud pudo ser restringida cuando hubo presencia de grandes gravas en esta zona de los núcleos.

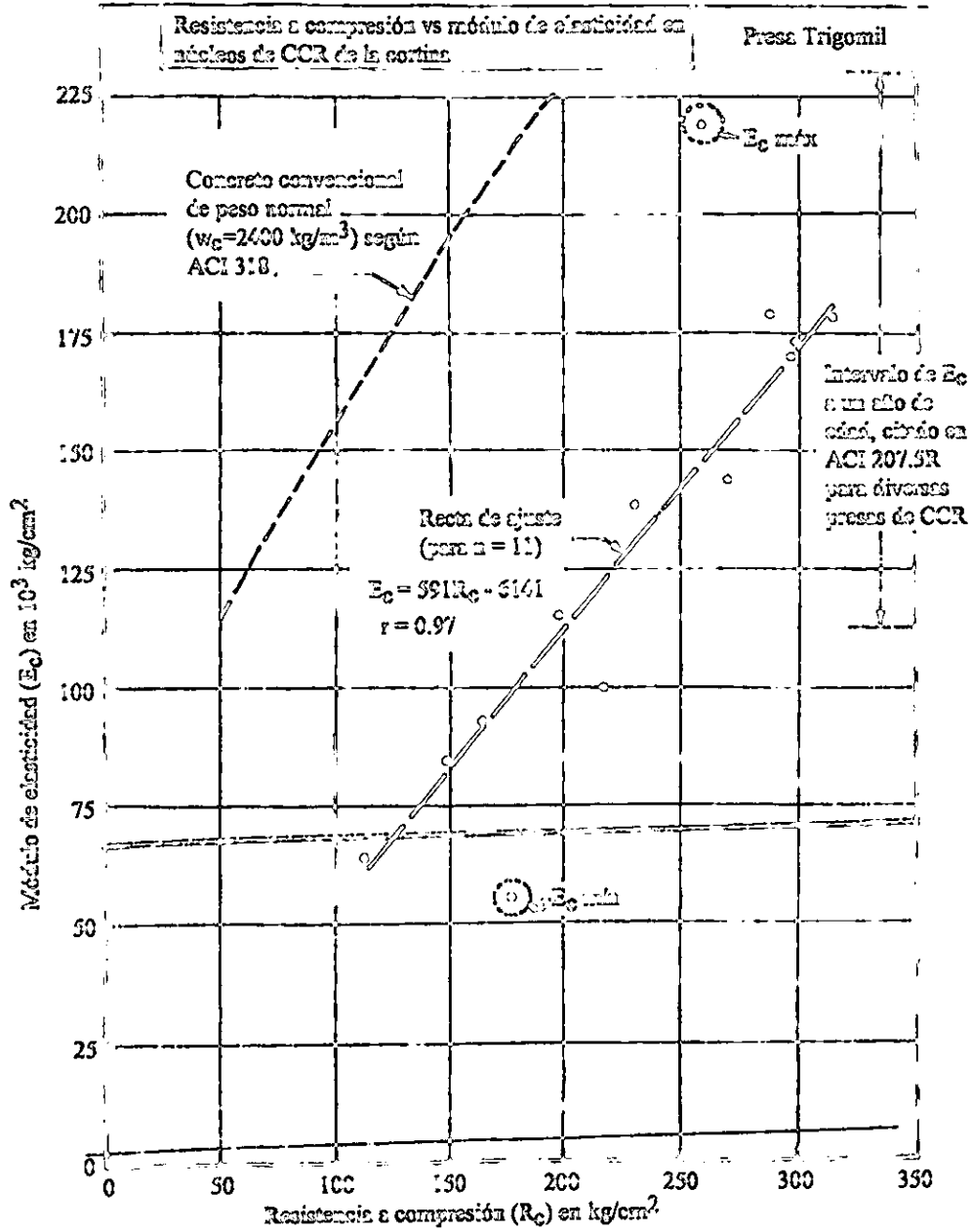


Figura 2.6 Relación entre los módulos de elasticidad y resistencia a compresión.

3. EXCITACIONES EMPLEADAS

3.1 Acelerogramas de sismos artificiales

Desde el punto de vista ingenieril el aspecto más importante del movimiento del terreno durante un sismo es el efecto dinámico que éste tiene sobre las estructuras, originando esfuerzos y deformaciones, pudiendo dañarlas e incluso llevarlas al colapso causando pérdidas materiales y en casos extremos pérdidas humanas.

Al estudiar estadísticamente el comportamiento de estructuras sometidas a la acción sísmica, resulta adecuado disponer de un conjunto de acelerogramas de sismos con propiedades estadísticas análogas. Cuando se utilizan sismos reales para estudiar la respuesta de estructuras, resulta difícil interpretar los resultados obtenidos. Los sismos registrados poseen duraciones, aceleraciones máximas, intensidades, etc., que varían fuertemente y resulta poco apropiado considerar los acelerogramas de sismos obtenidos hasta la fecha como muestras de una misma población.

El acervo de resultados teóricos y de registros de campo, permite considerar la posibilidad de utilizar de manera directa la información disponible en cada sitio o la que pueda obtenerse para el análisis y diseño de estructuras.

Por otra parte, a las incertidumbres propias de la variabilidad estadística de las intensidades y de las características detalladas de los movimientos que puedan esperarse en diversos sitios, hay que añadir las que resultan de lo reducido de las muestras de datos disponibles o en ocasiones se llega a carecer de datos en algún sitio en donde se desee realizar un análisis de respuesta sísmica.

En general, este problema se puede atacar utilizando acelerogramas registrados que representen sismos futuros, o por medio de modelos estocásticos del movimiento del terreno con cierta intensidad, contenido de frecuencias y otras propiedades dinámicas. Debido al número limitado de acelerogramas registrados y a las incertidumbres mencionadas, el utilizar la información registrada no basta para integrar las muestras estadísticas requeridas; por lo que es necesario utilizar un modelo estocástico no estacionario con densidad espectral evolutiva en el que la intensidad y el contenido de frecuencias cambian durante el sismo.

Al usar sismos generados artificialmente como excitación sísmica para las estructuras, resulta posible hacer estudios estadísticos más significativos de la respuesta sísmica, dado que por ejemplo, los sismos artificiales pueden generarse con duración e intensidad dadas.

Varios investigadores en el mundo han generado acelerogramas de sismos mediante ruidos blancos y otros modelos análogos, a pesar de que físicamente un ruido blanco resulta imposible de existir.

Bogdanoff, Goldberg y Bernard modelaron acelerogramas de sismos superponiendo sinusoides amortiguadas cuyos ángulos de desfase son variables estocásticas uniformemente distribuidas sobre el intervalo: $0 - 2\pi$.

Goldberg, Bogdanoff y Sharpe también usaron procesos estocásticos no estacionarios en la generación de sismos artificiales, pero tanto las frecuencias como los ángulos de desfase eran variables estocásticas independientes.

Housner y Jennings en 1964, propusieron un modelo estadístico simple para los acelerogramas de sismos y generaron sismos artificiales mediante el uso de la computadora. El proceso de generación comenzó con un ruido blanco aproximado, o sea, un proceso con una densidad espectral de potencia constante en el rango de interés. El ruido blanco fue originado mediante el uso de la computadora, a partir de una serie de números al azar, con media nula y varianza unitaria. El ruido blanco fue pasado por un filtro lineal de segundo orden, obteniéndose sismos artificiales que son parte de un proceso estocástico gaussiano estacionario. Las propiedades del filtro lineal fueron determinadas a partir de los espectros promedios de velocidad para amortiguamiento nulo.

Rascon, simuló registros de sismos en terreno firme con una superposición de ondas estocásticas generadas en un foco móvil.

Arias y Petit-Laurent en 1965, estudiaron el proceso producido en la superficie de la tierra por un tren de ondas transversales que se propaga según la vertical, pasando a través de una capa de suelo. Las ondas transversales se produjeron mediante un ruido blanco en la roca. Proponen un modelo teórico de acelerograma consistente en filtrar un segmento de ruido blanco de duración finita a través de un oscilador simple en que el amortiguador y el resorte están dispuestos en serie.

Varios autores utilizan ya sea un ruido blanco estacionario o no estacionario filtrado y lo multiplican por una función de forma tal que el registro obtenido corresponda al tipo de sismo que se simula.

Ruiz y Penzien en 1971, proponen un modelo para los acelerogramas que consiste en un proceso estocástico no estacionario, obtenido al filtrar un ruido blanco no estacionario a través de un filtro lineal de segundo orden. Tanto el filtro como el ruido blanco no estacionario fueron elegidos de modo que, en promedio, los sismos artificiales generados con este modelo reprodujeran las características más importantes de sismos fuertes registrados en suelo firme y a distancias epicentrales moderadas. El filtro lineal de segundo orden representa un oscilador amortiguado de un grado de libertad con un resorte y amortiguador en paralelo. La aceleración en la roca es usada como la aceleración en el soporte del oscilador, y la aceleración absoluta de la masa simula la aceleración en la superficie de la tierra.

3.2 Movimiento del terreno y procesos estocásticos

3.2.1 Antecedentes

De acelerogramas registrados se puede observar lo impredecible que resulta el movimiento del terreno durante sismos. Desde mediados del siglo XX, con el surgimiento de las computadoras, muchos investigadores han tratado de modelarlo como procesos aleatorios. Una clase de tales modelos es el proceso modulado uniformemente, que se define como el producto de una función determinista, que es función del tiempo, y un proceso estacionario. Modelos como el de Bolotin, 1960; Aming y Ang, 1968; Shinozuka y Sato, 1967, pertenecen a esta clase.

Este tipo de modelo es un caso especial del modelo evolutivo de Priestley, 1965, definido por:

$$\xi_u(t) = \int_{-\infty}^{\infty} I(t, \omega) e^{i\omega t} dZ(\omega) \quad \dots(3.1)$$

donde: $I(t, \omega)$ es una función de modulación evaluada en el campo complejo y $dZ(\omega)$ es un proceso de incrementos ortogonales. El modelo representado por un proceso modulado uniformemente resulta cuando la función $I(t, \omega)$ es únicamente función del tiempo.

La media cuadrática del proceso definido por la ecuación es de la forma:

$$E[\xi_u^2(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} |I(t, \omega)|^2 S(\omega) d\omega \quad \dots(3.2)$$

donde: $S(\omega)$ es la función de densidad espectral del proceso. Esto permite dar la definición de densidad espectral evolutiva, como el producto: $|I(t, \omega)|^2 S(\omega)$, que es función del tiempo y de la frecuencia. Sin embargo, estos modelos no son del todo satisfactorios, debido a que la función: $I(t, \omega)$, definida en la ecuación (3.1), únicamente describe el cambio de intensidad de las aceleraciones del terreno, sin tomar en cuenta el cambio del contenido de frecuencias en el tiempo que se nota en los acelerogramas registrados.

Recientemente se han desarrollado modelos en los que se ha tratado de representar la no estacionariedad en el contenido de frecuencias del movimiento del terreno; algunos de estos modelos se describen a continuación. El de Saragoni y Hart, 1970, donde el movimiento del terreno se descompone en varios segmentos a lo largo del eje del tiempo, con lo que se obtiene así una densidad espectral para cada segmento. En el modelo de Der Kiureghian y Crempien, 1988, el movimiento del terreno es integrado por componentes de procesos estacionarios individuales, donde cada componente representa la energía del proceso en una banda de frecuencias. En el modelo de Grigoriu, Ruiz y Rosenblueth, 1988, el movimiento del terreno se divide en segmentos a lo largo del tiempo y la variación del contenido de frecuencias se toma en cuenta por un proceso de modulación de frecuencias mediante una función determinista. En éste último modelo, como en el de Saragoni y Hart, 1970, el uso de tres procesos estacionarios en tres intervalos consecutivos de tiempo causa cambios abruptos en el contenido de frecuencias, lo que es difícil de justificar físicamente.

Yeh y Wen, 1989, desarrollan el modelo en el que el movimiento del terreno se modela por una densidad espectral evolutiva; es decir, la intensidad y el contenido de frecuencias cambian con el tiempo.

3.2.2 Ruido blanco filtrado

De los análisis de Fourier de acelerogramas registrados se ha observado en los espectros de amplitudes que la amplitud de las ondas sísmicas que constituyen el movimiento del terreno durante sismos depende de la frecuencia. Los espectros pueden tener uno o más picos principales en ciertas frecuencias y decrecen para frecuencias grandes y chicas. La ocurrencia de frecuencias dominantes sugiere representar los acelerogramas sísmicos mediante un ruido blanco filtrado de duración limitada, en donde las características dinámicas esenciales del movimiento del terreno son provistas por el filtro. A continuación se describen dos filtros empleados con frecuencia para representar espectros de potencia unimodales de acelerogramas sísmicos.

3.2.2.1 Filtro de Kanai-Tajimi

Kanai, 1957, y Tajimi, 1960, basados en un estudio de contenido de frecuencias de acelerogramas registrados idealizaron las aceleraciones del movimiento del terreno como un proceso aleatorio estacionario, con la siguiente densidad espectral:

$$S_{KT}(\omega) = S_o \frac{\omega_g^4 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \quad \dots(3.3)$$

Este modelo corresponde a las aceleraciones de una masa soportada por un resorte y un amortiguador, cuya base está sujeta a un ruido blanco con densidad espectral constante, S_o . La frecuencia natural, ω_g , y el amortiguamiento crítico, ζ_g , controlan la forma del espectro, y representan las propiedades dinámicas del suelo.

3.2.2.2 Filtro de Clough-Penzien

Debido a que el filtro de Kanai-Tajimi atenúa las componentes de alta frecuencia y amplifica las frecuencias en la cercanía de $\omega = \omega_{m\acute{a}x}$, pero no tiene ninguna influencia sobre las componentes de baja frecuencia. Como resultado se presentan fuertes singularidades para $\omega = 0$; es decir, las variancias del desplazamiento y velocidad del suelo no están definidas.

Para eliminar las singularidades, el proceso se pasa nuevamente por una función de transferencia, definida en la ecuación (3.4), de lo que resulta el filtro de Clough-Penzien, que se define en la ecuación (3.5).

$$H(\omega) = \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad \dots(3.4)$$

$$S_{CP}(\omega) = S_{KT}(\omega) H(\omega) \quad \dots(3.5)$$

Los parámetros que definen la función de transferencia de la ecuación (3.4) son la frecuencia, ω_f , y el amortiguamiento, ζ_f , que definen la forma del filtro de Clough-Penzien sobre las componentes de baja frecuencia.

3.3 Procesos aleatorios

3.3.1 Proceso aleatorio modulado uniformemente

Debido a que las amplitudes y el contenido de frecuencias del movimiento del terreno varían considerablemente durante un sismo, no es adecuado representar el movimiento como un proceso estocástico estacionario. Esta variación causa que los parámetros estadísticos de la excitación sean dependientes del tiempo, es decir, que el movimiento del terreno sea no estacionario.

En un modelo simplificado, la no estacionariedad del movimiento debida a la variación de la amplitud durante un sismo puede representarse por medio de un proceso aleatorio modulado en amplitud, $\xi_{\mu}(t)$,

dado por la ecuación (3.6), que es el producto de una función envolvente determinista dependiente del tiempo $I(t)$, y un proceso aleatorio estacionario $Y(t)$.

$$\xi_{\mu}(t) = I(t)Y(t) \quad \dots(3.6)$$

De esta forma, la intensidad del movimiento del terreno es controlada por $I(t)$ únicamente. Este procedimiento tiene la ventaja de separar la intensidad del contenido de frecuencias de la excitación.

De acuerdo con el concepto de evolucionariedad de Priestley, 1965, la densidad espectral de la excitación $\xi_{\mu}(t)$ se presenta por: $I^2(t)S(\omega)$, función que describe la distribución de la energía local disipada por el proceso sobre un intervalo de frecuencias. $S(\omega)$ es la densidad espectral de potencia del proceso estacionario $Y(t)$.

3.3.2 Proceso aleatorio modulado en frecuencia

Para describir las propiedades no estacionarias del movimiento del terreno, es decir, la evolución de la intensidad y del contenido de frecuencias durante el tiempo en que ocurre el sismo, las variaciones de la intensidad se toman en cuenta mediante un proceso aleatorio modulado uniformemente, dado por la ecuación (3.6), mientras que los cambios del contenido de frecuencias en el tiempo se representan mediante un proceso aleatorio modulado en frecuencia, lo que se logra cambiando la escala del tiempo de un proceso aleatorio estacionario.

De acuerdo con Cramer y Leadbetter, 1967, un proceso aleatorio estacionario $Y(\phi)$ se representa espectralmente de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$Y(\phi) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega\phi} dZ(\omega) \quad \dots(3.7)$$

donde: $Z(\omega)$ es un proceso ortogonal, en el sentido que los incrementos $dZ(\omega_1)$, $dZ(\omega_2)$, de dos puntos distintos ($\omega_1 \neq \omega_2$), son variables aleatorias no correlacionadas, es decir:

$$E[dZ(\omega_1)dZ(\omega_2)] = 0 \quad \dots(3.8)$$

El operador $E[\cdot]$ indica la esperanza. Físicamente la función de densidad espectral de un proceso estacionario $Y(\phi)$, que se escribe en la forma de la ecuación (3.9), que es el promedio del contenido de energía de cada frecuencia sobre todas las realizaciones posibles.

$$S_{YY}(\omega)d\omega = E\left[|dZ(\omega)|^2\right] \quad \dots(3.9)$$

Por definición, la función de autocorrelación $R_{YY}(\phi_2, \phi_1)$ de un proceso aleatorio es la esperanza de $Y(\phi_2)Y^*(\phi_1)$, donde $*$ indica que se trata del conjugado complejo. Aplicando las ecuaciones (3.7) y (3.9), y haciendo $\tau = \phi_2 - \phi_1$, la función de autocorrelación adopta la forma:

$$R_{YY} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega_2\phi_2 - i\omega_1\phi_1} E[dZ(\omega_1)dZ(\omega_2)]$$

$$R_{YY} = \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega\tau} S_{YY}(\omega) d\omega \quad \dots(3.10)$$

R_{YY} es la transformada de Fourier de la función de densidad espectral. La ecuación (3.10) es una de las relaciones conocidas como las ecuaciones de Wiener-Kinchin, que describen cómo la función de densidad espectral puede determinarse a partir de la función de autocorrelación y, viceversa, la función de autocorrelación a partir de la función de densidad espectral.

Ahora, sea ϕ una función lineal estrictamente creciente en t y $X(t) = Y(\phi(t))$. Si $\phi(t) = a_0t + c_0$, donde $a_0 > 0$ y c_0 es una constante, la función de autocorrelación de $X(t)$ es:

$$R_{XX}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega_2\phi(t_2) - i\omega_1\phi(t_1)} E[dZ(\omega_1)dZ(\omega_2)]$$

$$R_{XX}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{ia_0\omega\tau} S_{YY}(\omega) d\omega$$

$$R_{XX}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega\tau} \frac{1}{a_0} S_{YY}\left(\frac{\omega}{a_0}\right) d\omega \quad \dots(3.11)$$

donde: $\tau = t_2 - t_1$ y $\omega = a_0\omega$. La densidad espectral del proceso aleatorio estacionario $X(t)$ adopta la forma siguiente:

$$S_{XX}(\omega) = \frac{1}{a_0} S_{YY}\left(\frac{\omega}{a_0}\right) \quad \dots(3.12)$$

Ahora, si ϕ es una función no lineal de t , la función de autocorrelación de $X(t)$ para un tiempo dado es:

$$R_{XX}(t, \tau) = E\left[X\left(t + \frac{\tau}{2}\right) X\left(t - \frac{\tau}{2}\right)\right]$$

$$R_{XX}(t, \tau) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega_1\phi\left(t + \frac{\tau}{2}\right) - i\omega_2\phi\left(t - \frac{\tau}{2}\right)} E[dZ(\omega_1)dZ(\omega_2)]$$

$$R_{XX}(t, \tau) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega\left[\phi\left(t + \frac{\tau}{2}\right) - \phi\left(t - \frac{\tau}{2}\right)\right]} S_{YY}(\omega) d\omega \quad \dots(3.13)$$

Si ϕ es una función continua en t , es posible desarrollarla en series de Taylor, y despreciando los términos de orden superior, la función de autocorrelación de la ecuación (3.13) se puede aproximar por medio de la primera derivada de ϕ como:

$$R_{XX}(t, \tau) \approx \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\phi'(t)\omega\tau} S_{YY}(\omega) d\omega$$

$$R_{XX}(t, \tau) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega\tau} \frac{1}{\phi'(t)} S_{YY}\left(\frac{\omega}{\phi'(t)}\right) d\omega \quad \dots(3.14)$$

donde: $\omega = \phi'(t)\omega$. La ecuación (3.14) corresponde a las relaciones de Wiener-Kinchin de un proceso aleatorio no estacionario; la densidad espectral de $X(t)$ se expresa en la forma:

$$S_{XX}(t, \omega) = \frac{1}{\phi'(t)} S_{YY}\left(\frac{\omega}{\phi'(t)}\right) \quad \dots(3.15)$$

3.4 Acelerogramas de señales sintéticas utilizadas en el análisis

Empleando la metodología desarrollada por Alamilla en 1997, que se presenta más adelante, los doctores Jaime García y Orlando Díaz del Instituto de Ingeniería de la UNAM generaron cinco acelerogramas de señales sintéticas o artificiales para un periodo de retorno de 100 años y otras cinco para un periodo de retorno de 200 años. Dichas señales, se muestran en las figuras 3.1 a 3.20 con sus respectivos espectros de respuesta. Estas señales son las que se emplean para el análisis sísmico que se realiza en la presa Trigo mil.

En la tabla que se muestra a continuación se presentan algunas características de las señales sintéticas empleadas en el análisis:

| Periodo de retorno (años) | Señal sintética | Duración (s) | Máxima aceleración (cm/s^2) | Máxima aceleración (\hat{g}) | Instante de tiempo máxima aceleración (s) |
|---------------------------|-----------------|--------------|--|----------------------------------|---|
| 100 | Trigo.001 | 22.78 | 332.5998 | 0.3390 | 9.28 |
| 100 | Trigo.002 | 24.52 | 352.1335 | 0.3589 | 11.00 |
| 100 | Trigo.003 | 24.44 | 291.7393 | 0.2973 | 4.72 |
| 100 | Trigo.004 | 15.68 | 495.6534 | 0.5052 | 7.62 |
| 100 | Trigo.005 | 15.46 | 387.7670 | 0.3952 | 6.62 |
| 200 | 2Trigo.001 | 40.94 | 577.7228 | 0.5889 | 3.92 |
| 200 | 2Trigo.002 | 29.88 | 365.1117 | 0.3721 | 3.58 |
| 200 | 2Trigo.003 | 22.64 | 378.3895 | 0.3857 | 4.50 |
| 200 | 2Trigo.004 | 46.84 | 696.5905 | 0.7100 | 3.02 |
| 200 | 2Trigo.005 | 24.72 | 548.7249 | 0.5593 | 8.84 |

3.5 Obtención de acelerogramas de señales sintéticas

El movimiento del terreno durante sismos puede representarse mediante procesos aleatorios no estacionarios cuya intensidad y contenido de frecuencias varían durante cada evento. Para representar estas variaciones los doctores Jaime García y Orlando Díaz adoptaron un modelo desarrollado por Alamilla, con base en un estudio publicado por Yeh y Wen en 1989, para generar las señales sintéticas empleadas en el análisis de la presa Triguemil.

3.5.1 Modelo probabilista del movimiento del terreno

Al analizar las características del movimiento del terreno durante sismos se observa que dicho movimiento puede representarse mediante procesos estocásticos no estacionarios cuya intensidad y contenido de frecuencias varían durante cada evento. Para representar estas variaciones, se adoptó un proceso aleatorio modulado en frecuencia y en amplitud que tiene la siguiente forma:

$$\xi(t) = I(t)\zeta(\phi(t)) \quad \dots(3.16)$$

en donde:

$I(t)$ es una función determinista que constituye la envolvente de la intensidad que controla la amplitud de $\xi(t)$; $\zeta(\phi(t))$ es un ruido blanco filtrado en ϕ ; $\phi(t)$ es la función de modulación de frecuencias que determina la tasa de cambios de las frecuencias dominantes de $\xi(t)$. Los parámetros requeridos para el modelo incluyen el filtro y las dos funciones de modulación, $I(t)$ y $\phi(t)$. Para obtener estos parámetros con base en un acelerograma registrado se realiza un ajuste de acuerdo con el procedimiento que se describe a continuación:

1. Se estima la función de intensidad mediante un procedimiento de mínimos cuadrados no lineal, ajustando la curva de energía del acelerograma registrado.
2. Mediante un procedimiento de mínimos cuadrados no lineal se estima la función $\mu_o(t)$, definida en la ecuación (3.20), que caracteriza el cambio del contenido de frecuencias con el tiempo.
3. Debido a la no estacionariedad en amplitud del registro, este se transforma a estacionario, dividiéndolo entre la función de intensidad.
4. Mediante un proceso de modulación de frecuencia, el acelerograma modificado del paso anterior se expresa en términos de una variable $\phi(t)$, lo que equivale a transformar la escala del tiempo; la historia que resulta es función de ϕ y se designa con el nombre de acelerograma reducido.
5. Se calcula el espectro de amplitudes de Fourier del acelerograma reducido a través del algoritmo de la transformada rápida de Fourier, y se obtiene la función de densidad espectral. Para ello se estima por medio de un procedimiento de mínimos cuadrados no lineal la energía del acelerograma reducido en el dominio de la frecuencia y se obtienen los parámetros del filtro de Clough-Penzien, que define la contribución en amplitud de cada frecuencia.

Para obtener registros simulados del movimiento del terreno se simula un ruido blanco filtrado en el dominio de las ϕ , aplicando el filtro de Clough-Penzien. Finalmente, el acelerograma simulado se obtiene volviendo a la escala real del tiempo y multiplicando el resultado por la función de intensidad.

3.6 Estimación de parámetros y funciones moduladoras

3.6.1 Función envolvente de la intensidad

La esperanza de la función de energía del movimiento del terreno está dada por:

$$E[W(t)] = \int E[\zeta^2(\tau)] d\tau \quad \dots(3.17)$$

De acuerdo con el modelo de la ecuación (3.16),

$$E[W(t)] = \int I^2(\tau) E[\zeta^2(\phi(\tau))] d\tau$$

Si el filtro se elige de manera que $E[\zeta^2(\phi(\tau))] = 1$, y sustituyendo en la ecuación anterior, obtenemos:

$$E[W(t)] = \int I^2(\tau) d\tau \quad \dots(3.18)$$

Teniendo en cuenta la aproximación de Saragoni y Hart, 1974, los parámetros requeridos de la función envolvente de intensidad se estiman a través de la esperanza de la función de energía de acelerogramas registrados. El ajuste de los parámetros de esta función se realiza por un procedimiento no lineal de mínimos cuadrados, de acuerdo con el método de Gauss, (Bard, 1974).

La función envolvente de intensidad utilizada es dada por la ecuación (3.19), propuesta por Yeh y Wen, 1989, la cual provee buena aproximación al problema. Los parámetros a determinar son: A, B, C, D y E .

$$I^2(t) = A \frac{t^B}{D + t^E} e^{-Ct} \quad \dots(3.19)$$

3.6.2 Función de modulación de frecuencia

Para caracterizar el cambio del contenido de frecuencias con el tiempo, se obtiene la forma en que varía la media del número de veces que el acelerograma pasa por cero sobre la escala del tiempo.

La no estacionariedad en frecuencia del proceso se toma en cuenta trabajando con un proceso estacionario referido a un tiempo ficticio, ϕ , que se relaciona con el real, t , mediante una transformación adecuada de escala.

La esperanza del número de cruces por cero hasta el instante t , $E[N_0(t)]$, es una medida estadística del correspondiente proceso de conteo y se representa por medio de la función $\mu_0(t)$, definida en la ecuación (3.20), que es continua, diferenciable y no decreciente en el tiempo.

$$\mu_0(t) = E[N_0(t)] \quad \dots(3.20)$$

La intensidad del número de cruces por cero por unidad de ϕ se evalúa por medio de la función de intensidad $\nu_0(\phi)$ que se representa en la forma siguiente:

$$\nu_0(\phi) = \frac{d\mu_0(t)}{d\phi} \quad \dots(3.21)$$

Si el movimiento del terreno referido al tiempo transformado, ϕ , se considera como un proceso estacionario en contenido de frecuencias, la función (3.21) es una constante que se denotará por ν_0 , que satisface la siguiente igualdad:

$$\nu_0 \phi(t) = \mu_0(t) \quad \dots(3.22)$$

Tomando como densidad espectral del proceso en ϕ la misma que tiene el proceso en t para el instante t_0 , entonces para este instante el número de cruces por unidad de t está dado por:

$$\nu_0 = \left. \frac{d\mu_0(t)}{dt} \right|_{t=t_0} \quad \dots(3.23)$$

$$\nu_0 = \mu_0'(t_0) \quad \dots(3.24)$$

en donde la prima indica la primera derivada con respecto al tiempo. Despejando $\phi(t)$ de la ecuación (3.22) y sustituyendo el valor de ν_0 dado por la ecuación (3.24), se obtiene la función que transforma la escala del tiempo:

$$\phi(t) = \frac{\mu_0(t)}{\mu_0'(t_0)} \quad \dots(3.25)$$

En donde se supone que la función $\mu_0(t)$ tiene la forma de un polinomio de tercer grado dado por la ecuación (3.26); sus parámetros se estiman por un procedimiento no lineal de mínimos cuadrados, de acuerdo con el método de Gauss (Bard, 1974).

$$\mu_0(t) = r_1 t + r_2 t^2 + r_3 t^3 \quad \dots(3.26)$$

donde: r_1, r_2 , y r_3 , son los parámetros por determinar.

3.6.3 Parámetros del filtro

La función de densidad espectral del acelerograma reducido se calcula mediante la transformada rápida de Fourier. El filtro utilizado es el de Clough-Penzien, cuya función de transferencia se presenta en la ecuación (3.27). Dicha función depende de los parámetros: $\omega_g, \zeta_g, \omega_f, \zeta_f$ y S_0 , obtenidos tomando la energía del acelerograma reducido en el dominio de la frecuencia, de acuerdo con el método de Gauss (Bard, 1974). Aquí, S_0 es un factor de intensidad y los demás definen la forma del filtro.

$$S_{cp}(\omega) = S_0 \left[\frac{\omega_g^4 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \right] \left[\frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \right] \quad \dots(3.27)$$

3.6.4 Simulación del ruido blanco filtrado

La función $\zeta(\phi)$ que se emplea en la ecuación (3.16) es un ruido blanco filtrado con densidad espectral bilateral $S(\omega)$, $-\infty < \omega < \infty$; que puede expresarse como sigue:

$$\zeta(\phi) = \sum_{j=1}^N \sigma_j (a_j \cos \omega_j \phi + b_j \text{sen } \omega_j \phi) \quad \dots(3.28)$$

De acuerdo con Parzen, 1962, a_j y b_j son variables aleatorias independientes, con media cero y desviación estándar unitaria. Si N es grande, como consecuencia de la ley de los grandes números la distribución de la suma será Gaussiana, independiente de las formas de las densidades de probabilidades de a_j y b_j . Y σ_j depende de la forma del filtro; es decir, de $S(\omega)$.

3.6.5 Descomposición de la excitación en bandas de frecuencia

El proceso aleatorio de modulación de amplitud y frecuencias tiene una función de densidad espectral suave, que cambia continuamente con el tiempo, y que se representa por medio del filtro de Clough-Penzien; sin embargo, el espectro de potencia del acelerograma reducido posee una forma bastante irregular, y además el acelerograma reducido no es un proceso estacionario estrictamente hablando. Así, el espectro de Clough-Penzien representa el contenido de frecuencias promedio de dicho acelerograma, sin olvidar que los cambios de intensidad y de frecuencias dominantes se toman en cuenta con las funciones de modulación de intensidad $I(t)$ y frecuencia $\phi(t)$.

Con la finalidad de incorporar esta irregularidad en el modelo, el acelerograma se divide en varias componentes con bandas de frecuencias diferentes. Esto se realiza básicamente en dos pasos: primero se calcula el espectro de Fourier del acelerograma original mediante el algoritmo de la transformada rápida de Fourier y como segundo paso, se divide el espectro de Fourier en varias regiones contiguas y se regresa cada región al dominio del tiempo utilizando la transformada inversa rápida de Fourier.

Después de dividir el acelerograma original en varias componentes, cada una de estas se genera en forma separada. El movimiento resultante se obtiene al sumar estas componentes en el dominio del tiempo.

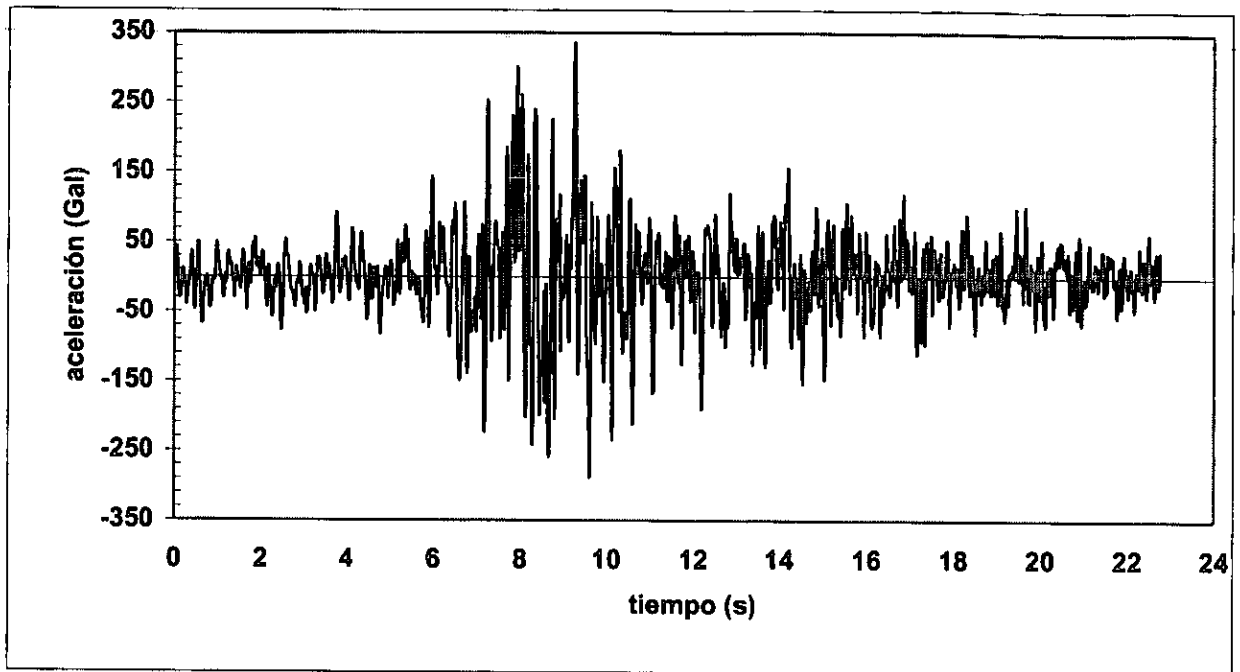


Figura 3.1 Acelerograma de la señal sintética Trigo.001.

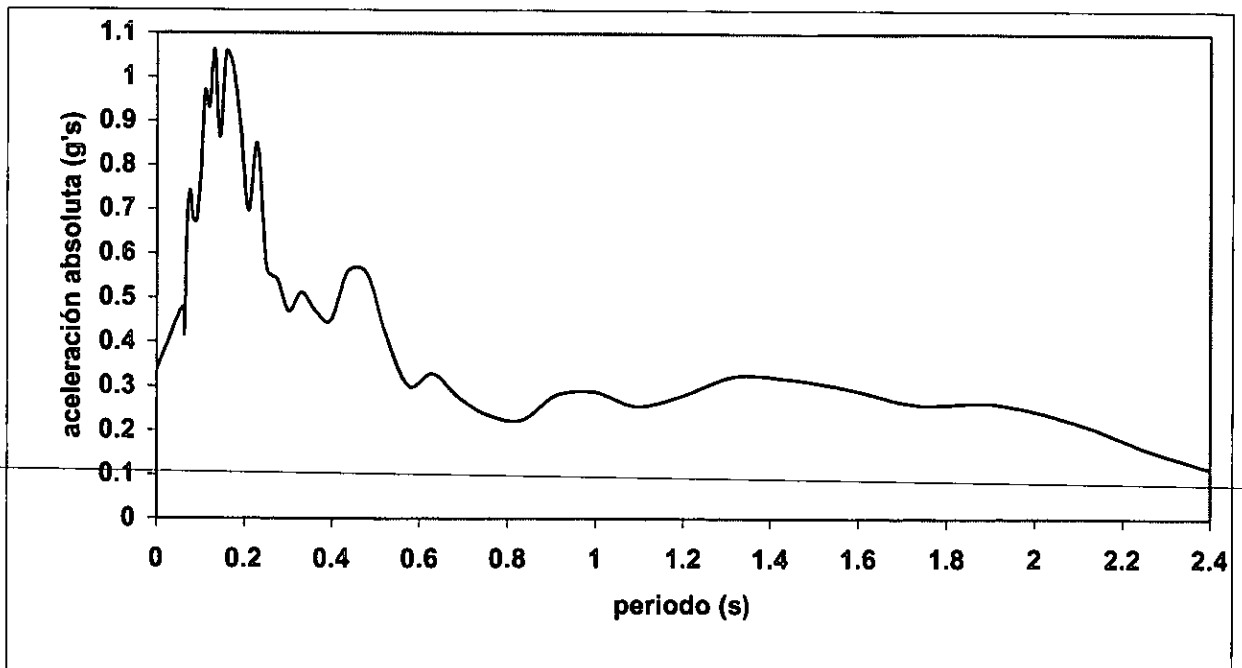


Figura 3.2 Espectro de respuesta de la señal sintética Trigo.001.

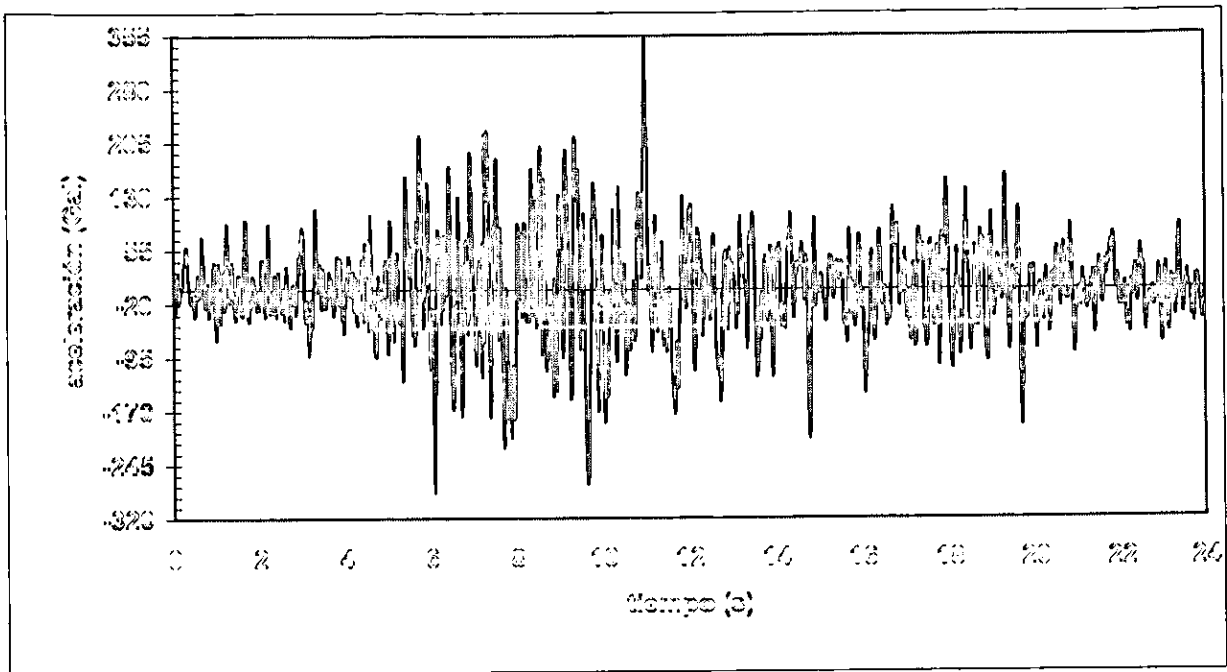


Figura 3.3 Acelerograma de la señal sintética Trigo.002.

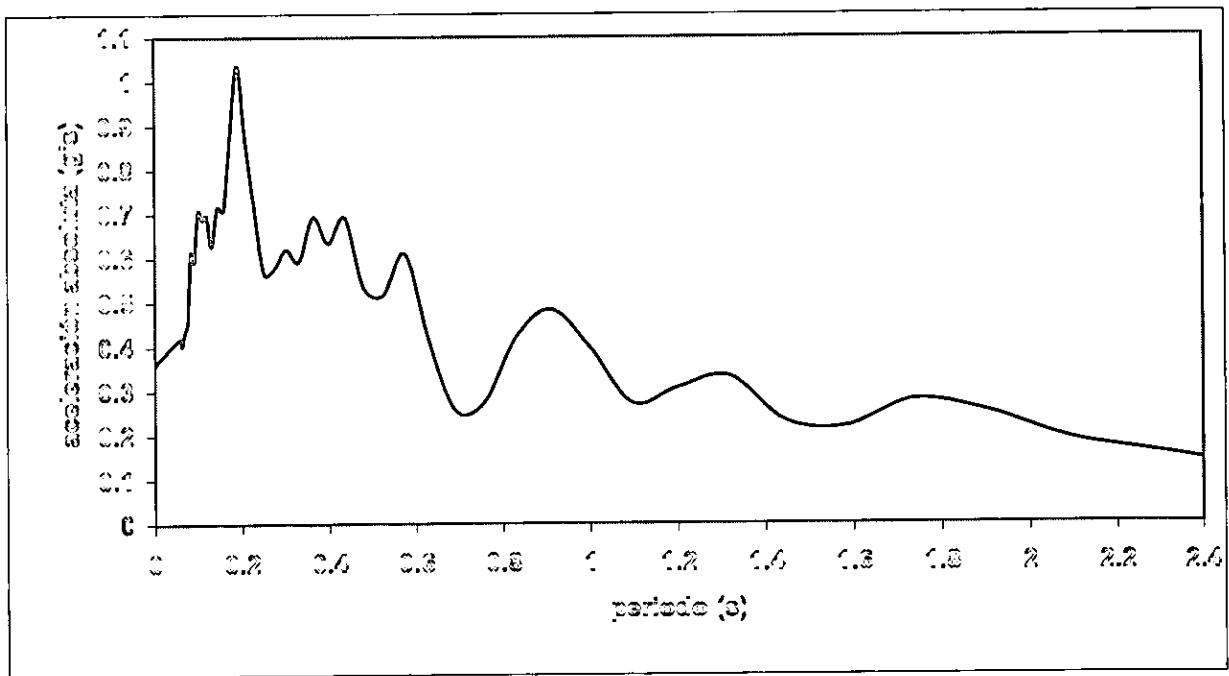


Figura 3.4 Espectro de respuesta de la señal sintética Trigo.002.

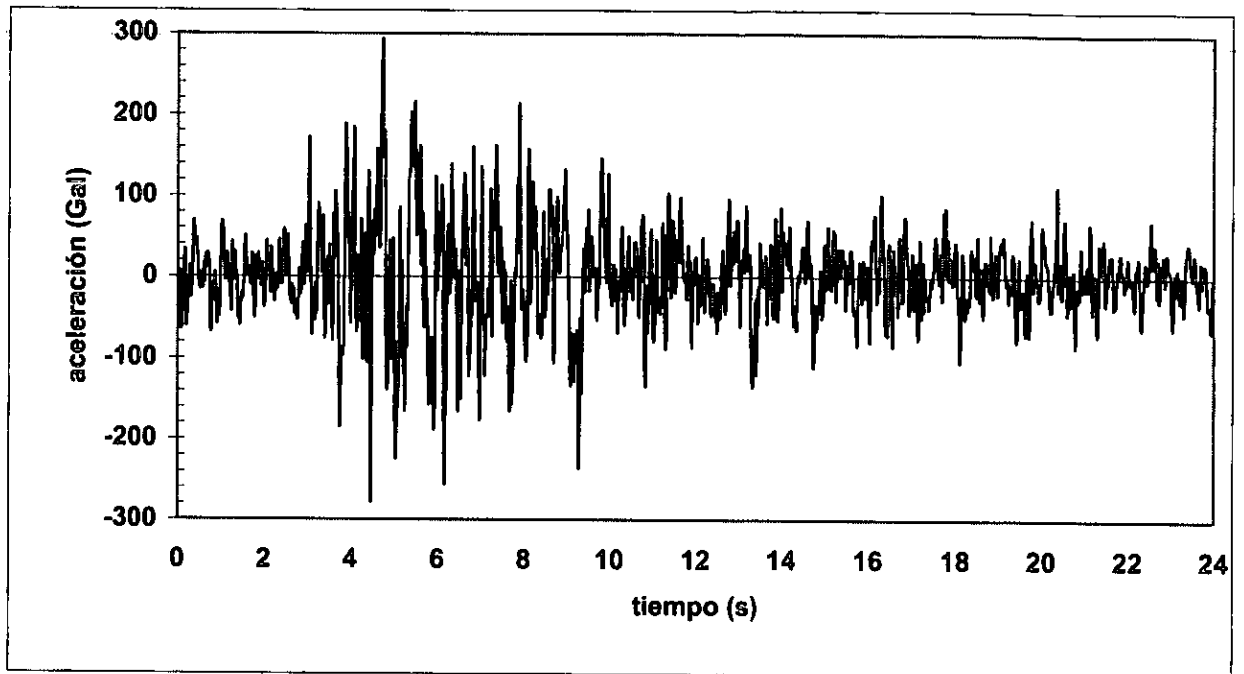


Figura 3.5 Acelerograma de la señal sintética Trigo.003.

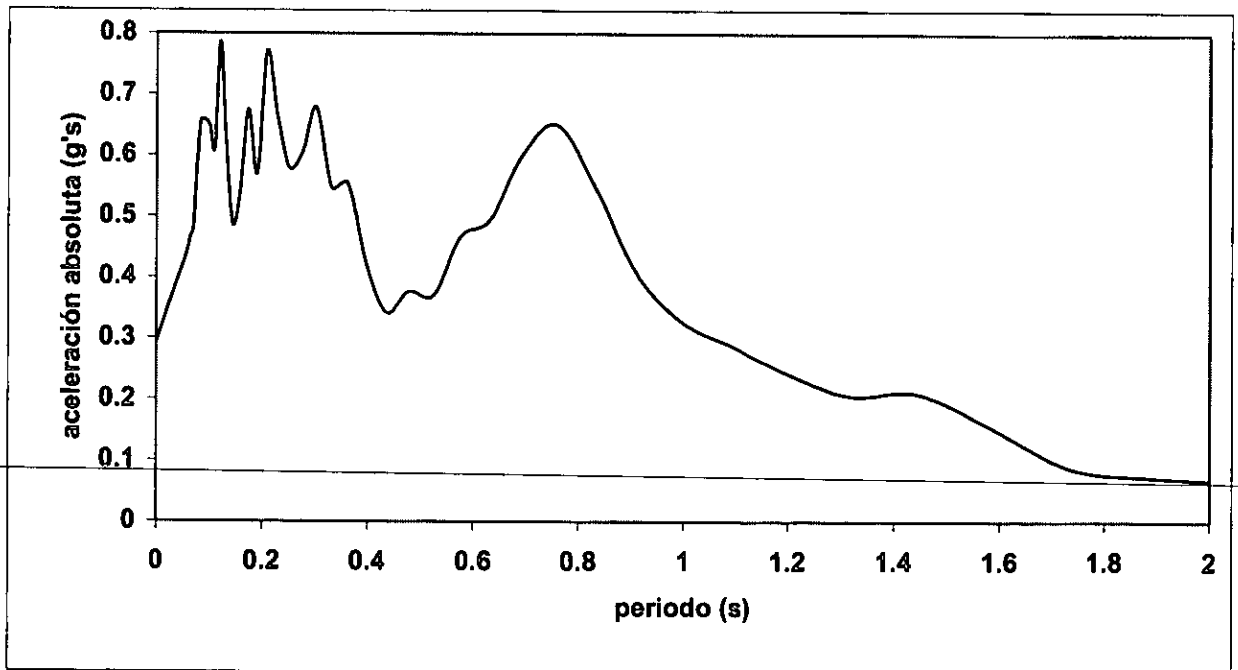


Figura 3.6 Espectro de respuesta de la señal sintética Trigo.003.

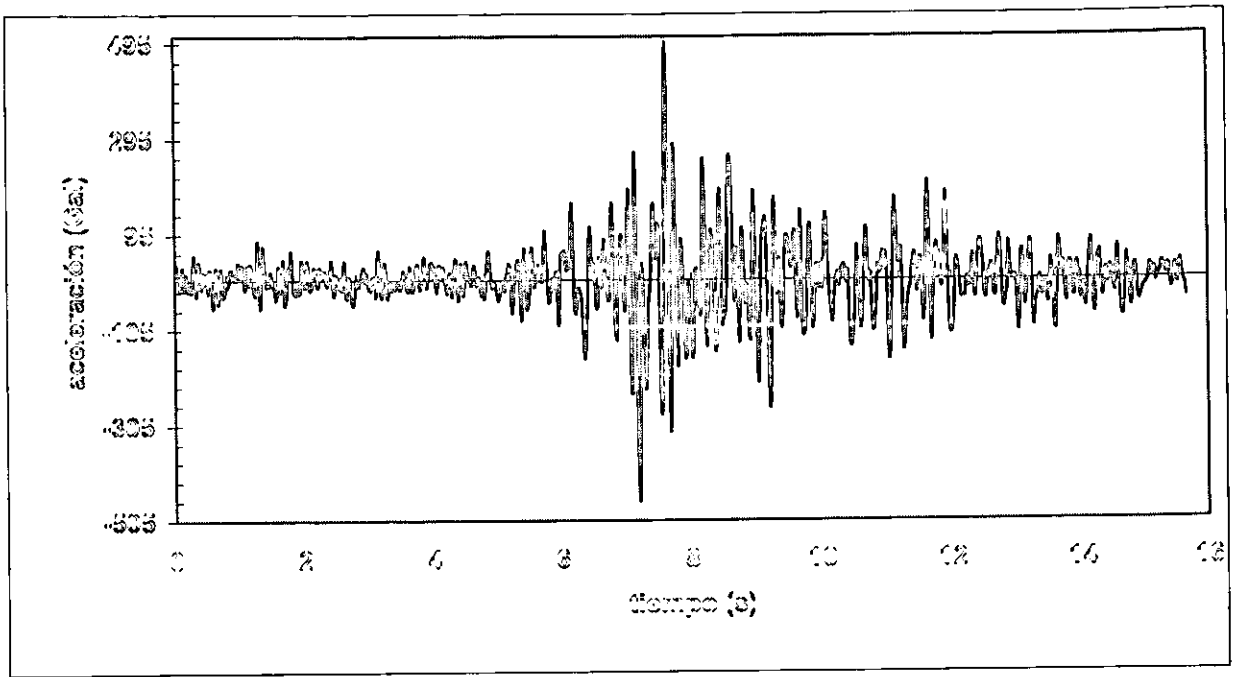


Figura 3.7 Acelerograma de la señal sintética Trigo.004.

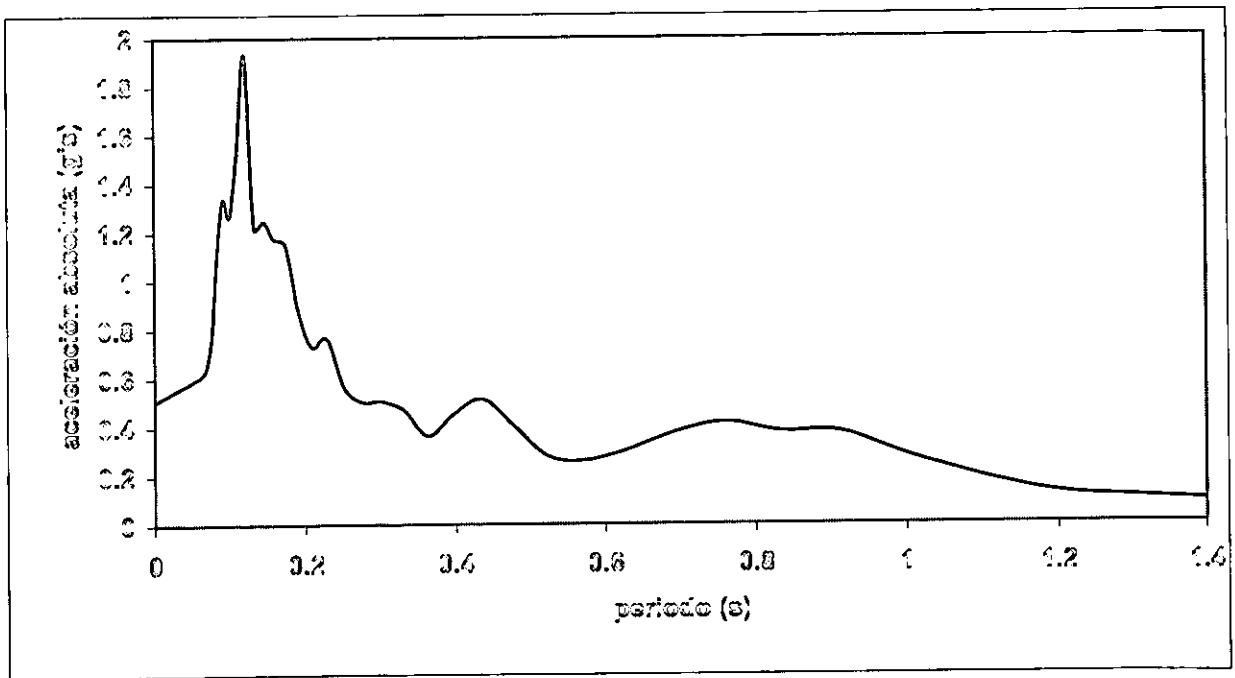


Figura 3.8 Espectro de respuesta de la señal sintética Trigo.004.

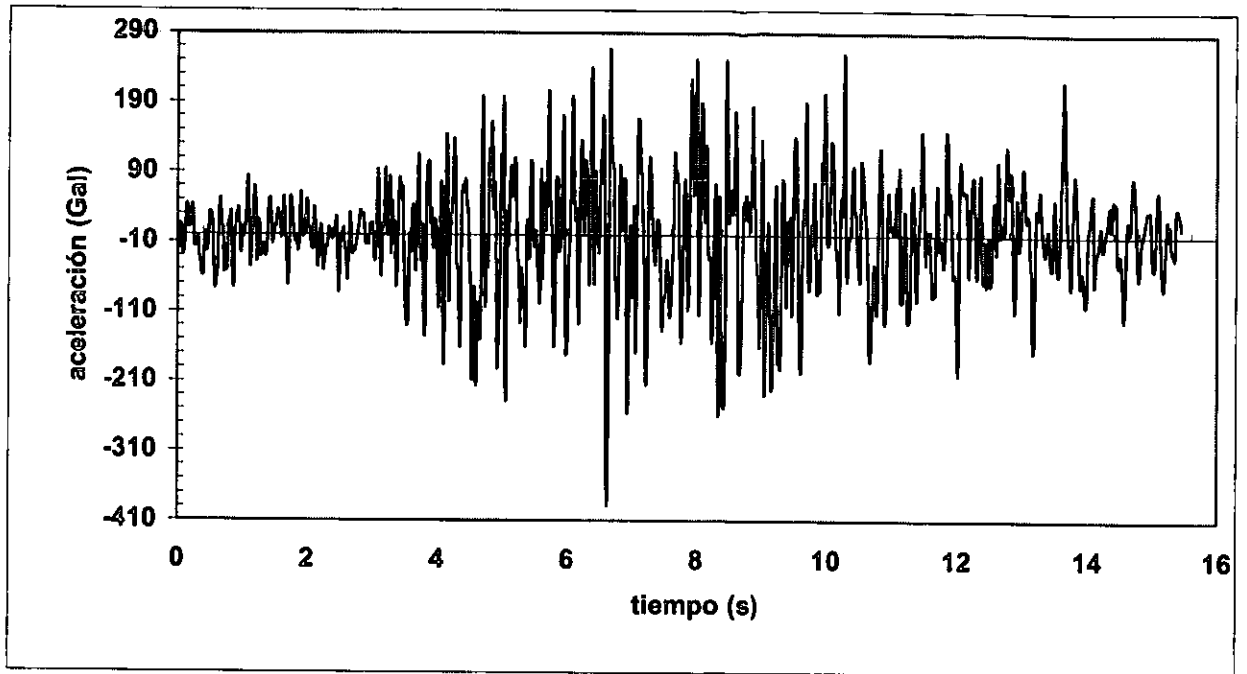


Figura 3.9 Acelerograma de la señal sintética Trigo.005.

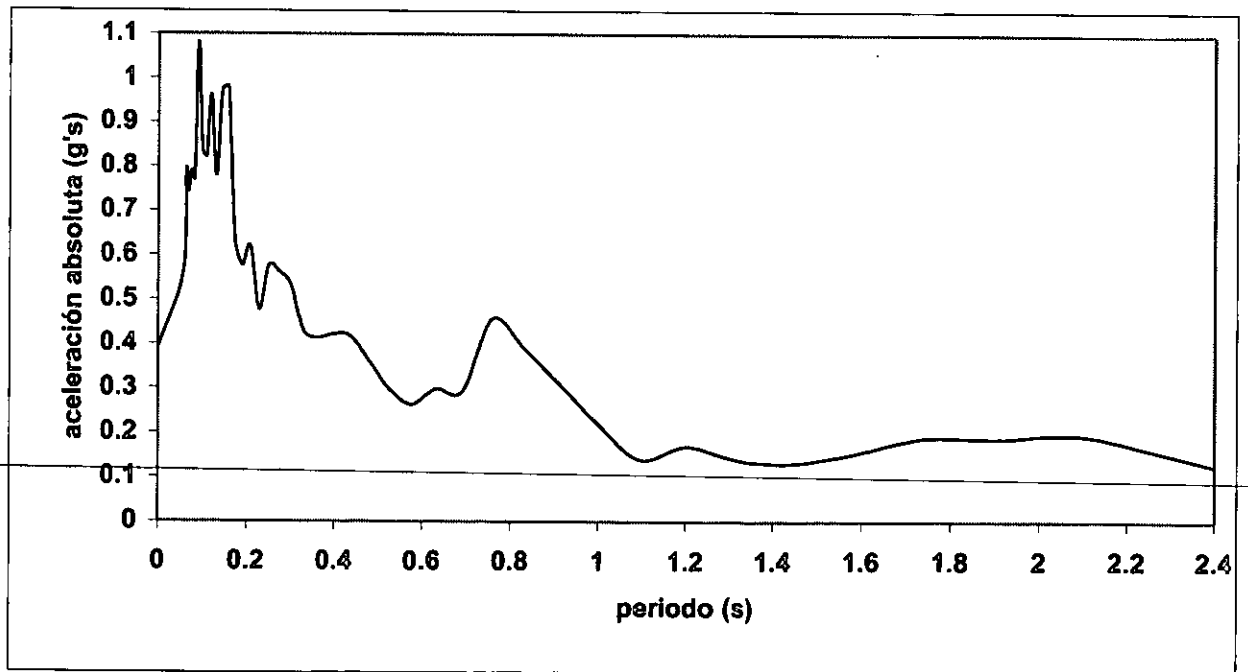


Figura 3.10 Espectro de respuesta de la señal sintética Trigo.005.

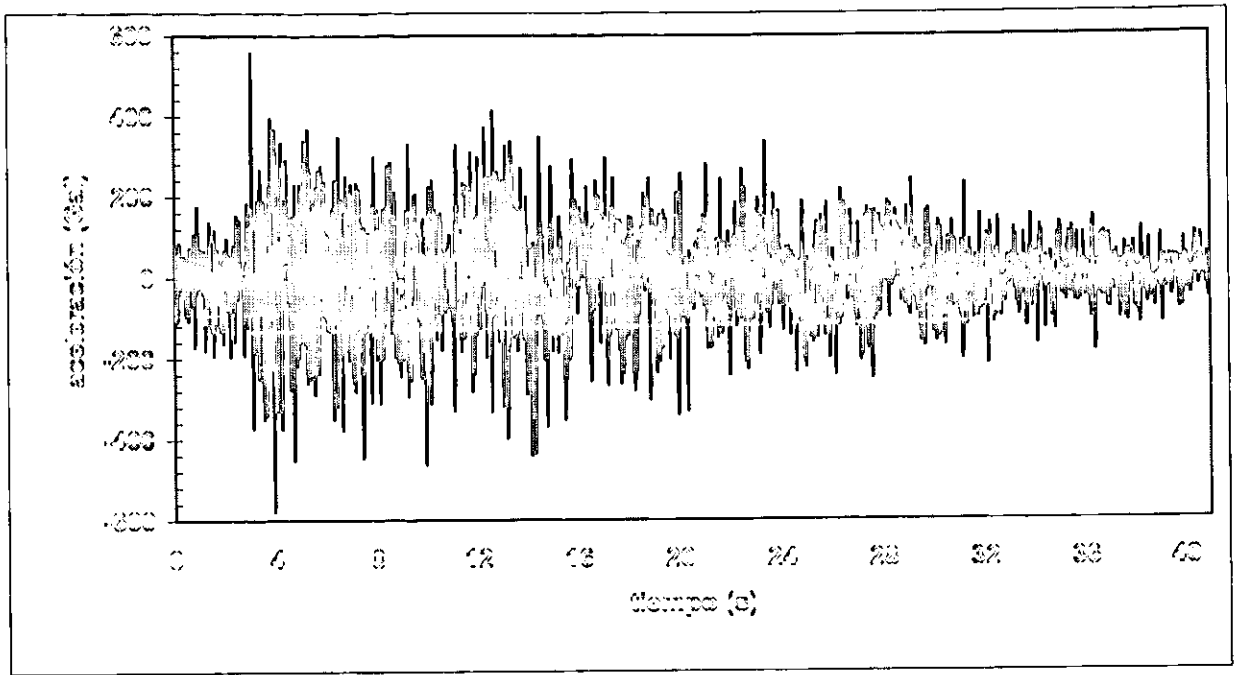


Figura 3.11 Acelerograma de la señal sintética 2Trigo.001.

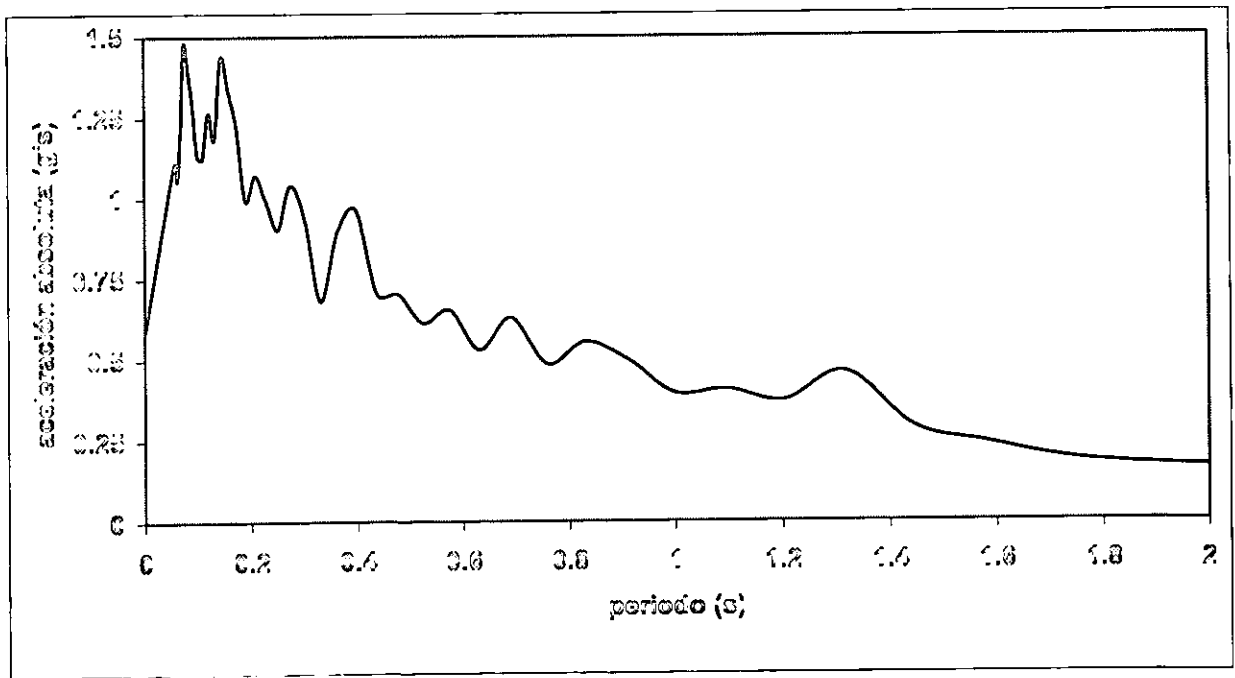


Figura 3.12 Espectro de respuesta de la señal sintética 2Trigo.001.

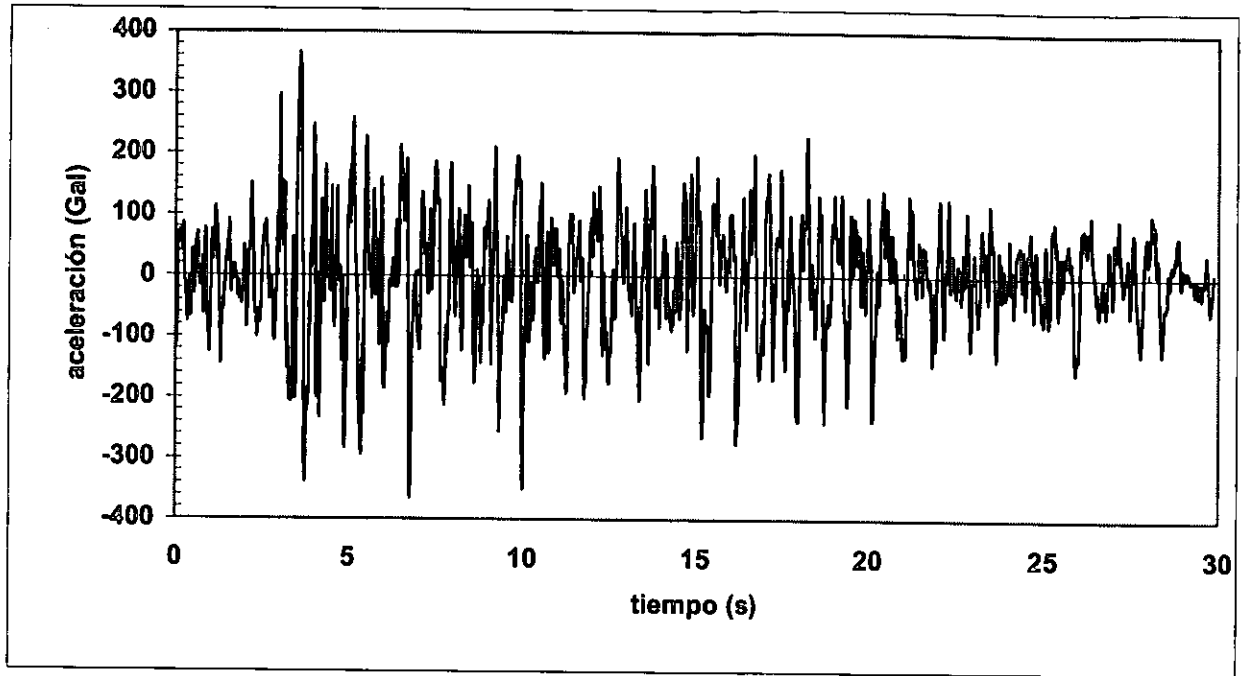


Figura 3.13 Acelerograma de la señal sintética 2Trigo.002.

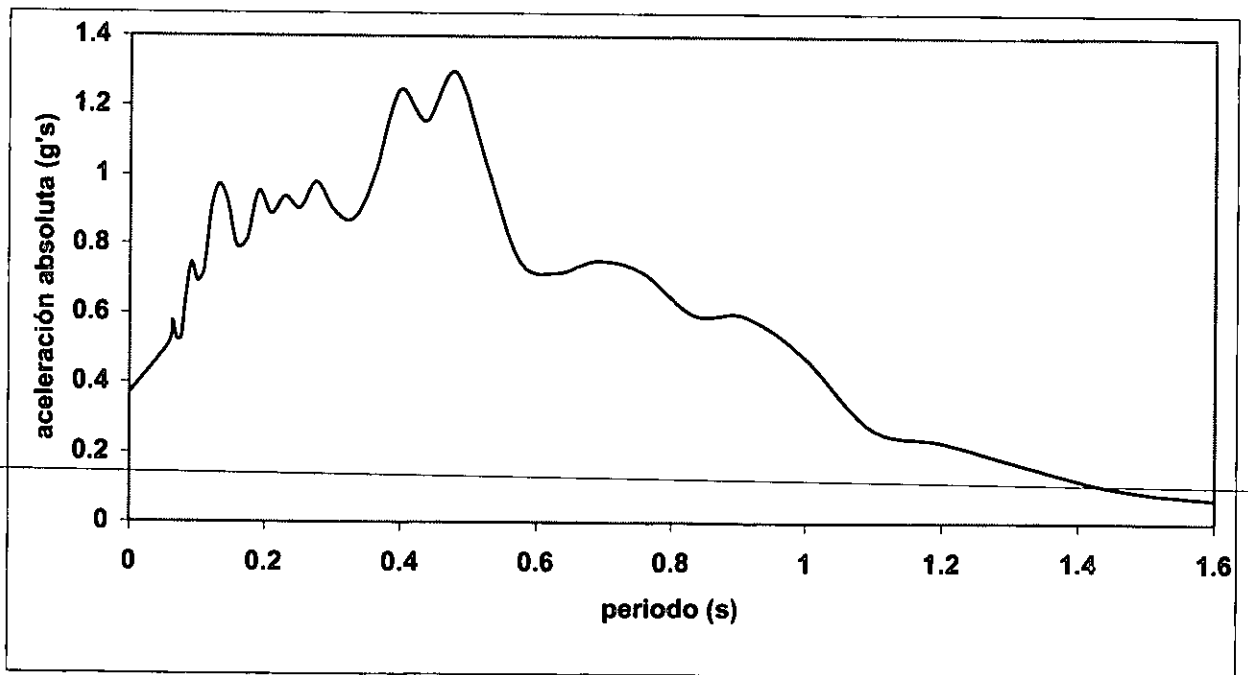


Figura 3.14 Espectro de respuesta de la señal sintética 2Trigo.002.

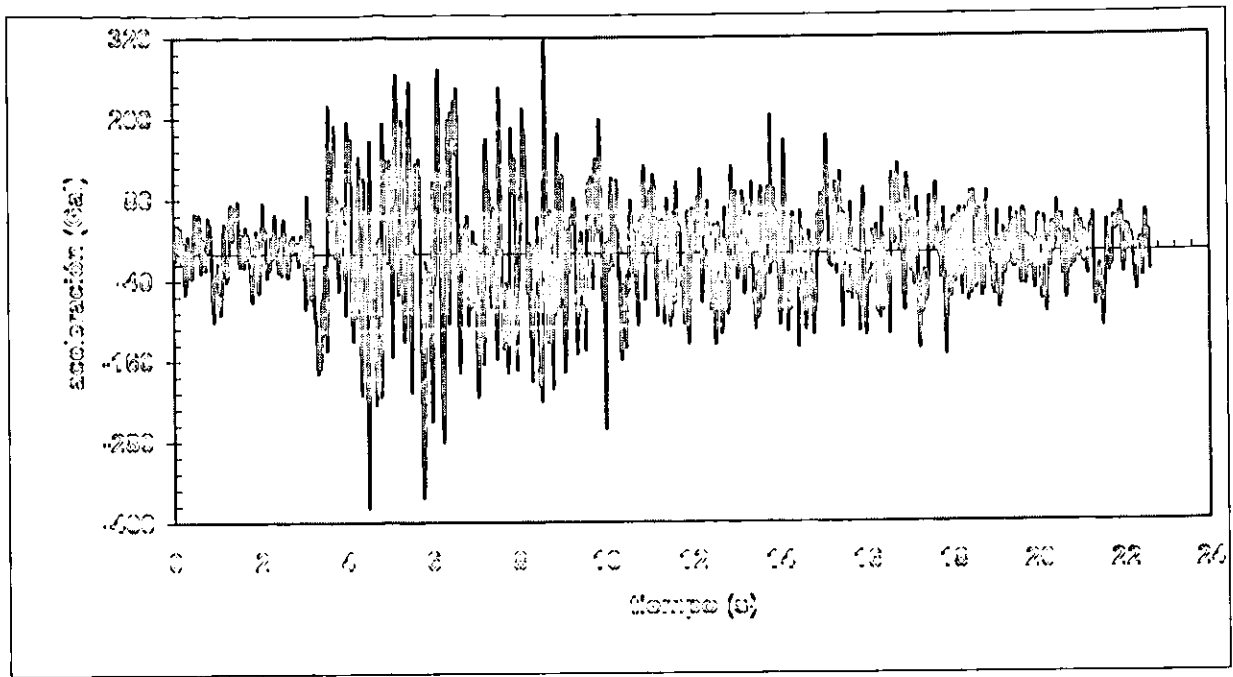


Figura 3.15 Acelerograma de la señal sintética 2Trigo.003.

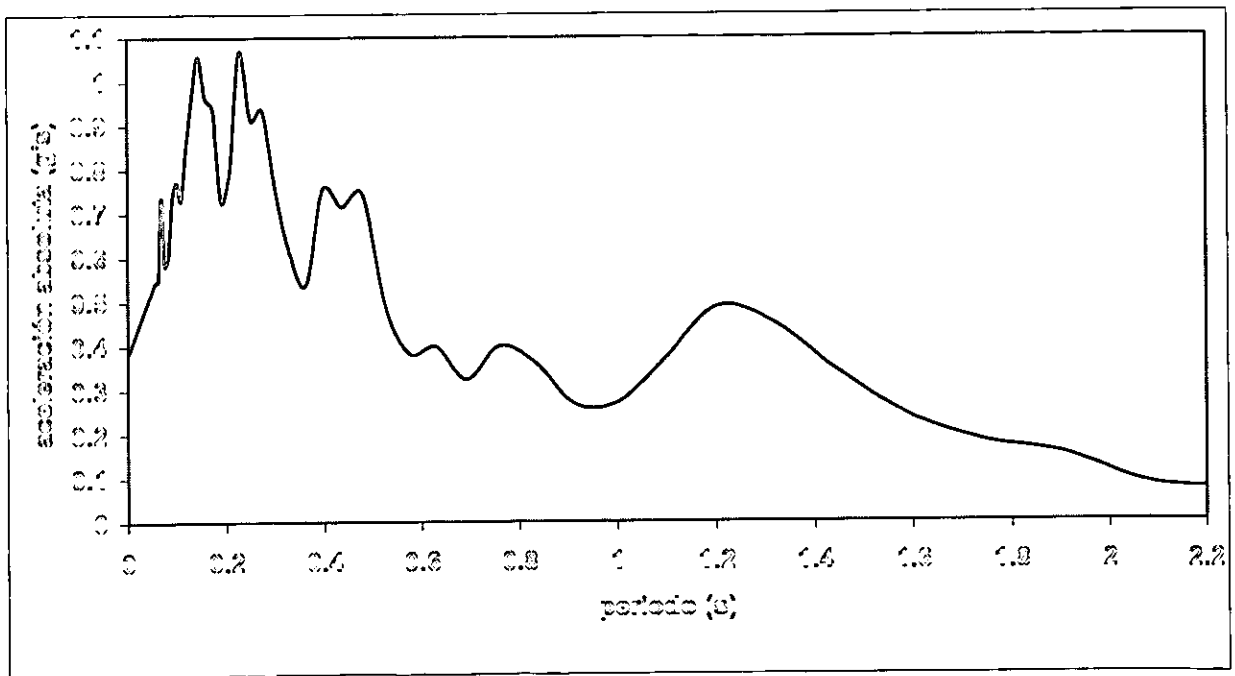


Figura 3.16 Espectro de respuesta de la señal sintética 2Trigo.003.

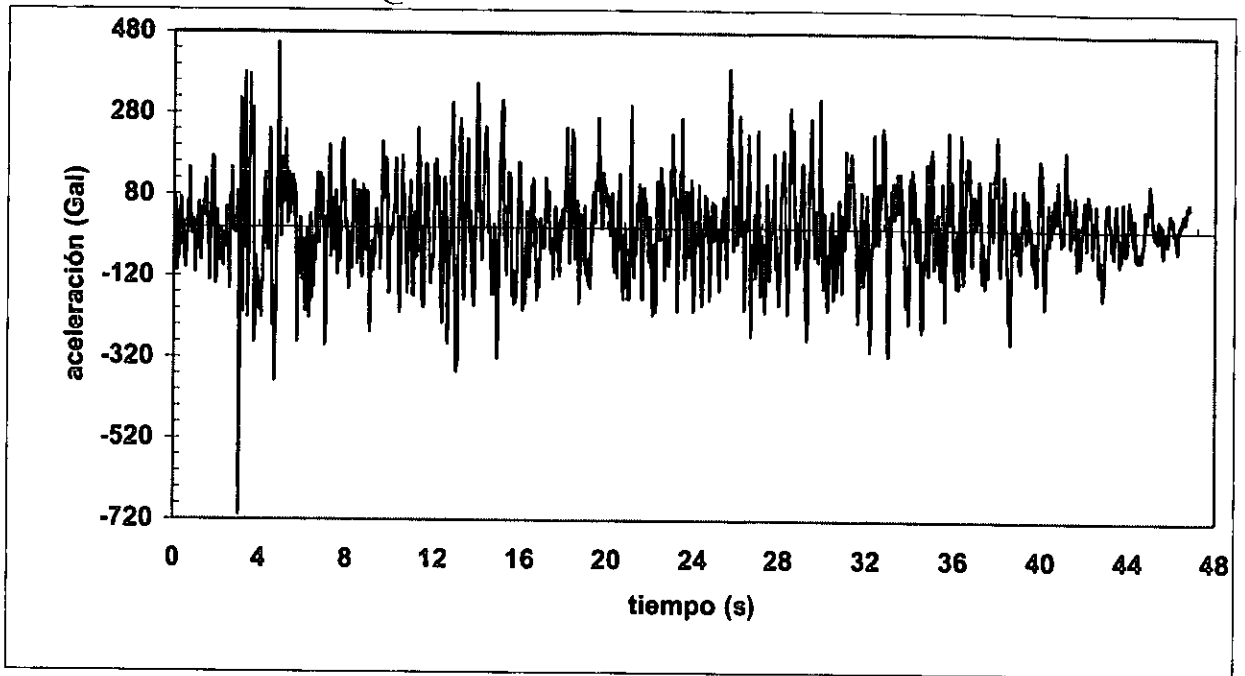


Figura 3.17 Acelerograma de la señal sintética 2Trigo.004.

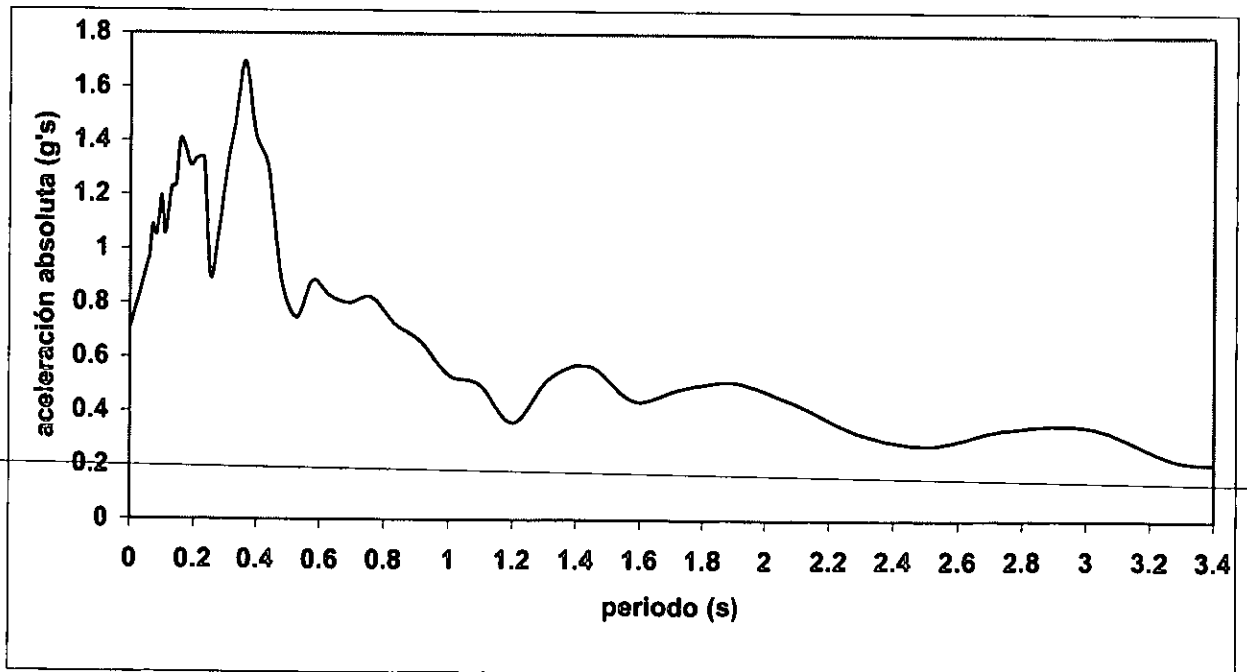


Figura 3.18 Espectro de respuesta de la señal sintética 2Trigo.004.

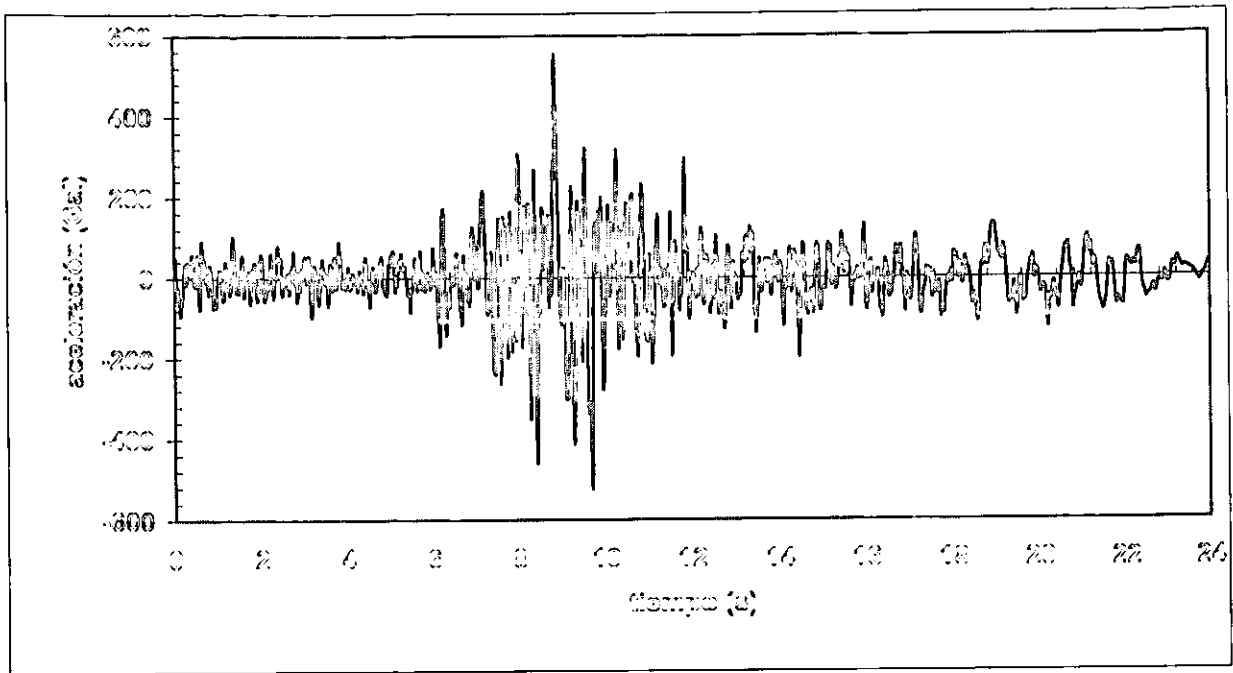


Figura 3.19 Acclerograma de la señal sintética 2Trigo.005.

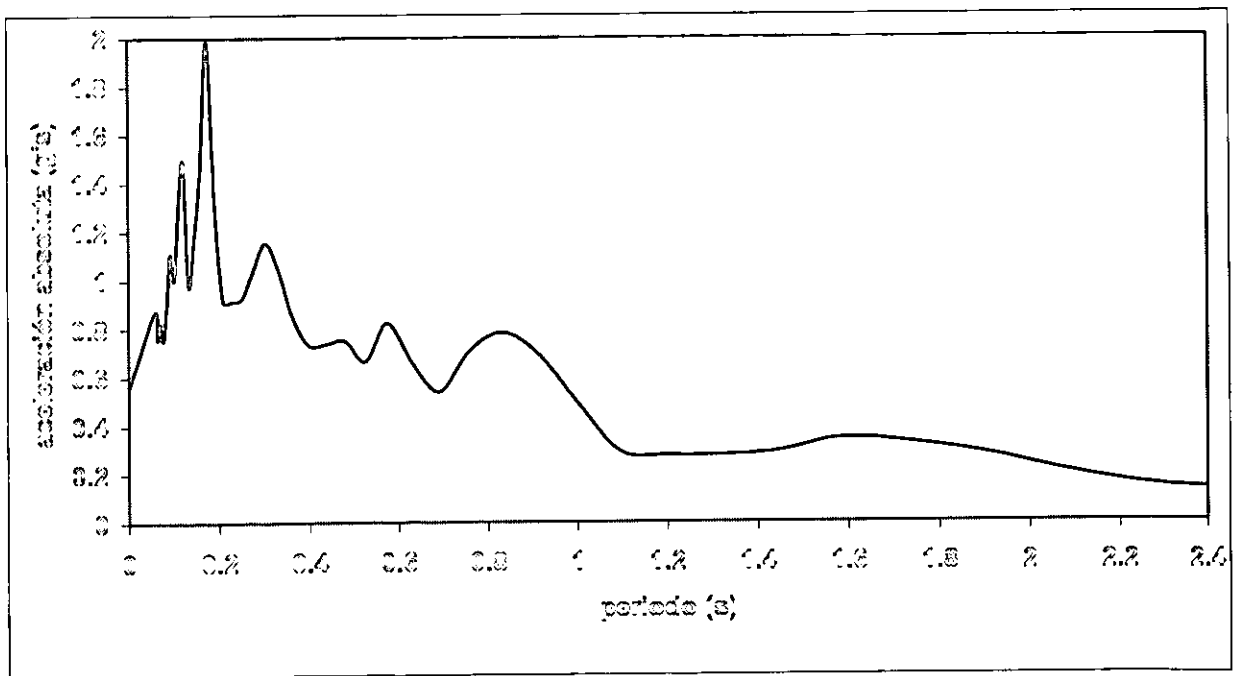


Figura 3.20 Espectro de respuesta de la señal sintética 2Trigo.005.

4. ESTUDIO PARAMETRICO

4.1 Idealización del sistema y propiedades

Con el procedimiento de análisis implícito en el programa de computadora EAGD-84, descrito anteriormente, se evalúa el comportamiento sísmico de la presa Trigomil, haciendo uso de acelerogramas de señales sintéticas de periodo de retorno de 100 y 200 años (debido a que hasta el momento no se dispone de registros medidos en la presa ya que los equipos instalados en la presa están descompuestos). Ahora bien, para evaluar el comportamiento de la cortina se escogieron las siguientes características de respuesta:

- a) Contornos deformados para la presa con el embalse lleno y vacío, en análisis estático.
- b) Historias de desplazamientos y sus correspondientes espectros de respuesta de desplazamientos, en algunos puntos de la malla de elementos finitos, que representa la idealización de la presa Trigomil.
- c) Contornos de esfuerzos principales máximos (mayores) y mínimos (menores) para diferentes tiempos, en análisis dinámicos.

Los monolitos de la presa se idealizan como un conjunto de elementos finitos rectangulares conectados por cuatro puntos nodales cada uno (ver figura 4.1).

Los puntos nodales en el sistema del elemento finito son localizados con referencia a un sistema coordenado x, y . El eje y vertical con la dirección positiva hacia arriba; el eje x horizontal con la dirección positiva hacia aguas abajo. Cada punto nodal es identificado por un número y sus correspondiente coordenadas x y y . Si los efectos de la interacción entre la presa y la cimentación de roca son incluidos, los puntos nodales de la base de la presa deben estar equiespaciados en una línea horizontal.

La idealización bidimensional del Elemento Finito (en el plano generalizado de esfuerzos o en el plano de deformaciones) que se presenta en la figura 4.1, consiste de 128 elementos finitos cuadriláteros con 153 puntos nodales. Los nueve puntos nodales en la base de la presa están equiespaciados para satisfacer la condición de interacción entre la cortina y la cimentación, como se requiere para desarrollar la matriz de rigidez dinámica de la cimentación. Este sistema del elemento finito tiene 238 grados de libertad para el análisis con cimentación rígida y de 256 grados de libertad para considerar la cimentación flexible.

El concreto de la presa se supone homogéneo, isotrópico y que se comporta como un material elástico con las siguientes propiedades: módulo de elasticidad (E_c) con cuatro valores a utilizar en los análisis, peso

volumétrico (γ_c) = 2 400 kg/m³, relación de Poisson (ν_c) = 0.2. La disipación de energía en la presa de concreto es representada por la constante de amortiguamiento histerético con un factor de amortiguamiento (η_s) = 0.1, que corresponde al 5 % del factor de amortiguamiento en todos los modos de vibración de la presa. El valor del módulo de elasticidad fue variable debido a que los valores obtenidos experimentalmente en los cilindros de concreto presentaron variaciones entre 56 503 kg/cm² (valor mínimo) y 218 763 kg/cm² (valor máximo).

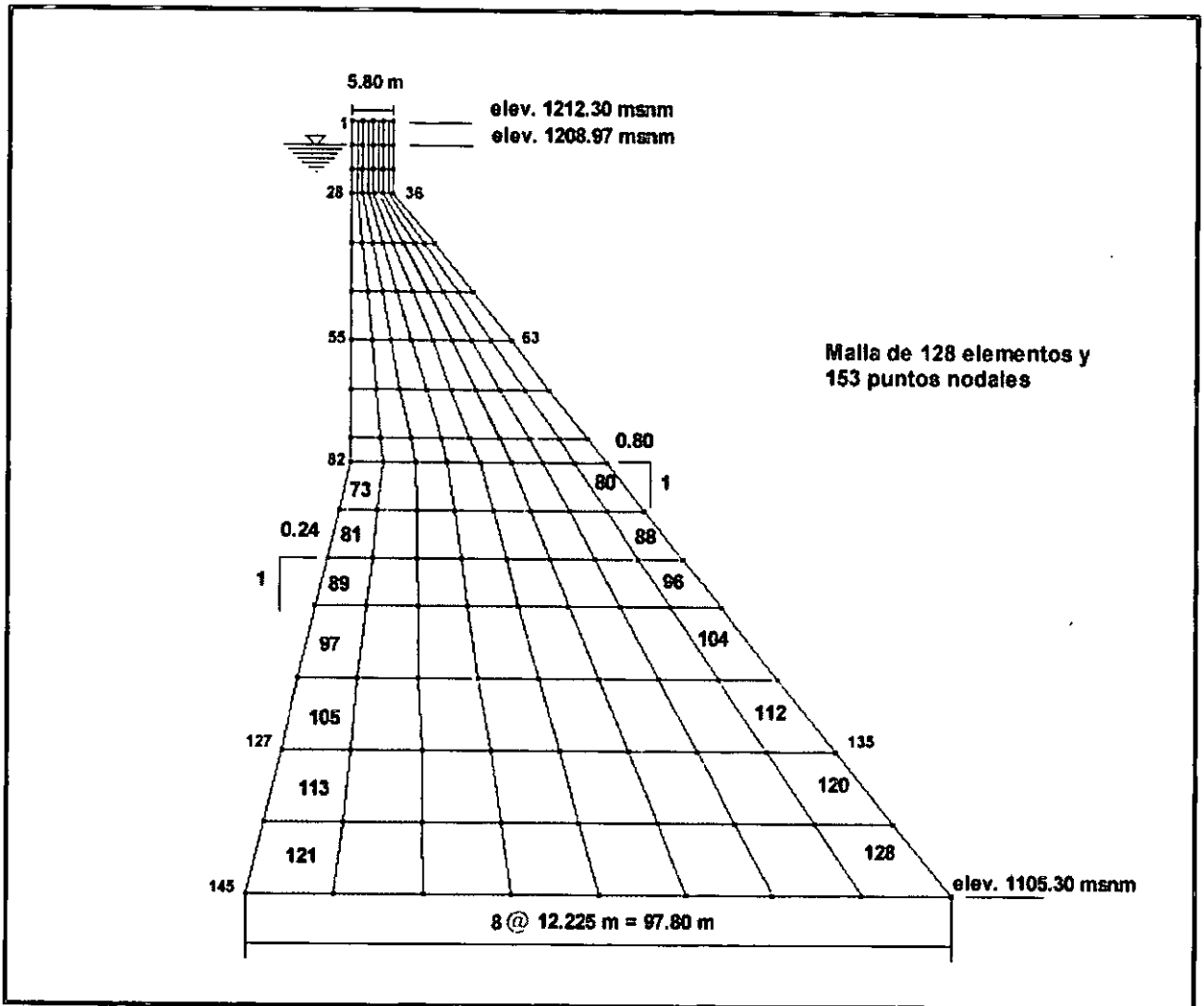


Figura 4.1 Malla de elementos finitos de la presa Trigomil empleada en el análisis.

El agua que constituye el embalse es idealizada como se menciona en el capítulo 1 como un dominio del fluido de profundidad constante y longitud infinita en la dirección aguas arriba de la presa. La elevación de la superficie es únicamente un parámetro especificado para el agua encerrada. El programa de computadora usa las siguientes propiedades para el agua encerrada: velocidad de las ondas de presión (C) = 1 438.656 m/s y peso volumétrico (γ_0) = 1 000 kg/m³. El fondo del embalse se supone horizontal.

La absorción de los materiales del fondo del embalse son caracterizados por el coeficiente de reflexión de onda (α), que se define como la relación de la amplitud de la onda de presión hidrodinámica reflejada

entre la amplitud de una propagación vertical de una onda de presión incidente en el fondo del embalse. Un coeficiente de reflexión de onda igual a la unidad indica que las ondas de presión son reflejadas por el fondo del embalse sin atenuación; un coeficiente de reflexión de onda igual a cero indica que la propagación vertical de las ondas de presión son totalmente absorbidas dentro de los materiales del fondo del embalse sin reflexión. Los materiales en el fondo del embalse determinan el valor del coeficiente de reflexión de onda de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{1 - k}{1 + k}$$

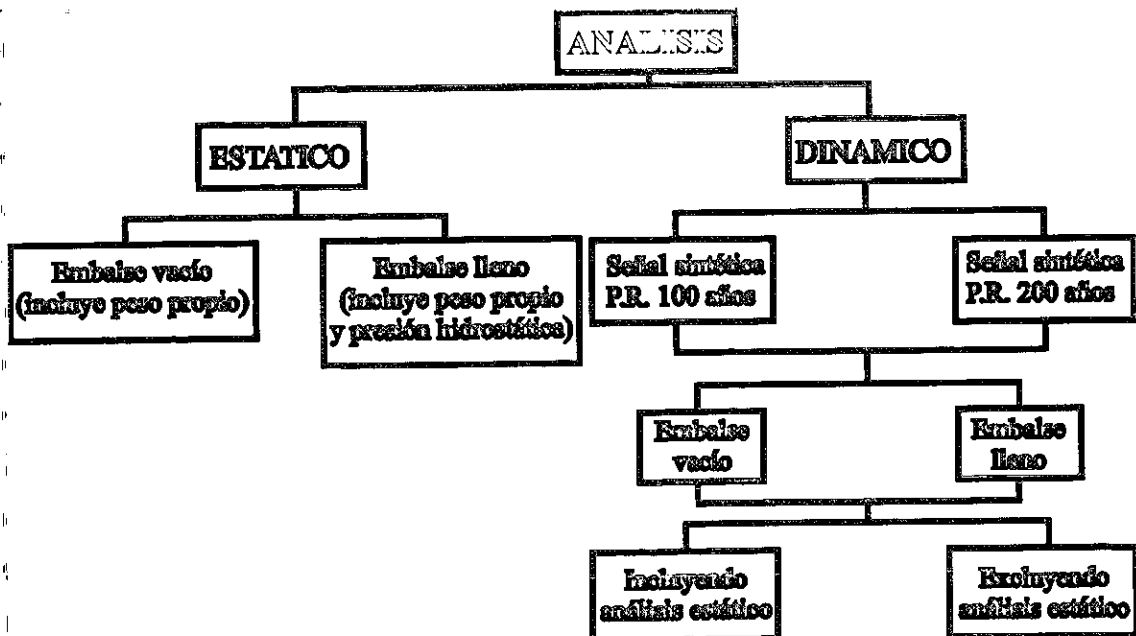
donde: $k = \rho C / \rho_r C_r$, C es la velocidad de las ondas de presión y ρ es la densidad del agua, $C_r = \sqrt{E_r / \rho_r}$, y E_r es el módulo de elasticidad y ρ_r es la densidad de los materiales del fondo del embalse.

Debido a que los datos de los materiales del fondo del embalse de la presa son desconocidos se seleccionó un coeficiente de reflexión de onda igual a 0.5 para todos los casos analizados, que se considera como un valor que parcialmente absorbe las ondas de presión hidrodinámicas.

La cimentación de roca se idealiza como homogénea, isotrópica, semiespacio viscoelástico, (en el plano de esfuerzos) con las siguientes propiedades: módulo de elasticidad (E) = 2 284 977 614.16 $kg / m^2 = 228 497.761 kg / cm^2$, relación de Poisson (ν) = 1/3, peso volumétrico (γ) = 2 643 kg / m^3 , y coeficiente de amortiguamiento histerético (η_f) = 0.10. La velocidad de onda P para la roca = 1 438.656 m / s .

La excitación sísmica utilizada en el programa sólo considera la componente horizontal aunque el programa admite trabajar con ambas componentes (vertical y horizontal), pero, debido a que como se menciono con anterioridad no se cuenta con registros de acelerogramas reales en el sitio de ubicación de la presa Trigomil por lo que fueron utilizados los diez acelerogramas sintéticos (que se muestran en el capítulo 2) en los análisis dinámicos.

En el siguiente diagrama se muestran los tipos de análisis que se realizan:



4.2 Análisis estáticos para módulos de elasticidad diferentes en la cortina

Se utilizaron cuatro casos con variaciones del módulo de elasticidad en la cortina. Los dos primeros uniformes a lo largo de la cortina y los dos restantes variando linealmente a lo largo de la cortina. Los valores del módulo de elasticidad se muestran en la siguiente tabla:

| Módulo de elasticidad (E) en kg/cm ² | Resistencia (f'c) en kg/cm ² |
|--|--|
| 228 497.76 | 522 |
| 114 248.88 | 130.53 |
| 100 000.05 a 141 294.47 | 100 a 200 |
| 100 000.05 a 223 606.91 | 100 a 500 |

La resistencia fue calculada con la expresión: $E = 10\,000 \sqrt{f'c}$

Además, únicamente se considero la cimentación flexible en todos los análisis, debido a que esta considera la interacción entre la cortina y la cimentación de roca.

4.2.1 Primer caso módulo de elasticidad uniforme (228 497.76 kg/cm²)

En la figura 4.2.1 se observa el contorno deformado para la cortina para un módulo de elasticidad de 228 497.76 kg/cm². En ella se comparan los contornos inicial y deformado cuando se tiene el embalse vacío y lleno, observándose que el desplazamiento máximo en la idealización bidimensional del Elemento Finito es en el punto nodal 1 (en la corona) cuando se presenta el caso de embalse vacío con un desplazamiento de 0.461 cm en la dirección horizontal (hacia aguas arriba) y de 0.526 cm en la dirección vertical (hacia abajo). Cuando se presenta el embalse lleno se tiene un desplazamiento máximo de 0.694 cm en la dirección horizontal (hacia aguas abajo) y de 0.348 cm en la dirección vertical (hacia abajo), el primero en el punto nodal 9 y el segundo en el nodo 72 de la malla de elementos finitos.

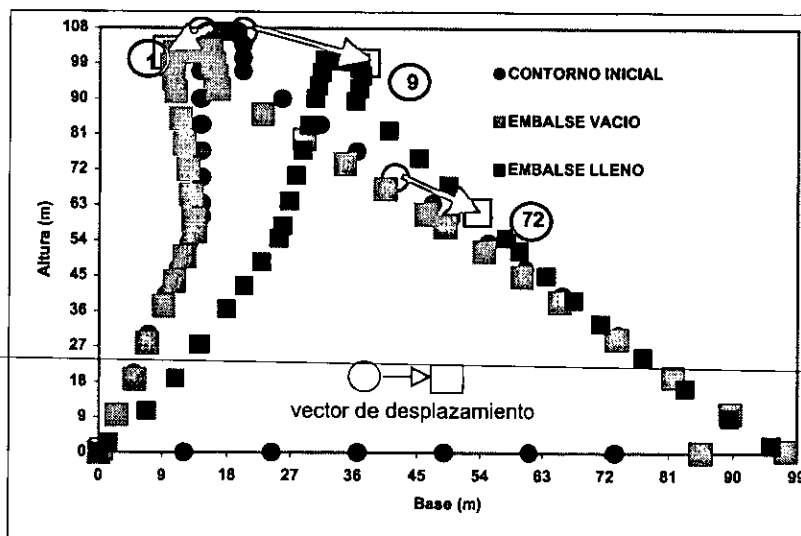


Figura 4.2.1 Comparación entre contorno inicial y deformado para el embalse vacío y lleno.

En las figuras 4.2.2, 4.2.3, 4.2.4 y 4.2.5 se observan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos para el embalse vacío y lleno. Para este módulo de elasticidad del concreto predominan las zonas

de compresión a lo largo de la cortina, siendo mayores en la parte inferior de la cara aguas arriba cuando el embalse esta vacío ($- 23.313 \text{ kg/cm}^2$ en esfuerzos principales máximos) y mayores en la parte inferior de la cara o paramento aguas abajo cuando el embalse esta lleno para los esfuerzos principales máximos estáticos ($- 23.771 \text{ kg/cm}^2$).

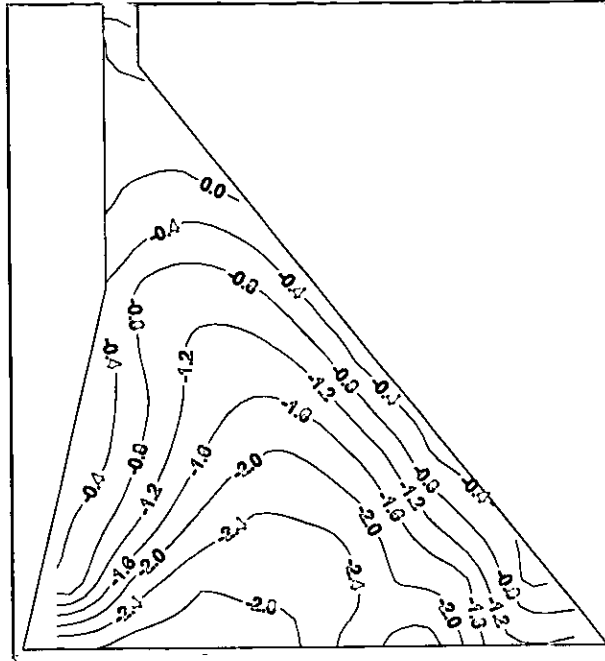


Figura 4.2.2 Contorno de esfuerzos principales mínimos estáticos para el embalse vacío (kg/cm^2). Valores negativos indican compresiones.

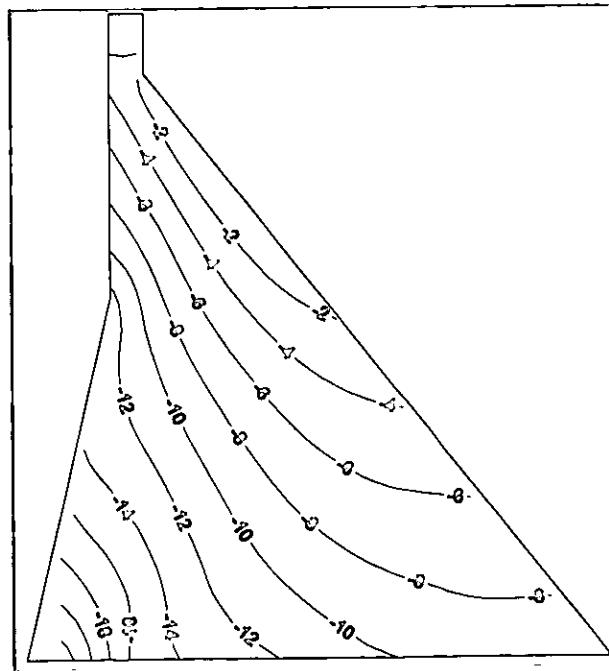


Figura 4.2.3 Contorno de esfuerzos principales máximos estáticos para el embalse vacío (kg/cm^2).

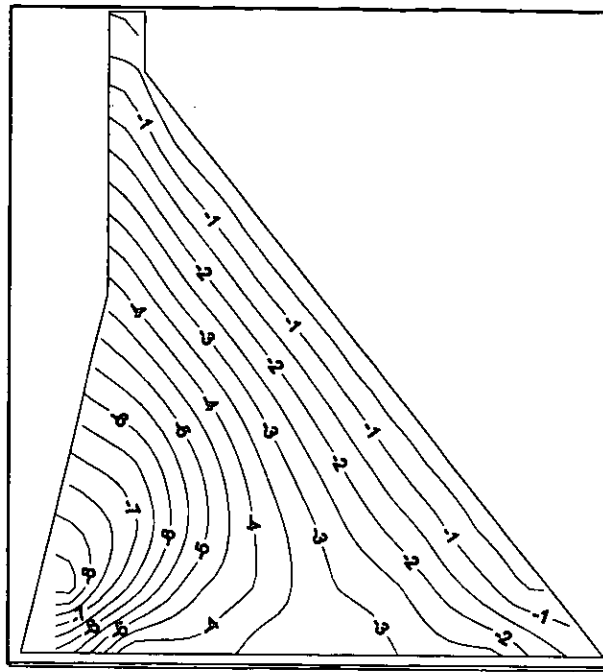


Figura 4.2.4 Contorno de esfuerzos principales mínimos estáticos para el embalse lleno (kg/cm^2).

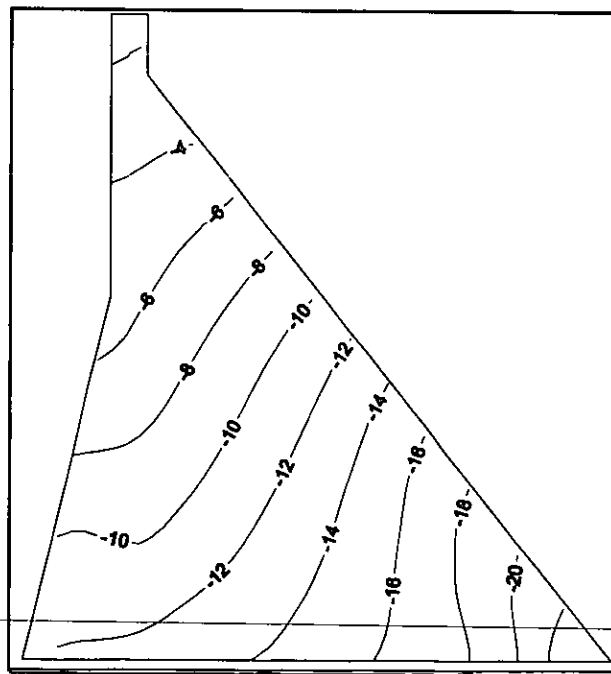


Figura 4.2.5 Contorno de esfuerzos principales máximos estáticos para el embalse lleno (kg/cm^2).

4.2.2 Segundo caso módulo de elasticidad uniforme (114 248.88 kg/cm^2)

En la figura 4.2.6 se observa el contorno deformado para la cortina para un módulo de elasticidad de 114 248.88 kg/cm^2 . En ella se comparan los contornos inicial y deformado cuando se tiene el embalse vacío y lleno, observándose que el desplazamiento máximo cuando se presenta el embalse vacío es de 0.969 cm en la dirección horizontal (hacia aguas arriba) y de 1.02 cm en la dirección vertical (hacia abajo), ambos

desplazamientos en el punto nodal 1. Cuando se presenta el embalse lleno se tiene un desplazamiento máximo de 1.30 cm en la dirección horizontal (hacia aguas abajo) y de 0.646 cm en la dirección vertical (hacia abajo), el primero en el punto nodal 9 y el segundo en el nodo 72.

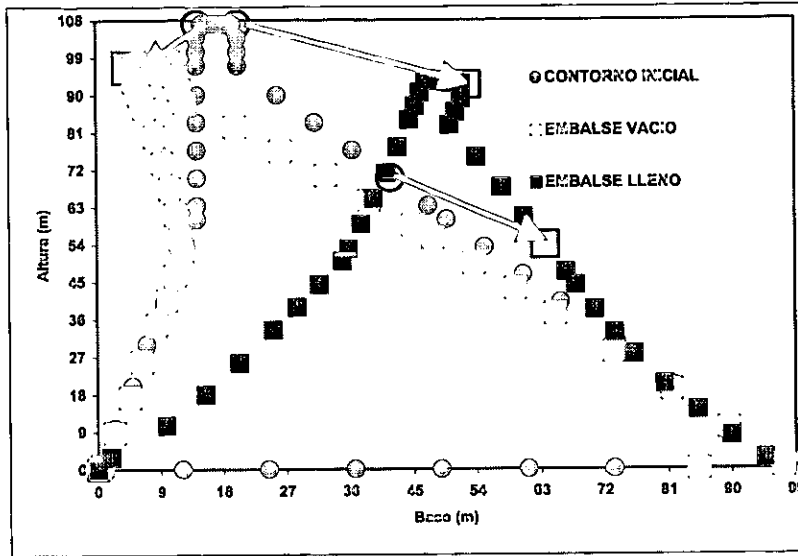


Figura 4.2.6 Comparación entre contorno inicial y deformado para el embalse vacío y lleno.

En las figuras 4.2.7, 4.2.8, 4.2.9 y 4.2.10 se observan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos para el embalse vacío y lleno. También para este módulo únicamente se presentan compresiones, observándose las mayores compresiones para el caso de embalse vacío en la parte inferior de la cara aguas arriba para los esfuerzos principales máximos ($- 20.424 \text{ kg/cm}^2$) y para el caso de embalse lleno en la parte inferior de la cara aguas abajo para los esfuerzos principales máximos ($- 18.849 \text{ kg/cm}^2$).

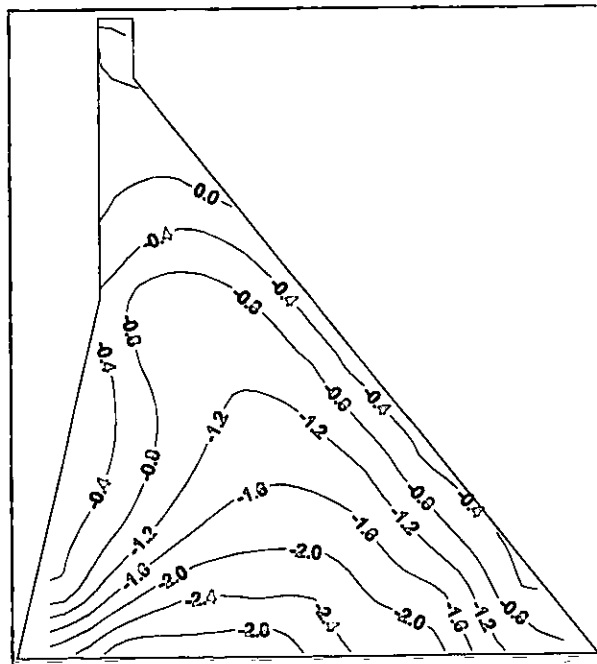


Figura 4.2.7 Contorno de esfuerzos principales mínimos estáticos para el embalse vacío (kg/cm^2).

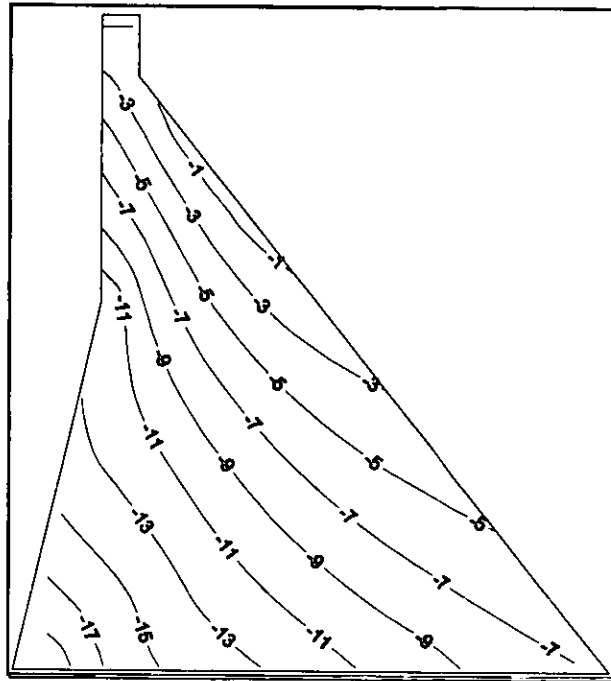


Figura 4.2.8 Contorno de esfuerzos principales máximos estáticos para el embalse vacío (kg/cm^2).

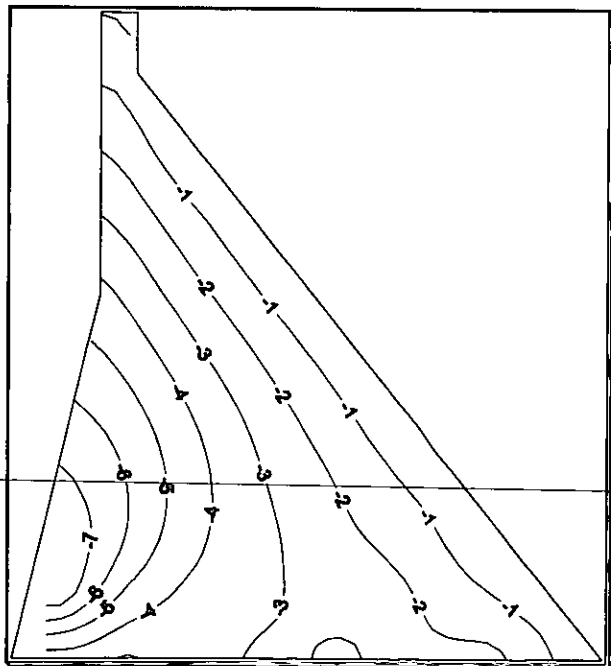


Figura 4.2.9 Contorno de esfuerzos principales mínimos estáticos para el embalse lleno (kg/cm^2).

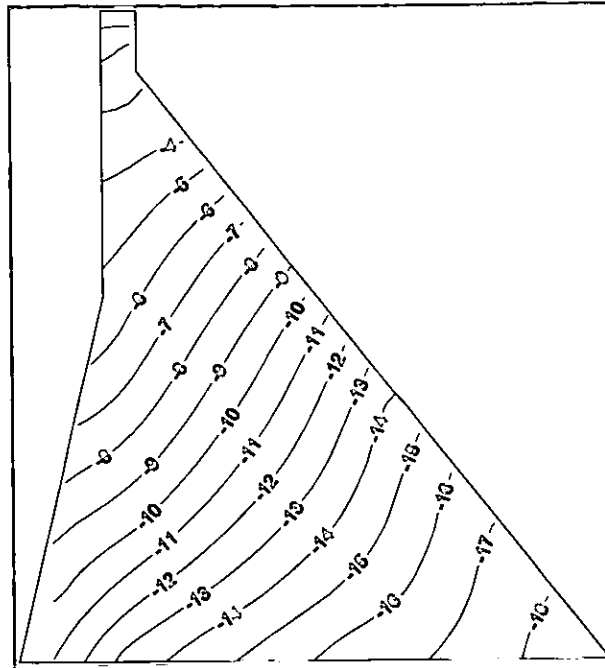


Figura 4.2.10 Contorno de esfuerzos principales máximos estáticos para el embalse lleno (kg/cm^2).

4.2.3 Tercer caso módulo de elasticidad variable ($100\ 000.05$ a $141\ 294.47$ kg/cm^2)

En la figura 4.2.11 se observa el contorno deformado para un módulo de elasticidad variable linealmente a lo largo de la cortina de $100\ 000.05$ a $141\ 294.47$ kg/cm^2 (de la parte superior “corona” a la parte inferior “base de la presa”). En ella se comparan los contornos inicial y deformado cuando se tiene el embalse vacío y lleno, observándose que el desplazamiento máximo cuando se presenta el embalse vacío es de 0.861 cm en la dirección horizontal (hacia aguas arriba) y de 0.906 cm en la dirección vertical (hacia abajo), ambos desplazamientos en el punto nodal 1. Cuando se presenta el embalse lleno se tiene un desplazamiento máximo de 1.14 cm en la dirección horizontal (hacia aguas abajo) y de 0.557 cm en la dirección vertical (hacia abajo), el primero en el punto nodal 9 y el segundo en el punto nodal 72.

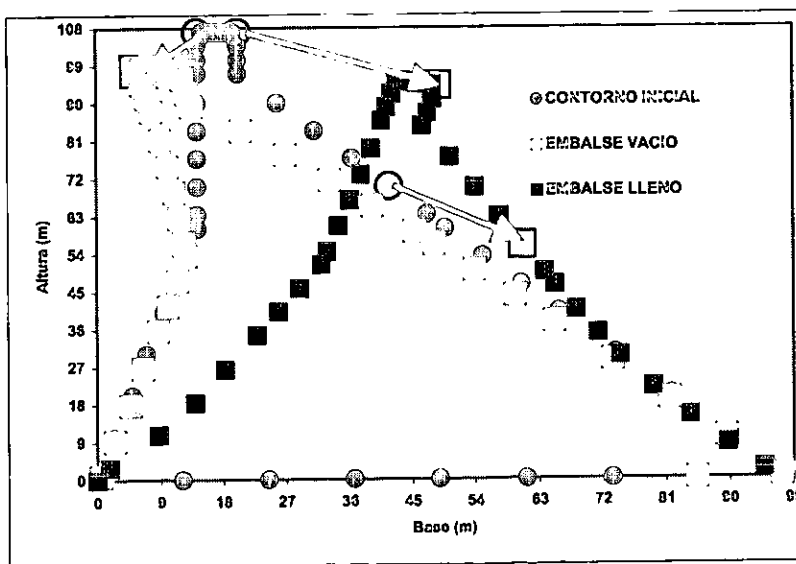


Figura 4.2.11 Comparación entre contorno inicial y deformado para el embalse vacío y lleno.

En las figuras 4.2.12, 4.2.13, 4.2.14 y 4.2.15 se observan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos para el embalse vacío y lleno. Con este módulo también se presentan zonas de compresiones a lo largo de la cortina, observándose las mayores compresiones para el caso de embalse vacío en la parte inferior de la cara aguas arriba para los esfuerzos principales máximos ($- 21.176 \text{ kg/cm}^2$) y para el caso de embalse lleno en la parte inferior de la cara aguas abajo para los esfuerzos principales máximos ($- 20.094 \text{ kg/cm}^2$).

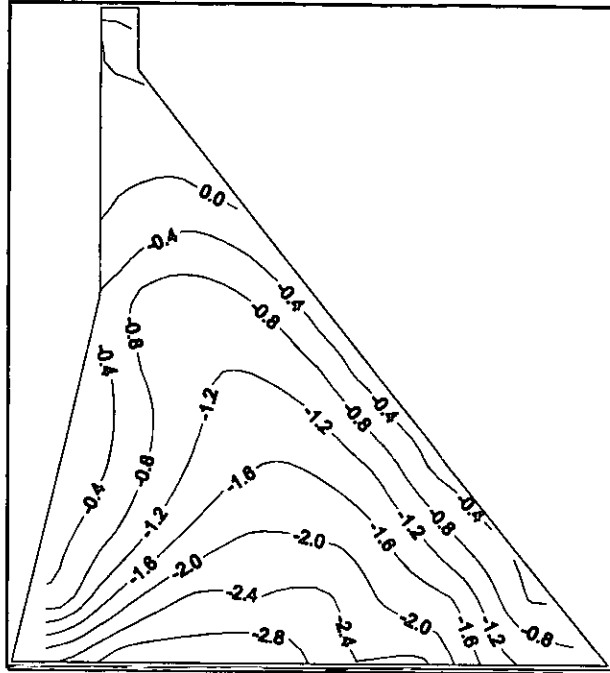


Figura 4.2.12 Contorno de esfuerzos principales mínimos estáticos para el embalse vacío (kg/cm^2).

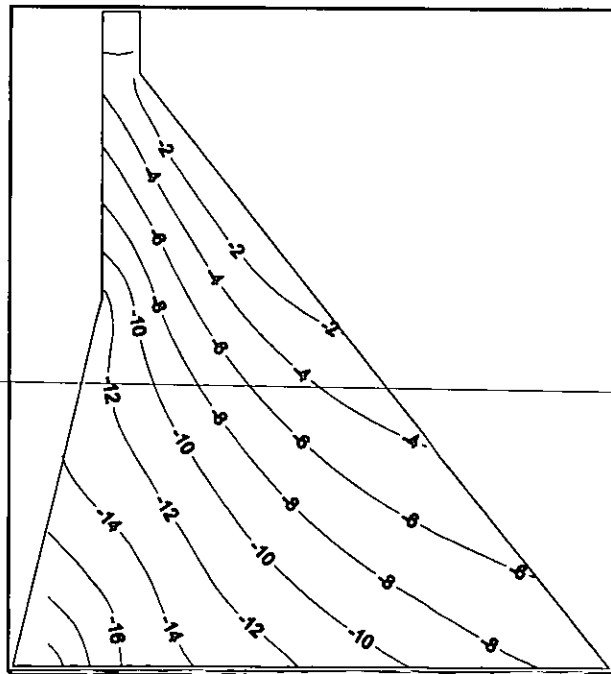


Figura 4.2.13 Contorno de esfuerzos principales máximos estáticos para el embalse vacío (kg/cm^2).

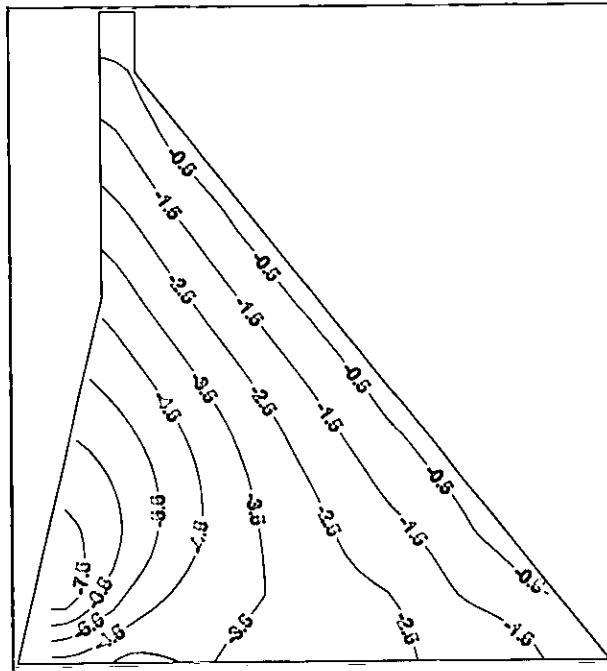


Figura 4.2.14 Contorno de esfuerzos principales mínimos estáticos para el embalse lleno (kg/cm²).

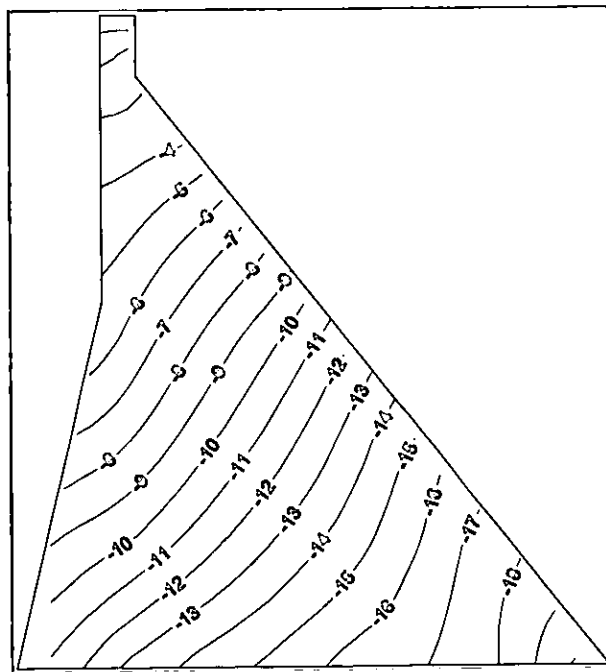


Figura 4.2.15 Contorno de esfuerzos principales máximos estáticos para el embalse lleno (kg/cm²).

4.2.4 Cuarto caso módulo de elasticidad variable (100 000.05 a 223 606.91 kg/cm²)

En la figura 4.2.16 se observa el contorno deformado para un módulo de elasticidad variable linealmente a lo largo de la cortina de 100 000.05 a 223 606.91 kg/cm² (de la parte superior "corona" a la parte inferior "base de la presa"). En ella se comparan los contornos inicial y deformado cuando se tiene el embalse vacío y lleno, observándose que el desplazamiento máximo cuando se presenta el embalse vacío es de 0.579 cm en la dirección horizontal (hacia aguas arriba) y de 0.624 cm en la dirección vertical (hacia abajo), ambos desplazamientos en el punto nodal 1. Cuando se presenta el embalse lleno se tiene un desplazamiento máximo de 0.793 cm en la dirección horizontal (hacia aguas abajo) y de 0.381 cm en la dirección vertical (hacia abajo), el primero en el punto nodal 9 y el segundo en el nodo 72 de la malla de elementos finitos que representa la idealización bidimensional de la presa Trigomil.

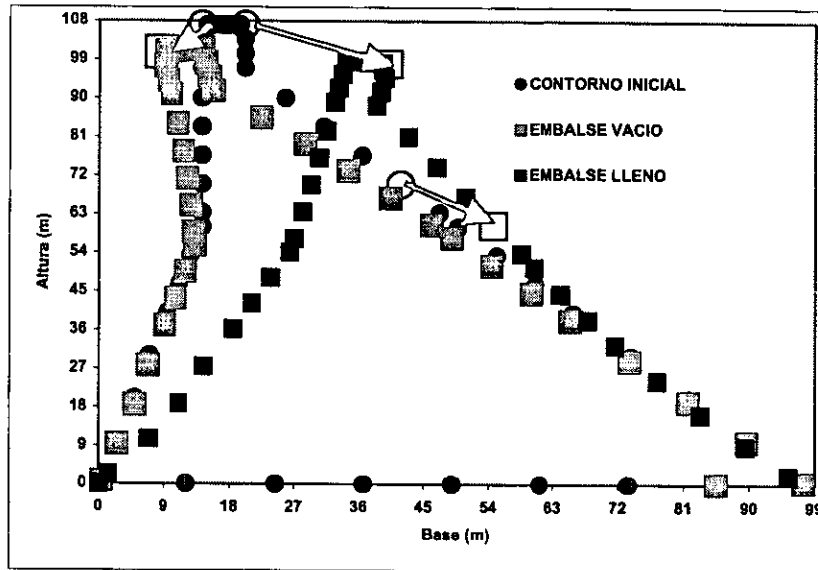


Figura 4.2.16 Comparación entre contorno inicial y deformado para el embalse vacío y lleno.

En las figuras 4.2.17, 4.2.18, 4.2.19 y 4.2.20 se observan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos estáticos para el embalse vacío y lleno. Con este módulo variable linealmente a lo largo de la cortina también se presentan únicamente zonas o regiones de compresión, observándose las mayores compresiones para el caso de embalse vacío en la parte inferior de la cara aguas arriba (- 23.109 kg/cm²) y para el caso de embalse lleno en la parte inferior de la cara aguas abajo (- 23.418 kg/cm²) ambas compresiones mayores para el caso de los contornos de esfuerzos principales máximos estáticos. Asimismo, para los contornos de esfuerzos principales mínimos estáticos se observa que para el embalse lleno las compresiones máximas se presentan en la parte inferior de la cara aguas arriba (- 8.769 kg/cm²) y para el embalse vacío los esfuerzos principales mínimos se presentan en la parte inferior central de la cortina cerca de la interfase presa-cimentación (- 3.061 kg/cm²). Siendo esta última aseveración acerca de los esfuerzos principales mínimos estáticos para embalse lleno y vacío semejante en los cuatro módulos de elasticidad propuestos como parámetros variables en los análisis estáticos.

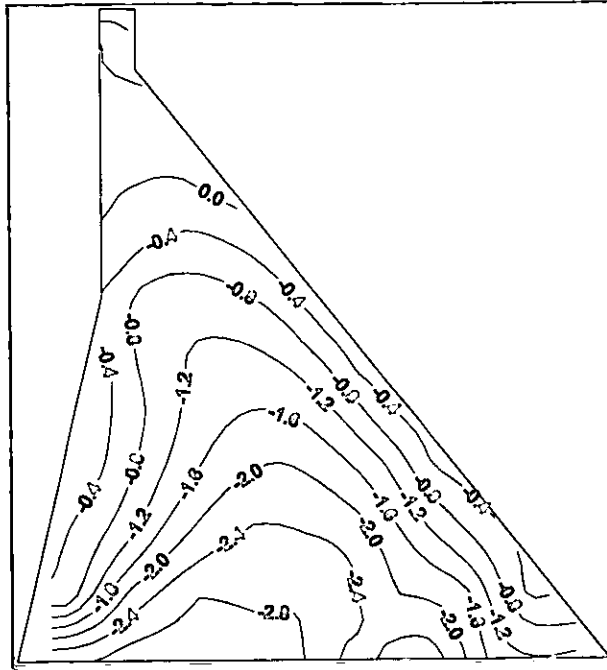


Figura 4.2.17 Contorno de esfuerzos principales mínimos estáticos para el embalse vacío (kg/cm^2).

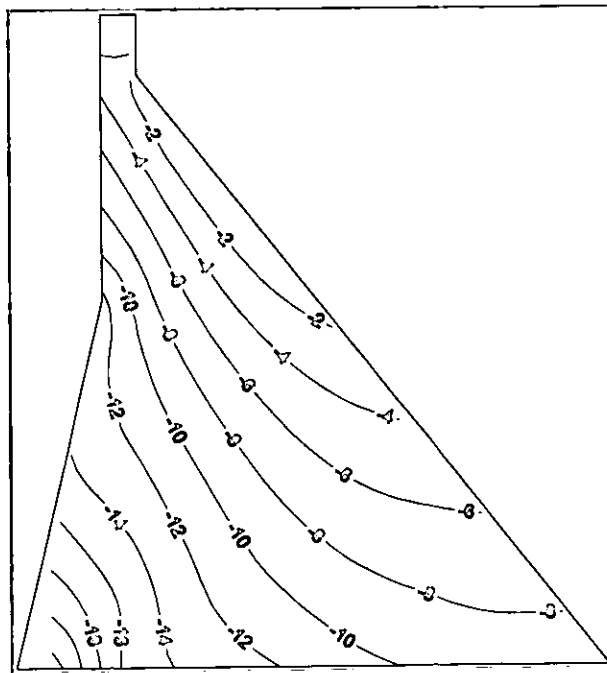


Figura 4.2.18 Contorno de esfuerzos principales máximos estáticos para el embalse vacío (kg/cm^2).

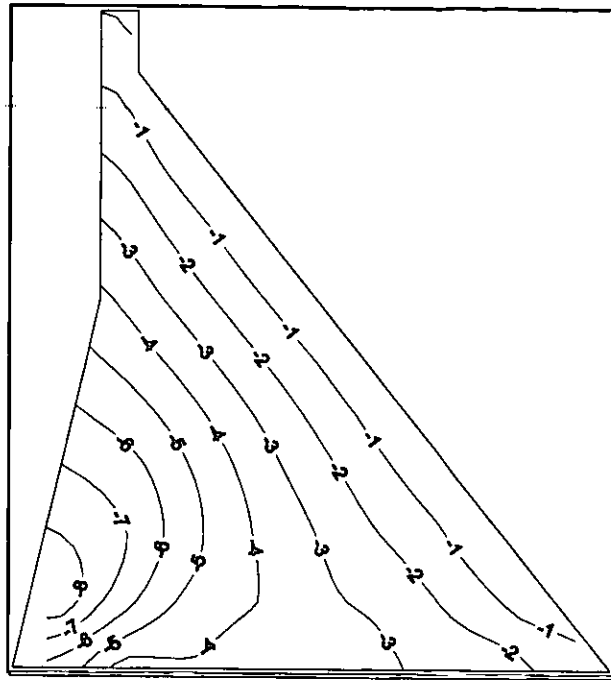


Figura 4.2.19 Contorno de esfuerzos principales mínimos estáticos para el embalse lleno (kg/cm²).

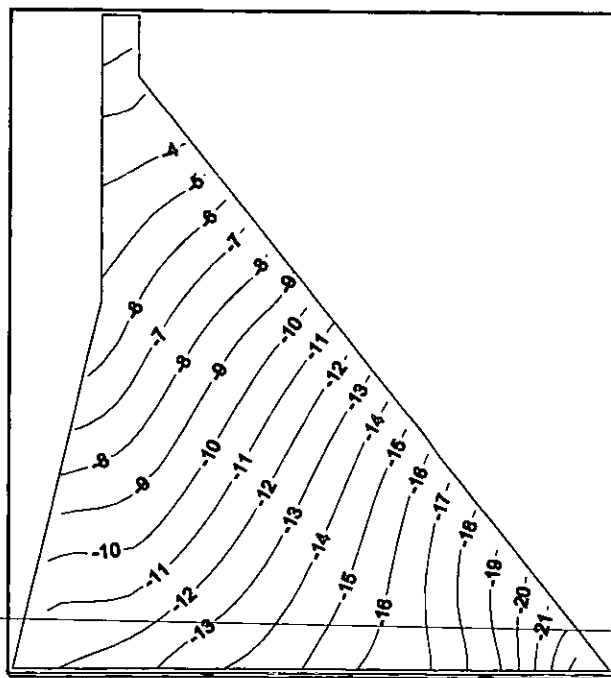


Figura 4.2.20 Contorno de esfuerzos principales máximos estáticos para el embalse lleno (kg/cm²).

4.3 Análisis dinámicos

En los análisis dinámicos que se presentan a continuación se muestran únicamente los análisis con las señales sintéticas de mayor severidad en el comportamiento de la presa para un sismo en la dirección horizontal con periodo de retorno de 100 (señal trigo.001) y 200 (señal 2trigo.002) años, considerando la

cimentación flexible, un fondo del embalse semiabsorbente de las ondas de presión hidrodinámicas, y los cuatro casos del módulo de elasticidad del concreto de la cortina utilizados en el análisis estático para así poder compararlos entre sí. Asimismo, se presentaran el comportamiento de la presa con cuatro casos que son: 1) embalse lleno con efectos estáticos, 2) embalse lleno sin efectos estáticos, 3) embalse vacío con efectos estáticos y 4) embalse vacío sin efectos estáticos. Los cuales servirán para determinar la influencia del factor dinámico, del nivel del agua y del periodo de retorno.

4.3.1 Análisis dinámicos para la señal de periodo de retorno de 100 años (trigo.001)

Se obtuvieron las historias de desplazamientos de los puntos nodales: 1, 5, 9, 28, 32, 36, 55, 59, 63, 82, 86, 90, 109, 113, 117, 127, 131, y 135 de la malla de elementos finitos y sus correspondientes espectros de respuesta de los desplazamiento. En donde se observó que los desplazamientos aumentan o se amplifican con la altura de la presa, es decir a mayor altura del punto nodal en la presa mayor es el desplazamiento que se obtiene. Además, se obtuvieron las historias de esfuerzos principales máximos y mínimos de la presa, para diferentes instantes de tiempo de la señal sintética.

4.3.1.1 Primer caso módulo de elasticidad uniforme (278 491.16 kg/cm²);

4.3.1.1.1 Embalse lleno con efectos estáticos

En la figura 4.3.1.1 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el punto nodal 1 (corona de la presa) de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 3.10 cm para el instante de tiempo $t = 8.64$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 2.15 cm en el instante de tiempo $t = 9.38$ s. Asimismo, en la figura 4.3.1.2 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del punto nodal 1, en donde el pico máximo es de 10.46 cm para una frecuencia de 2.10 Hertz.

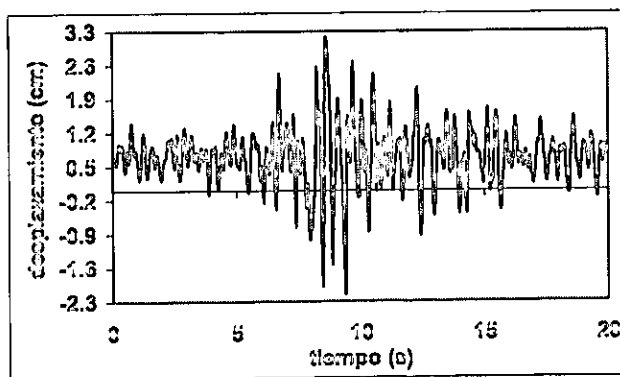


Figura 4.3.1.1 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

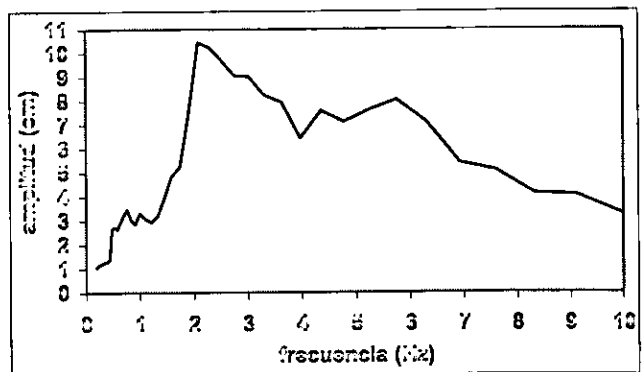


Figura 4.3.1.2 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.1.3. y .4.3.1.4 se muestran los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el embalse lleno considerando los efectos estáticos en el instante de tiempo $t = 10$ s, que es donde se presentan las compresiones mayores durante la ocurrencia de la señal sintética en la presa, siendo el valor máximo de compresión de -22.411 kg/cm². Para la historia de esfuerzos principales máximos únicamente se presentaron compresiones con valores desde -0.039 kg/cm² (corona) hasta los -22.411 kg/cm² a lo largo de la presa, los esfuerzos mayores de compresión se presentan en la parte inferior de la presa en la cara aguas abajo. De la historia de esfuerzos principales mínimos se puede decir que el valor

máximo de tensión se presenta en la corona con un valor de 0.535 kg/cm^2 y el de compresión es de -7.529 kg/cm^2 , presentándose este último valor en la parte inferior de la cara aguas arriba.

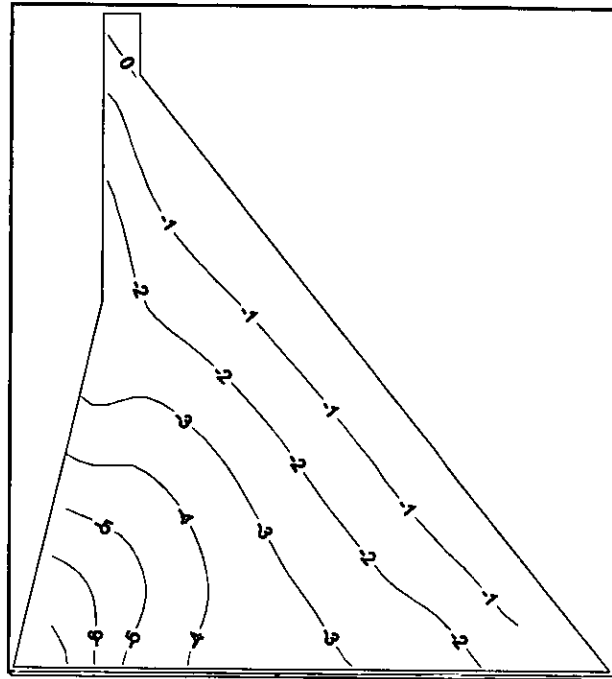


Figura 4.3.1.3 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 10 \text{ s}$.

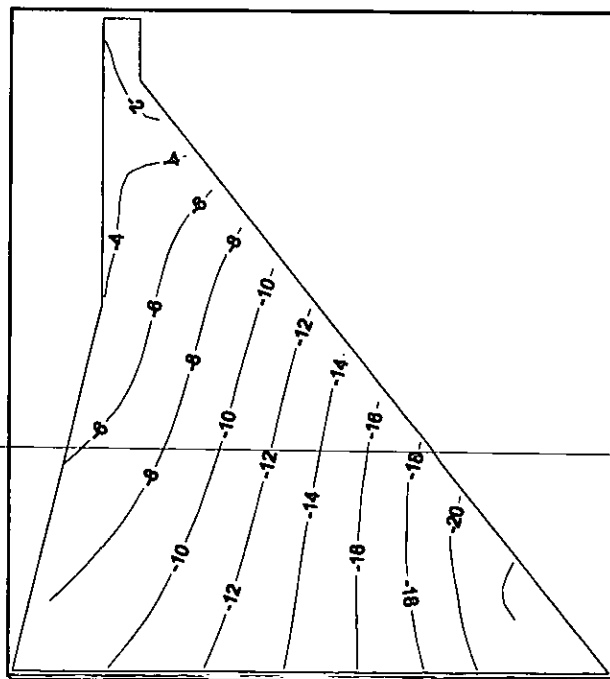


Figura 4.3.1.4 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 10 \text{ s}$.

4.3.1.1.2 Embalse lleno sin efectos estáticos

En la figura 4.3.1.5 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el punto nodal 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 2.40 cm para el instante de tiempo $t = 8.64$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 2.85 cm en el instante de tiempo $t = 9.38$ s. Asimismo, en la figura 4.3.1.6 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del punto nodal 1, en donde el pico máximo se presenta a los 2.29 Hertz y su amplitud es de 10.73 cm.

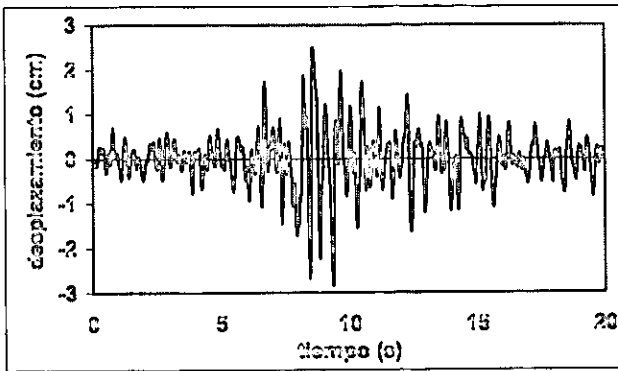


Figura 4.3.1.5 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

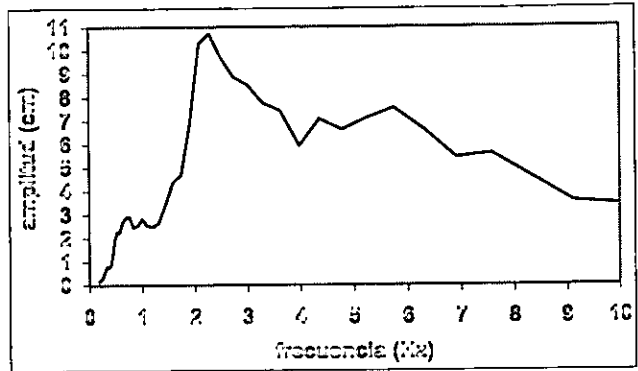


Figura 4.3.1.6 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

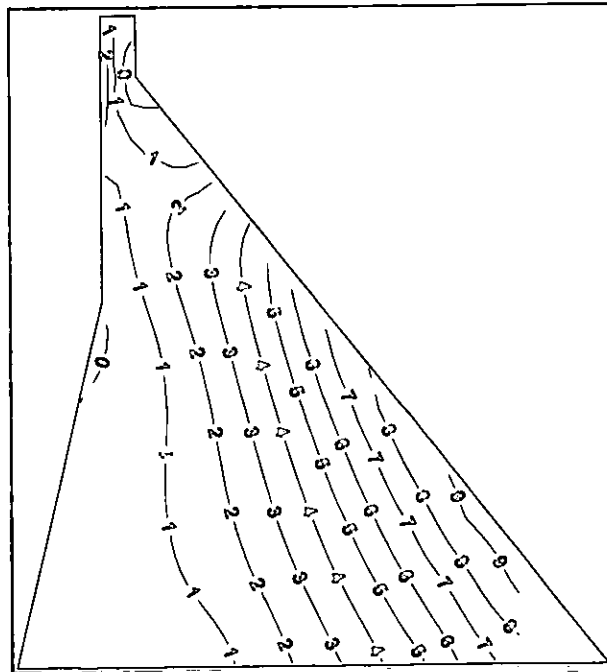


Figura 4.3.1.7 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

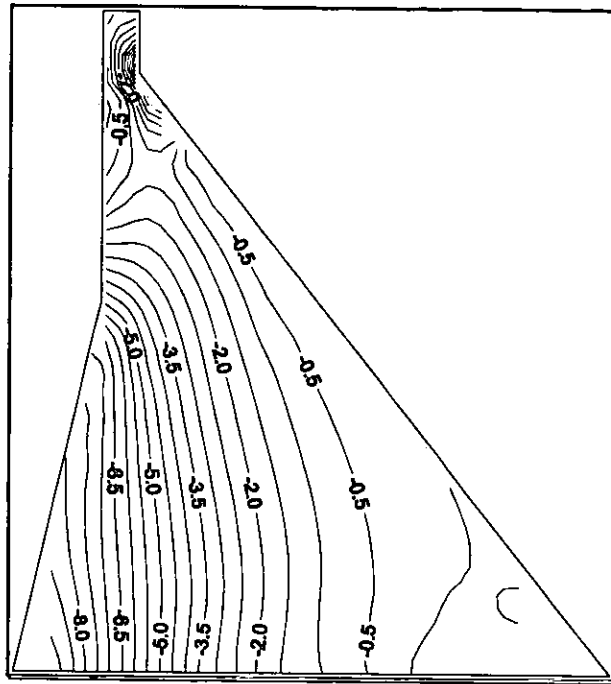


Figura 4.3.1.8 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8$ s.

En las figuras 4.3.1.7 y 4.3.1.8 se presentan los contornos de esfuerzos mínimos y máximos dinámicos. Para los esfuerzos mínimos se presentan tensiones y compresiones, estas últimas de pequeña magnitud, las primeras en la cara aguas abajo con un valor de 9.370 kg/cm^2 y las segundas en la cara aguas arriba con un valor de -0.599 kg/cm^2 . Mientras que para los esfuerzos máximos únicamente se presentan compresiones en la cortina, presentándose el mayor valor de compresión de -9.406 kg/cm^2 en la parte inferior de la cortina cara aguas arriba.

4.3.1.1.3 Embalse vacío con efectos estáticos

En la figura 4.3.1.9 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el punto nodal 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 1.86 cm para el instante de tiempo $t = 8.56 \text{ s}$ y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 2.47 cm en el instante de tiempo $t = 9.36 \text{ s}$. Asimismo, en la figura 4.3.1.10 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del punto nodal 1, en donde el pico máximo es de 7.64 cm para una frecuencia de 3.63 Hertz .

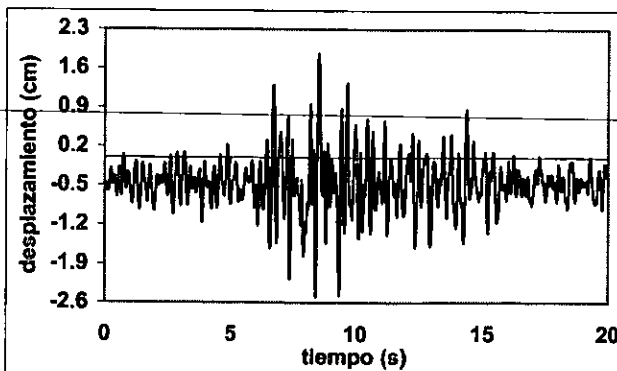


Figura 4.3.1.9 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

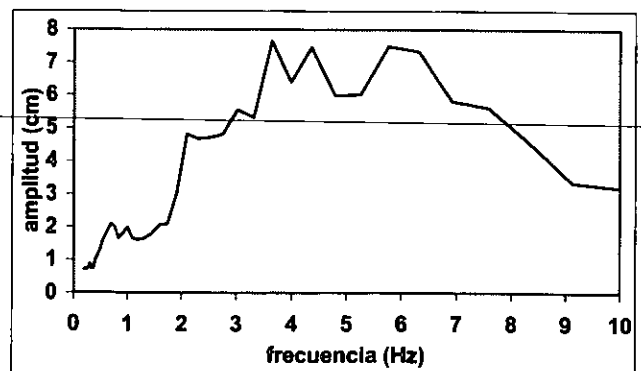


Figura 4.3.1.10 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

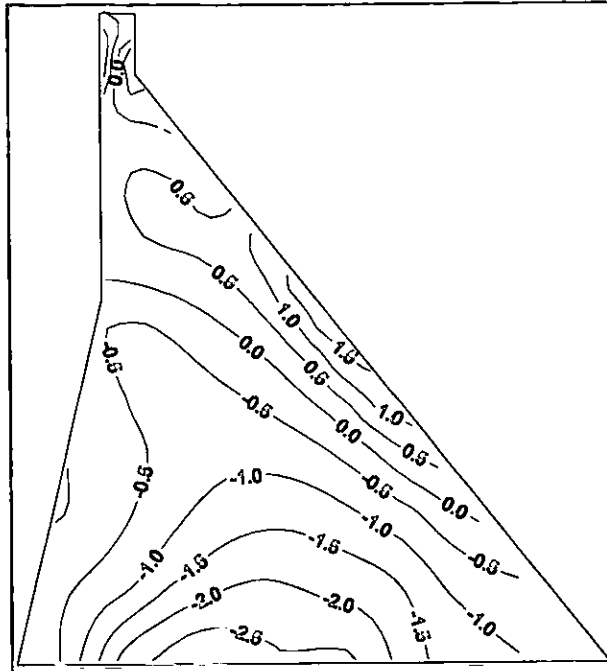


Figura 4.3.1.11 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

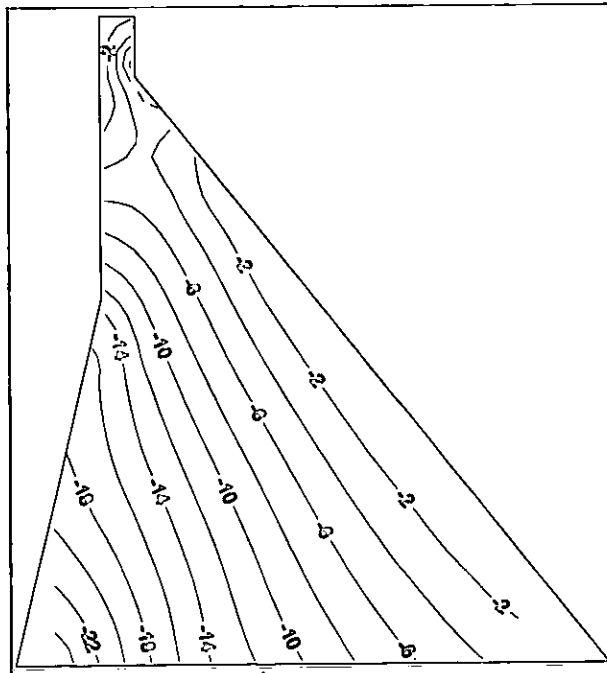


Figura 4.3.1.12 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8$ s.

En las figuras 4.3.1.11 y 4.3.1.12 se muestran los esfuerzos mínimos y máximos para el tiempo $t = 8$ s, que es en donde se presentan las mayores tensiones y compresiones al presentarse la señal sintética en la presa. Para la historia de esfuerzos principales mínimos dinámicos se presentan valores pequeños de tensiones y compresiones. En la figura 4.3.1.11 se presentan los esfuerzos mínimos para el tiempo $t = 8$, en donde el valor máximo de tensión es de 1.791 kg/cm^2 y el de compresión de -2.977 kg/cm^2 . Para los esfuerzos máximos al igual que para los mínimos se presentan tensiones y compresiones, pero las compresiones son

de mayor magnitud y las tensiones al igual que para los mínimos dinámicos son de valores pequeños. Los valores mayores se presentan para el tiempo $t = 8$ s, como se observa en la figura 4.3.1.12, siendo el valor mayor de compresión de -25.444 kg/cm^2 , presentándose en la parte inferior de la cara aguas arriba de la presa, y el valor mayor de tensión de 0.001 kg/cm^2 , presentándose en la cara aguas abajo.

4.3.1.1.4 Embalse vacío sin efectos estáticos

En la figura 4.3.1.13 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 2.32 cm para el instante de tiempo $t = 8.56$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 2 cm en el instante de tiempo $t = 9.36$ s. Asimismo, en la figura 4.3.1.14 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del punto nodal 1, en donde el pico máximo es de 7.81 cm para una frecuencia de 5.75 Hertz.

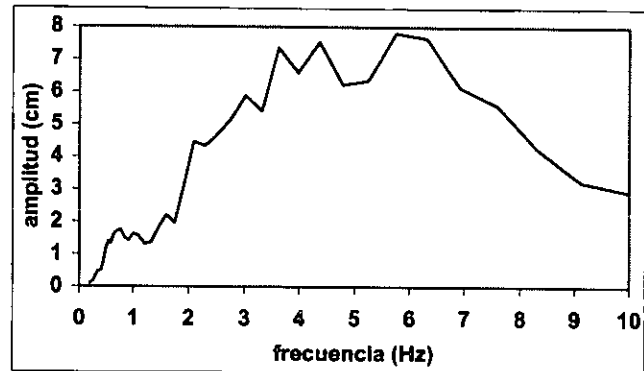
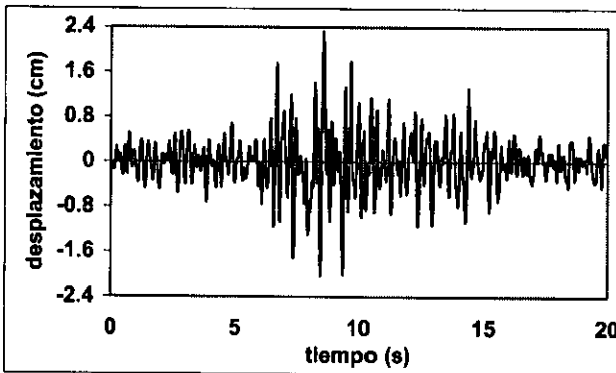


Figura 4.3.1.13 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

Figura 4.3.1.14 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

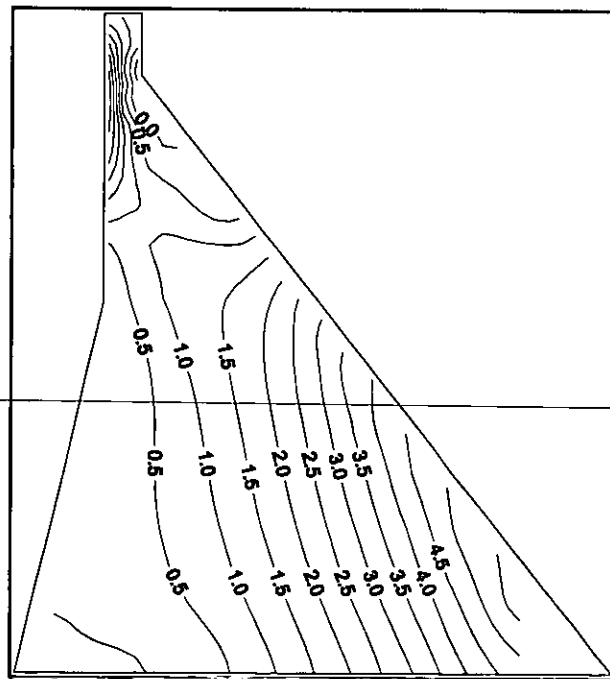


Figura 4.3.1.15 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

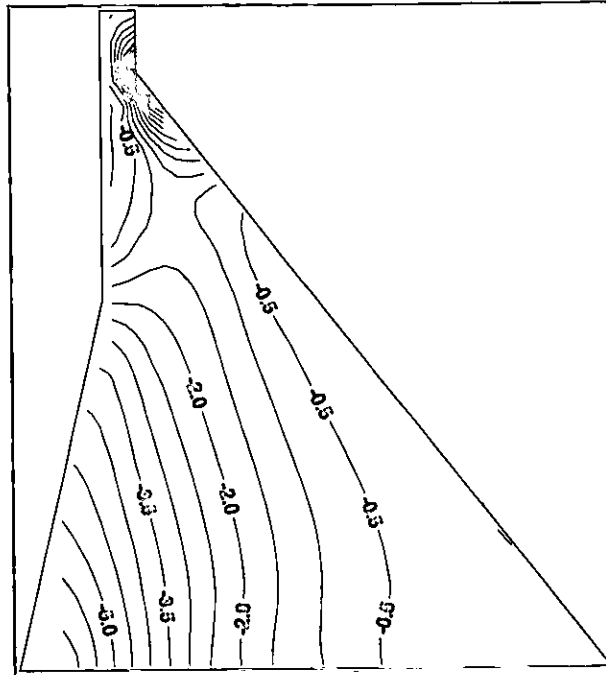


Figura 4.3.1.16 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8$ s.

En las figuras 4.3.1.15 y 4.3.1.16 se presentan los esfuerzos mínimos y máximos para el tiempo $t = 8$ s, que es cuando se presentan los mayores esfuerzos. Para los esfuerzos mínimos las tensiones máximas se presentan en la parte inferior de la cara aguas abajo (5.766 kg/cm^2) y para los esfuerzos máximos las compresiones máximas se presentan en la parte inferior de la cara aguas arriba (-6.432 kg/cm^2)

4.3.1.2 Segundo caso módulo de elasticidad uniforme ($114\ 268.88 \text{ kg/cm}^2$)

4.3.1.2.1 Embalse lleno con efectos estáticos

En la figura 4.3.1.17 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 6.93 cm para el instante de tiempo $t = 9.74 \text{ s}$ y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 5.01 cm en el instante de tiempo $t = 9.42 \text{ s}$. Asimismo, en la figura 4.3.1.18 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 30.63 cm para una frecuencia de 2.10 Hertz .

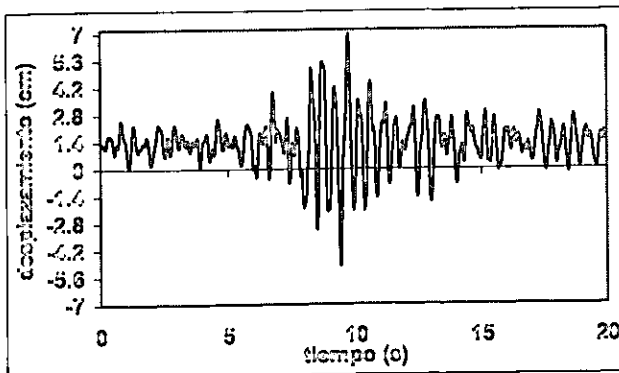


Figura 4.3.1.17 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

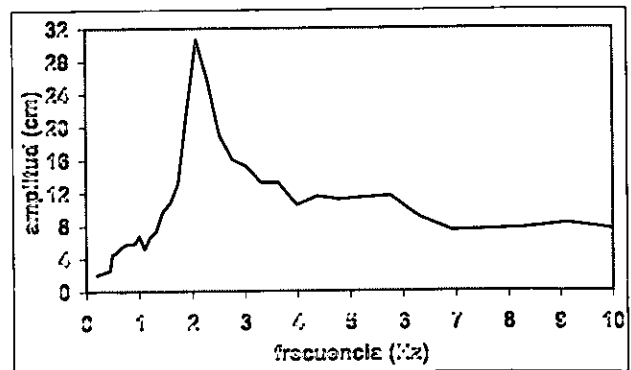


Figura 4.3.1.18 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.1.19 y 4.3.1.20 se presentan los esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos, respectivamente, en donde se observa que para los esfuerzos mínimos se presentan esfuerzos de tensión y de compresión, los primeros en la parte superior de la cara aguas abajo (5.480 kg/cm^2) y los segundos en la parte inferior de la cara aguas arriba ($- 8.627 \text{ kg/cm}^2$). Mientras que para los esfuerzos principales máximos predominan las zonas de compresión con un valor máximo de $- 19.426 \text{ kg/cm}^2$ en la parte inferior de la cara aguas arriba para el tiempo de $t = 8 \text{ s}$, que es el instante de tiempo de la historia de esfuerzos en donde se presentan las mayores compresiones en la presa.

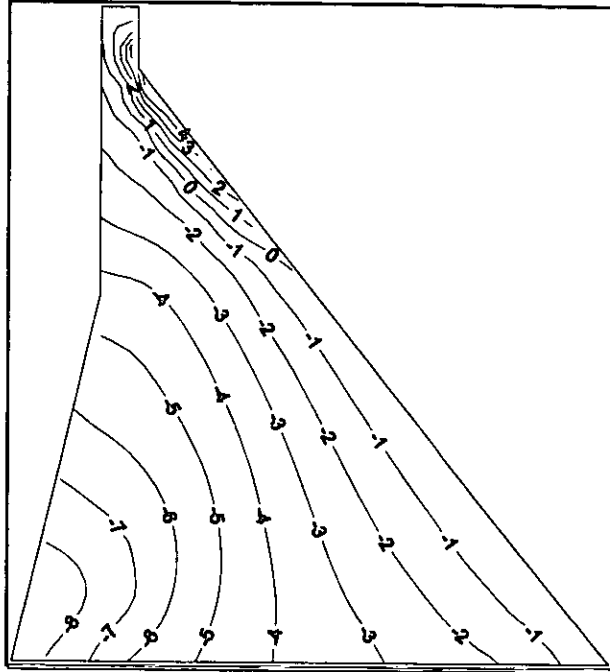


Figura 4.3.1.19 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8 \text{ s}$.

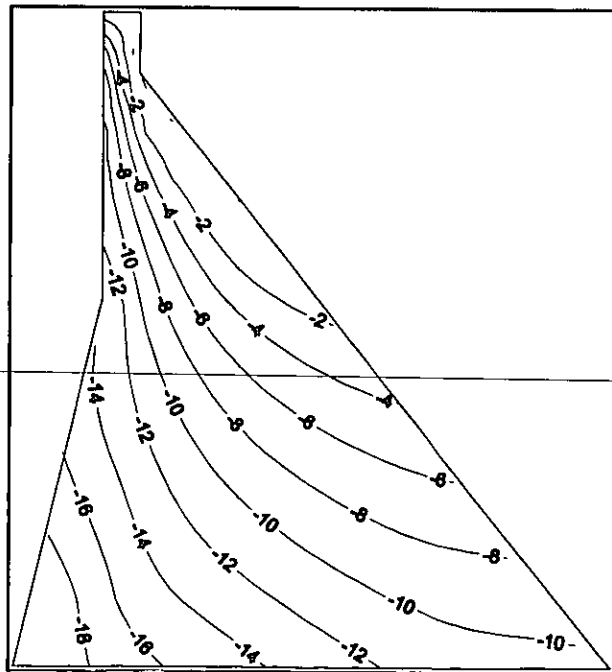


Figura 4.3.1.20 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8 \text{ s}$.

4.3.1.2.2 Embalse lleno sin efectos estáticos

En la figura 4.3.1.21 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 5.64 cm para el instante de tiempo $t = 9.74$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 6.31 cm en el instante de tiempo $t = 9.42$ s. Asimismo, en la figura 4.3.1.22 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 29.89 cm para 2.09 Hertz.

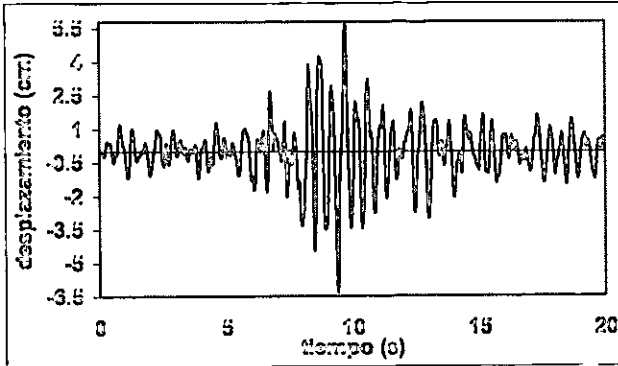


Figura 4.3.1.21 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

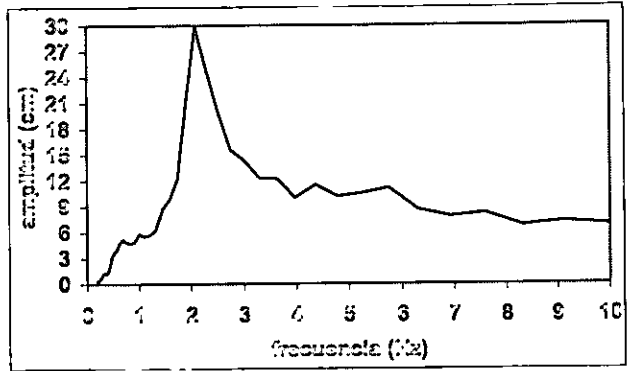


Figura 4.3.1.22 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En la figura 4.3.1.23 se presenta el contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para el tiempo de $t = 8$ s, que es donde se registran los mayores esfuerzos cuando la excitación sintética horizontal se presenta en la presa, siendo los esfuerzos de tensión los predominantes con un valor máximo de 10.269 kg/cm^2 en la cara agua abajo de la presa.

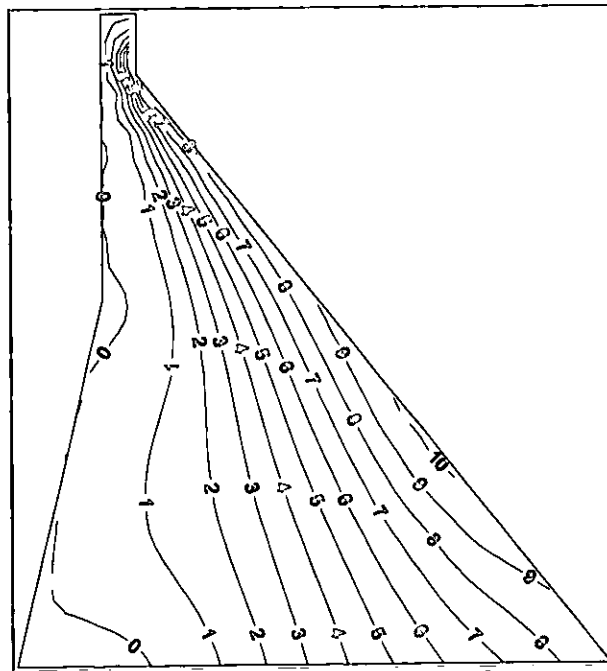


Figura 4.3.1.23 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

En la figura 4.3.1.24 se presentan el contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos que ocurren en la presa ante la presencia de la señal sintética, siendo el mayor esfuerzo de compresión de -11.917 kg/cm^2 en la parte inferior de la cara aguas arriba. En la historia de esfuerzos principales máximos dinámicos predominan los esfuerzos de compresión.

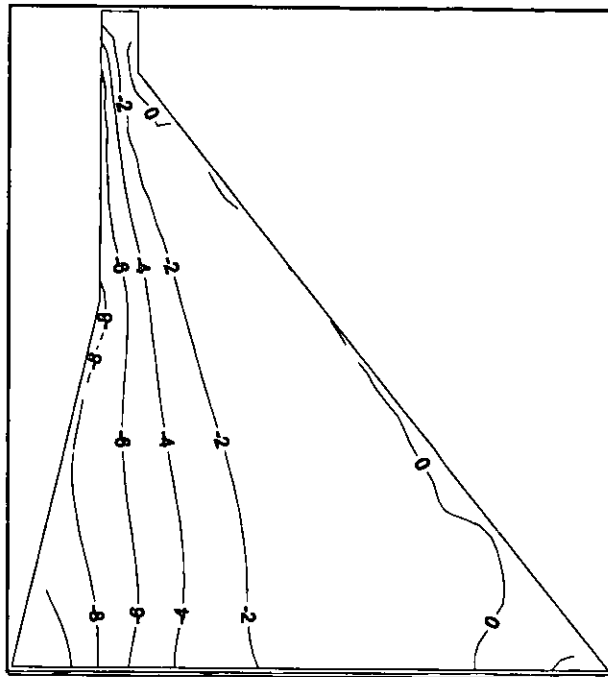


Figura 4.3.1.24 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8 \text{ s}$.

4.3.1.2.3 Embalse vacío con efectos estáticos

En la figura 4.3.1.25 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 3.55 cm para el instante de tiempo $t = 8.62 \text{ s}$ y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 4.74 cm en el instante de tiempo $t = 8.88 \text{ s}$. Asimismo, en la figura 4.3.1.26 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 14.57 cm para una frecuencia de 2.51 Hertz .

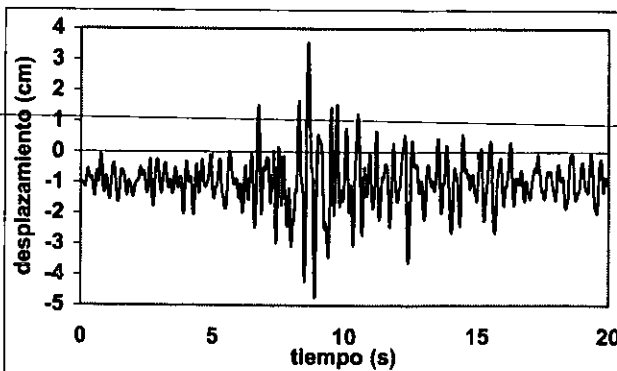


Figura 4.3.1.25 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

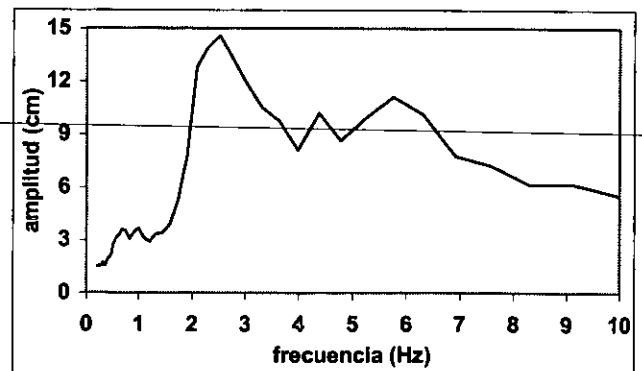


Figura 4.3.1.26 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.1.27 y 4.3.1.28 se presentan los esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para $t = 8$ s. En donde para los esfuerzos principales mínimos dinámicos se registran zonas de tensión y compresión, los esfuerzos de tensión mayores se presentan en la parte superior de la cara aguas abajo (5.854 kg/cm^2) y los esfuerzos de compresión mayores se presentan en la base de la presa ($- 3.542 \text{ kg/cm}^2$). Para los esfuerzos principales máximos dinámicos se registran únicamente zonas de compresión con un valor máximo de $- 25.816 \text{ kg/cm}^2$ en la parte inferior de la cara aguas arriba.

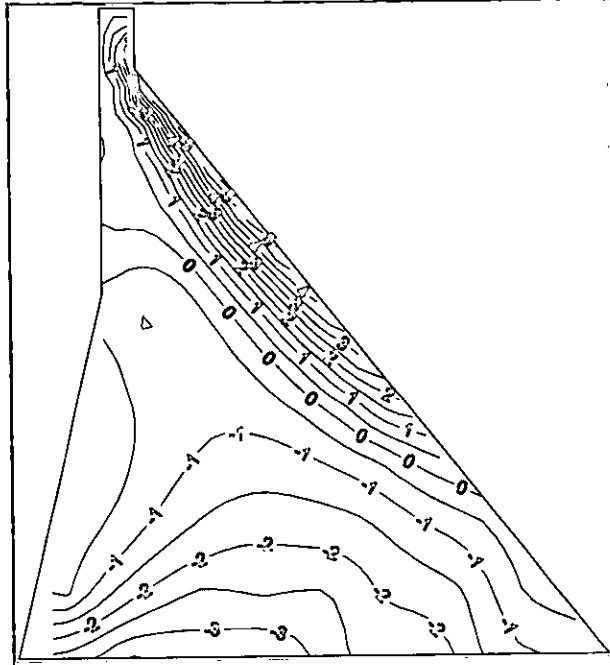


Figura 4.3.1.27 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

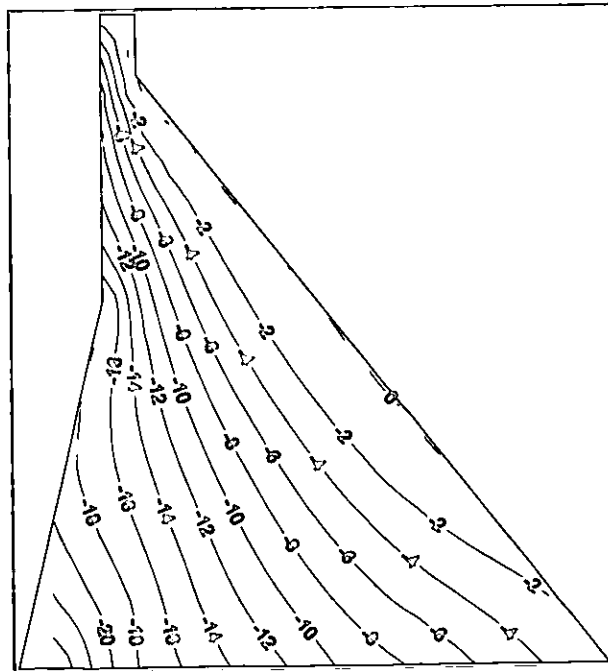


Figura 4.3.1.28 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8$ s.

4.3.1.2.4 Embalse vacío sin efectos estáticos

En la figura 4.3.1.29 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 4.52 cm para el instante de tiempo $t = 8.62$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 3.77 cm en el instante de tiempo $t = 8.88$ s. Asimismo, en la figura 4.3.1.30 se presenta el espectro de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 13.82 cm para una frecuencia de 2.51 Hertz.

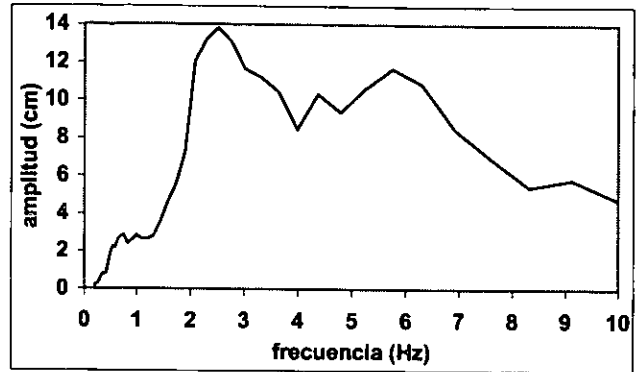
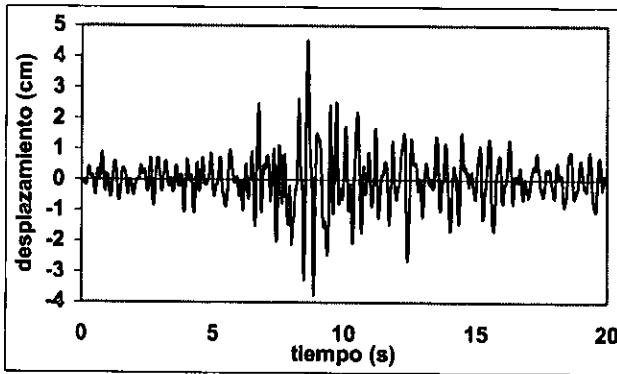


Figura 4.3.1.29 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

Figura 4.3.1.30 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

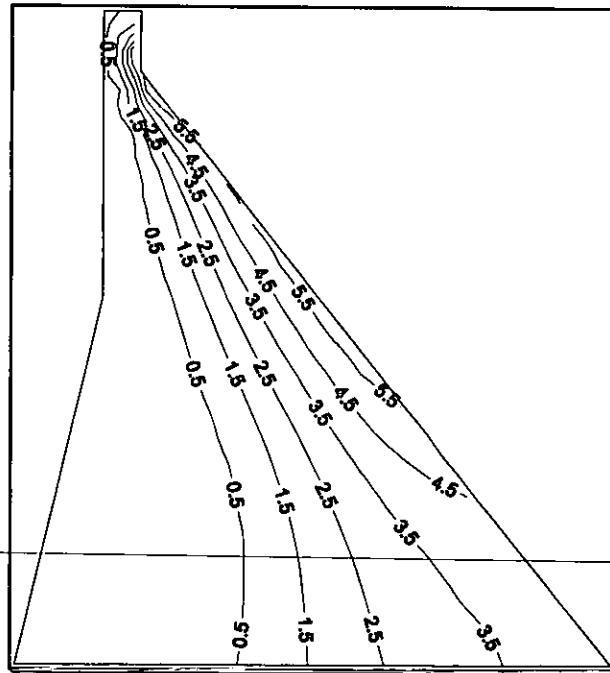


Figura 4.3.1.31 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

En las figuras 4.3.1.31 y 4.3.1.32 se presentan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos y al igual que para los demás contornos presentados con anterioridad para este módulo de elasticidad uniforme en la presa los mayores esfuerzos se presentan a los 8 segundos de haber empezado la excitación sísmica simulada a través del programa de computadora, en donde para los esfuerzos mínimos

se presentan zonas de tensión con un valor mayor en la cara aguas abajo de 6.196 kg/cm^2 y para los esfuerzos máximos se presentan zonas de compresión siendo la mayor en la cara aguas arriba con un valor de -5.437 kg/cm^2 .

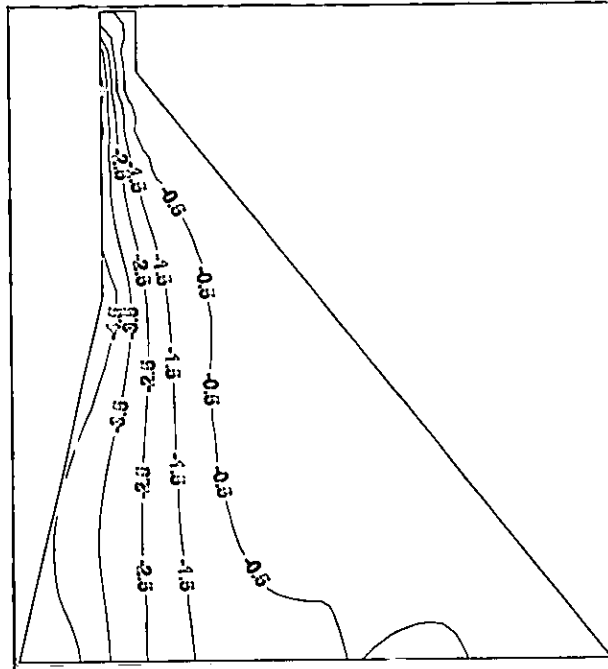


Figura 4.3.1.32 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8 \text{ s}$.

4.3.1.3 Tercer caso módulo de elasticidad variable (100 000.00 a $141 \text{ 256.47 kg/cm}^2$)

4.3.1.3.1 Embalse lleno con efectos estáticos

En la figura 4.3.1.33 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 5.57 cm para el instante de tiempo $t = 9.72 \text{ s}$ y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 4.65 cm en el instante de tiempo $t = 9.42 \text{ s}$. Asimismo, en la figura 4.3.1.34 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 26.37 cm para 2.09 Hertz .

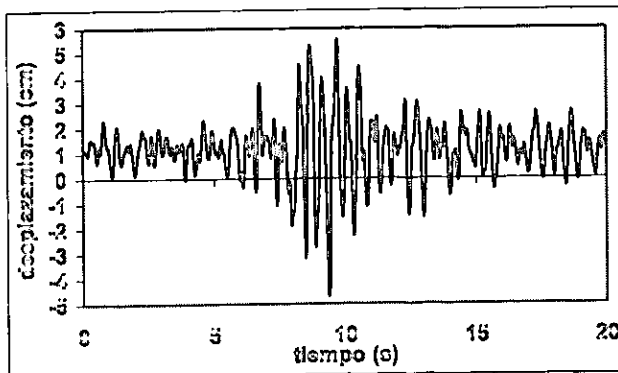


Figura 4.3.1.33 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

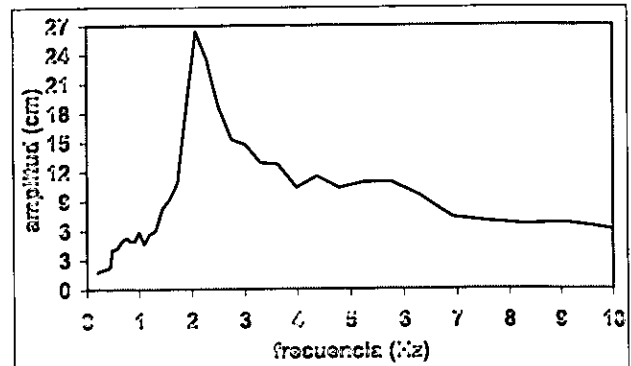


Figura 4.3.1.34 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

Para este caso de módulo de elasticidad variable linealmente a lo largo de la cortina los esfuerzos mayores de tensión y de compresión se presentan a los 8 segundos de haberse simulado la excitación horizontal en la presa. En las dos figuras siguientes se presentan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos, en donde para los primeros se presentan zonas de tensión y de compresión, las tensiones en la parte superior de la cara aguas abajo (4.019 kg/cm^2) y las compresiones en la parte inferior de la cara aguas arriba ($- 8.678 \text{ kg/cm}^2$). Asimismo, para los esfuerzos principales máximos las compresiones mayores se presentan en la parte inferior de la cara aguas arriba ($- 19.397 \text{ kg/cm}^2$).

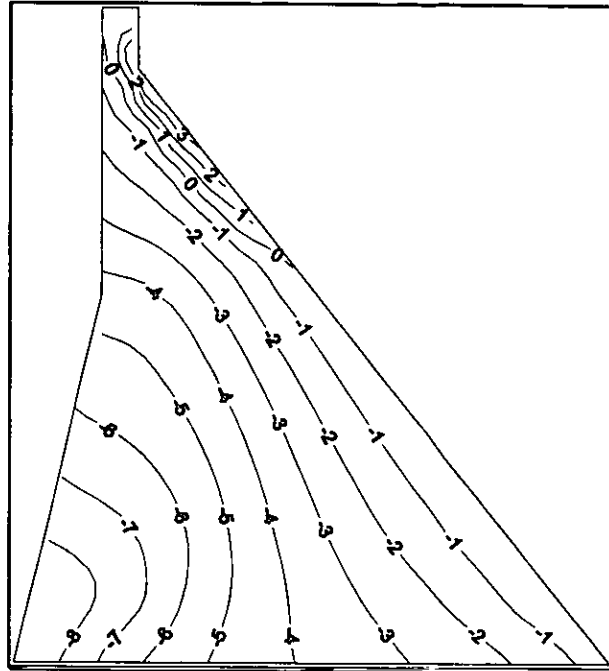


Figura 4.3.1.35 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

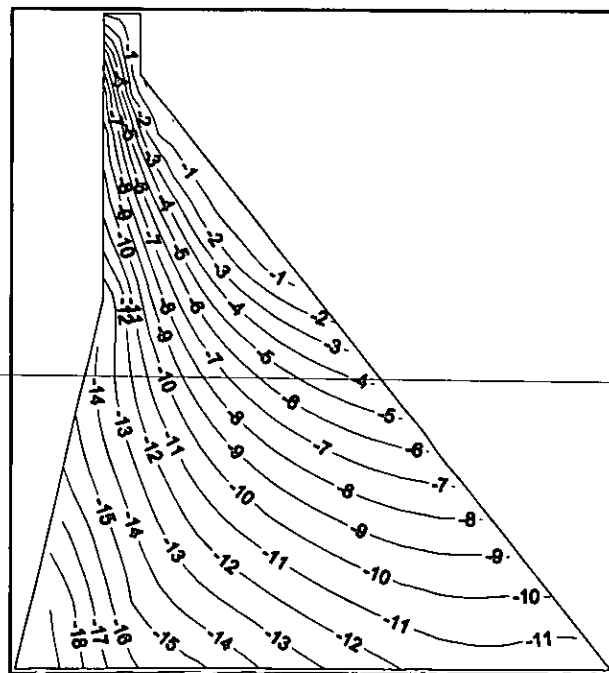


Figura 4.3.1.36 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8$ s.

4.3.1.3.2 Embalse lleno sin efectos estáticos

En la figura 4.3.1.37 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 4.43 cm para el instante de tiempo $t = 9.72$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 5.79 cm en el instante de tiempo $t = 9.42$ s. Asimismo, en la figura 4.3.1.38 se presenta el espectro de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 25.46 cm para una frecuencia de 2.09 Hertz.

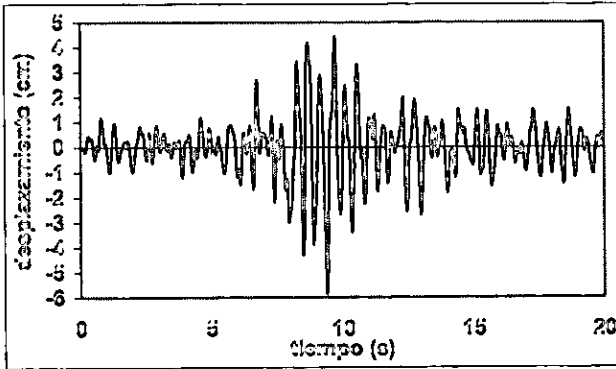


Figura 4.3.1.37 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

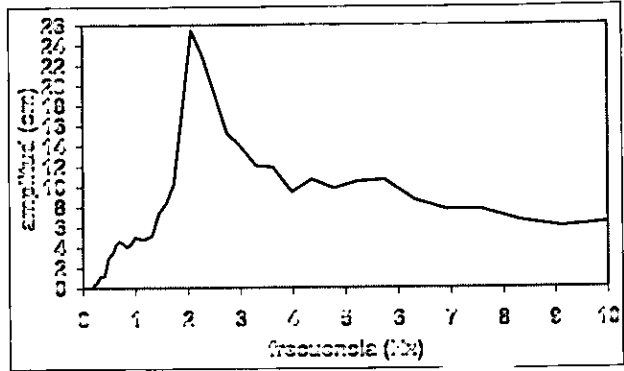


Figura 4.3.1.38 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las dos figuras siguientes se presentan los esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos. En la primera figura predominan las zonas de tensión, siendo las mayores tensiones en la cara aguas abajo (9.604 kg/cm^2) y en la segunda figura predominan las zonas de compresión, pero se registra una pequeña zona de tensión. La zona de tensión se presenta en la parte inferior de la cara aguas abajo (0.565 kg/cm^2) y la zona de compresión mayor se presentan en la parte inferior de la cara aguas arriba ($- 11.354 \text{ kg/cm}^2$).

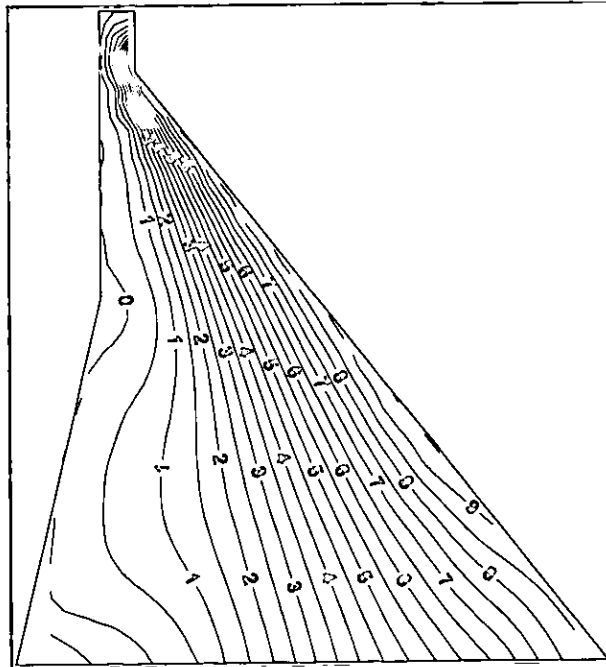


Figura 4.3.1.39 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

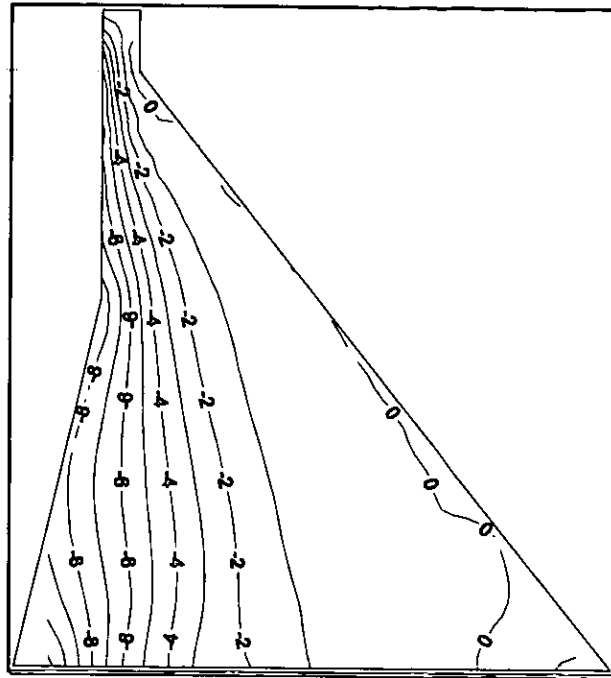


Figura 4.3.1.40 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8$ s.

4.3.1.3.3 Embalse vacío con efectos estáticos

En la figura 4.3.1.41 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 3.40 cm para el instante de tiempo $t = 8.62$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 3.97 cm en el instante de tiempo $t = 8.48$ s. Asimismo, en la figura 4.3.1.42 se presenta el espectro de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 11.60 cm para una frecuencia de 2.51 Hertz.

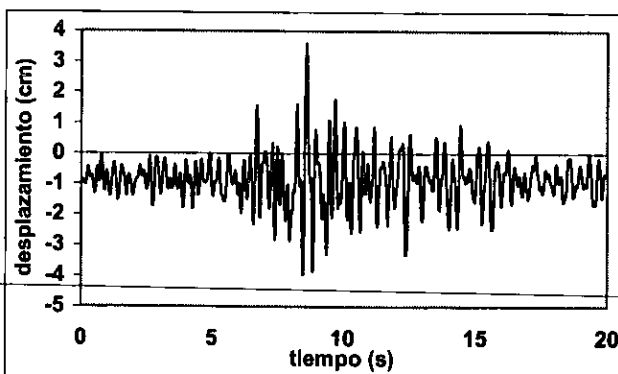


Figura 4.3.1.41 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

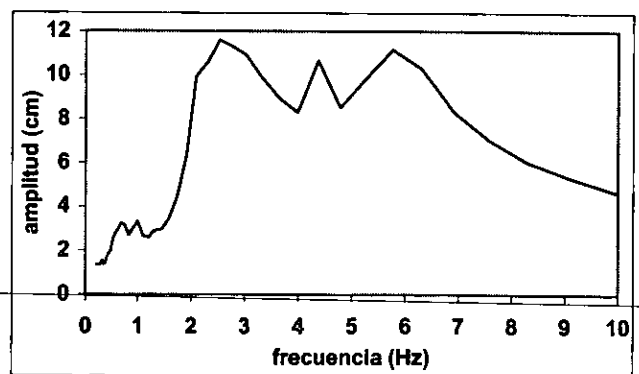


Figura 4.3.1.42 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.1.43 y 4.3.1.44 que se presentan a continuación se muestran los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el embalse vacío considerando los efectos estáticos, en donde para la primera figura se registran zonas de tensión y de compresión con un rango de esfuerzos de 5.304 a -3.632 kg/cm^2 . Los esfuerzos de tensión mayores se presentan aproximadamente en la parte

media de la cara aguas abajo y los esfuerzos de compresión mayores se presentan en la base de la presa (interfaze presa-cimentación). En el contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos se registran zonas de compresión y una pequeña zona de tensión, el rango de esfuerzos va de 0.145 a -26.639 kg/cm^2 , presentándose las mayores compresiones en la parte inferior de la cara aguas arriba de la presa y la zona de tensión en la cara aguas abajo.

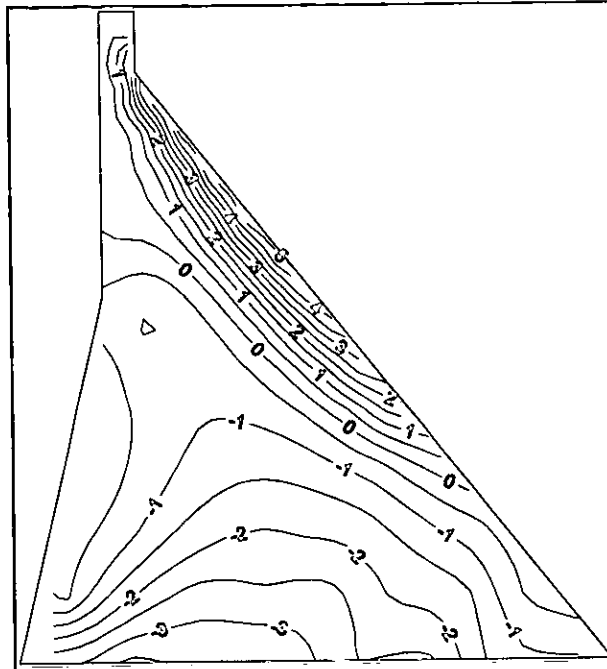


Figura 4.3.1.43 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8 \text{ s}$.

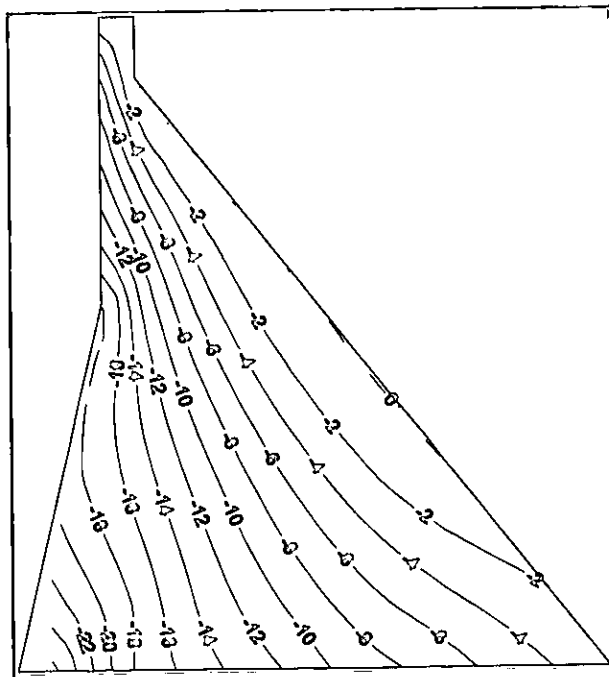


Figura 4.3.1.44 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8 \text{ s}$.

4.3.1.3.4 Embalse vacío sin efectos estáticos

En la figura 4.3.1.45 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 4.27 cm para el instante de tiempo $t = 8.62$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 3.11 cm en el instante de tiempo $t = 8.48$ s. Asimismo, en la figura 4.3.1.46 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 11.80 cm para 5.75 Hertz.

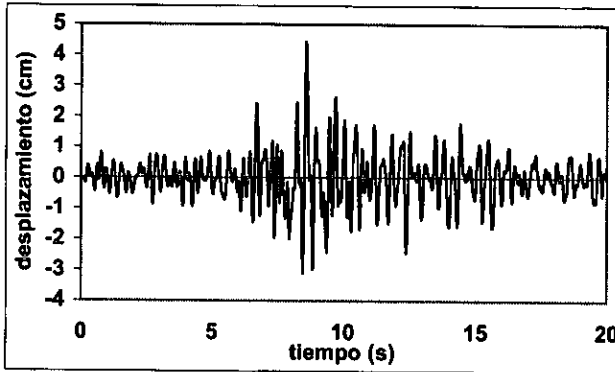


Figura 4.3.1.45 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

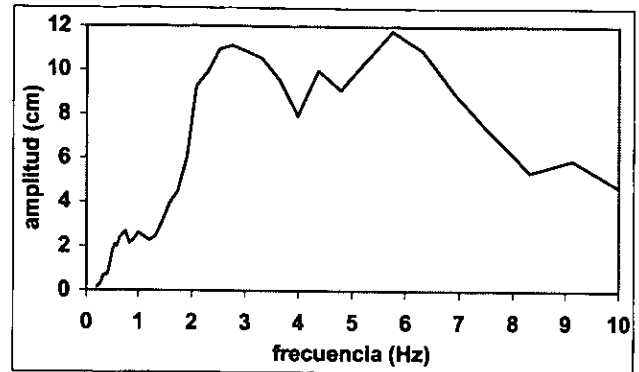


Figura 4.3.1.46 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

-En las figuras siguientes se presentan los dos contornos para el embalse vacío sin considerar los efectos estáticos. Para los esfuerzos principales mínimos dinámicos el rango de esfuerzos va de 6.025 a -0.468 kg/cm^2 , presentándose las mayores tensiones en la cara aguas abajo y para los esfuerzos principales máximos dinámicos el rango de esfuerzos va de 0.358 a -5.719 kg/cm^2 , presentándose las mayores compresiones en la cara aguas arriba.

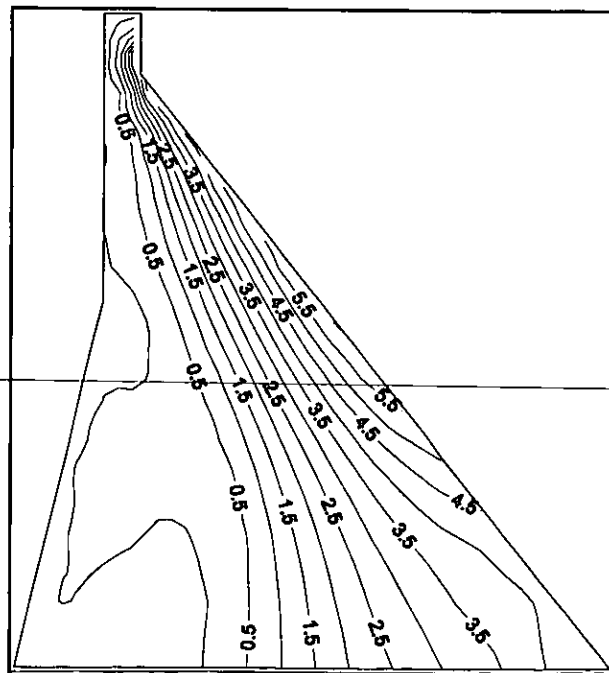


Figura 4.3.1.47 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

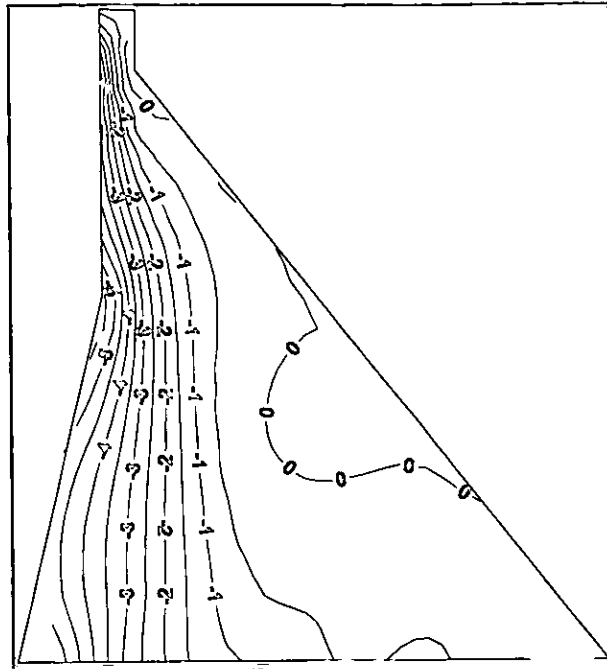


Figura 4.3.1.48 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8$ s.

4.3.1.4 Cuarto caso módulo de elasticidad variable ($100\ 000.05$ a $723\ 606.91$ kg/cm^2)

4.3.1.4.1 Embalse lleno con efectos estáticos

En la figura 4.3.1.49 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 3.93 cm para el instante de tiempo $t = 8.64$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 2.84 cm en el instante de tiempo $t = 9.38$ s. Asimismo, en la figura 4.3.1.50 se presenta el espectro de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 13.76 cm para una frecuencia de 2.09 Hertz.

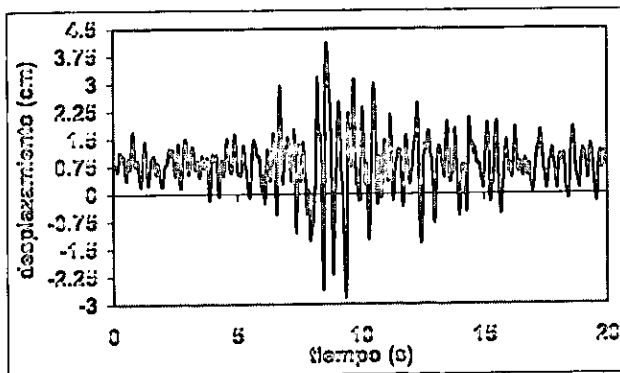


Figura 4.3.1.49 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

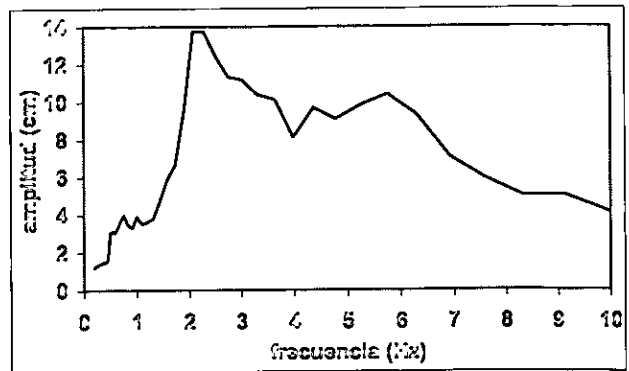


Figura 4.3.1.50 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las dos figuras que se muestran en la siguiente página se muestran los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos, y al igual que para el tercer caso de módulo de elasticidad

variable linealmente a lo largo de la presa, los esfuerzos mayores ya sean de tensión o de compresión se presentan a los 8 segundos de simularse el movimiento del terreno en la dirección horizontal. Tanto en los esfuerzos mínimos y máximos dinámicos predominan las zonas de compresión y en ambos las compresiones mayores se presentan en la parte inferior de la cara aguas arriba de la presa, en esfuerzos principales mínimos la compresión mayor es de -8.842 kg/cm^2 y en esfuerzos principales máximos la compresión mayor es de -20.396 kg/cm^2 .

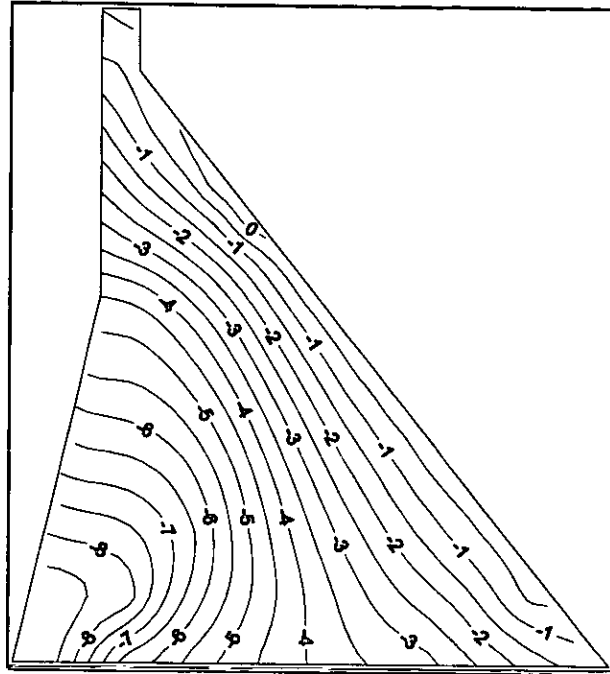


Figura 4.3.1.51 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

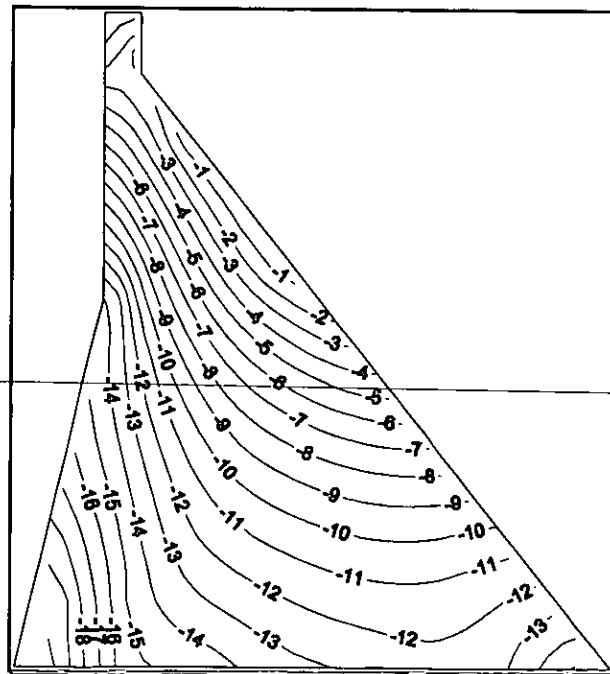


Figura 4.3.1.52 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8$ s.

4.3.1.4.2 Embalse Lleno sin efectos estáticos

En la figura 4.3.1.53 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 3.14 cm para el instante de tiempo $t = 8.64$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 3.63 cm en el instante de tiempo $t = 9.38$ s. Asimismo, en la figura 4.3.1.54 se presenta su espectro de respuesta correspondiente, en donde el pico máximo es de 14.09 cm para una frecuencia de 2.29 Hertz.

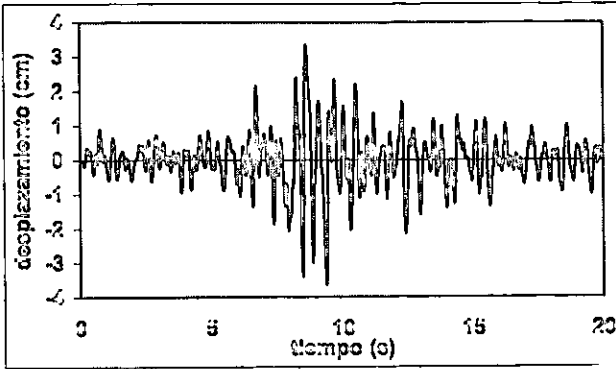


Figura 4.3.1.53 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

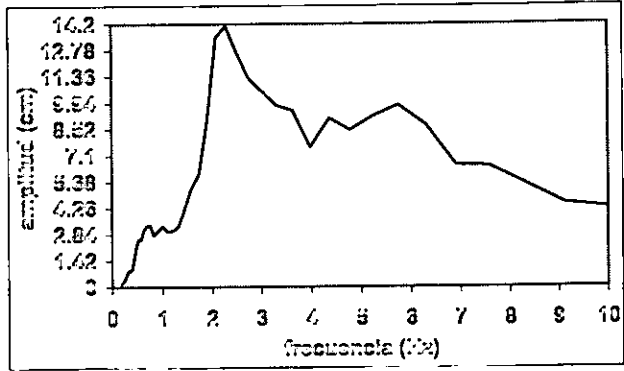


Figura 4.3.1.54 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.1.55 y 4.3.1.56 se presentan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos. En la primera figura las tensiones mayores se presentan en la cara aguas abajo (9.220 kg/cm^2). Además, se presentan compresiones en la parte inferior de la cara aguas arriba ($- 1.027 \text{ kg/cm}^2$). En la segunda figura las compresiones mayores se presentan en la parte inferior de la cara aguas arriba de la presa ($- 10.503 \text{ kg/cm}^2$) y al igual que para los esfuerzos mínimos se presentan tensiones, pero de menor magnitud en la parte inferior de la cara aguas abajo (0.395 kg/cm^2).

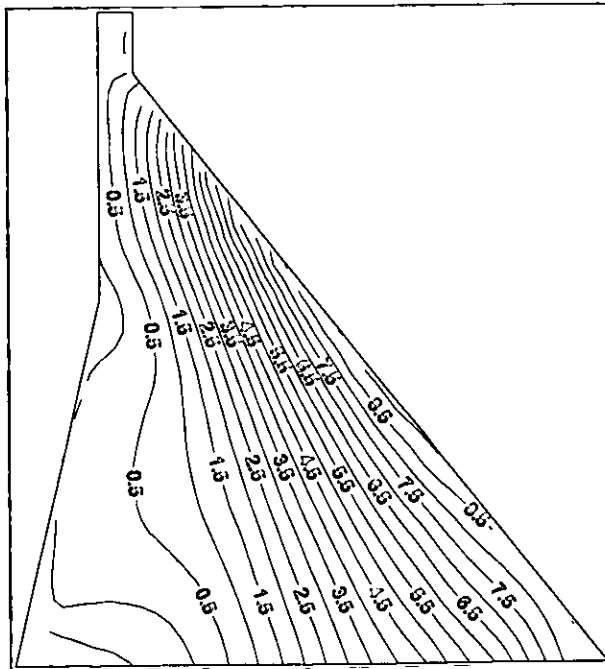


Figura 4.3.1.55 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

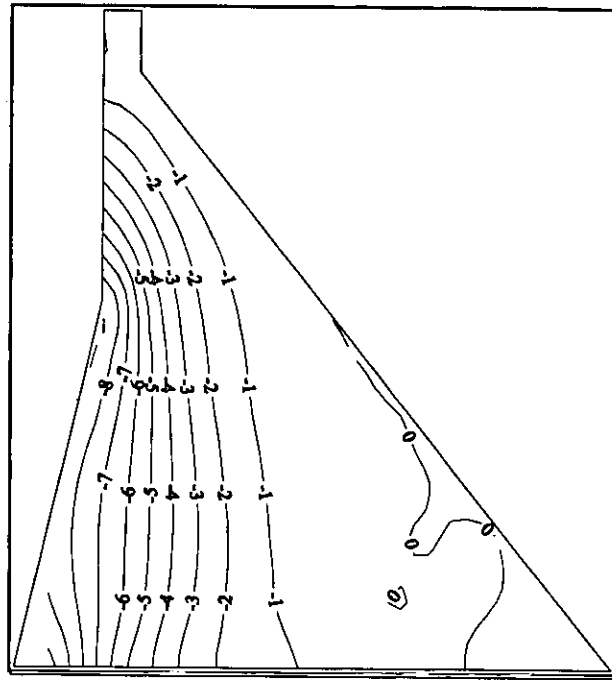


Figura 4.3.1.56 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8$ s.

4.3.1.4.3 Embalse vacío con efectos estáticos

En la figura 4.3.1.57 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 2.77 cm para el instante de tiempo $t = 8.58$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 3.10 cm en el instante de tiempo $t = 8.46$ s. Asimismo, en la figura 4.3.1.58 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del punto nodal 1, en donde el pico máximo es de 10.01 cm para una frecuencia de 5.75 Hertz.

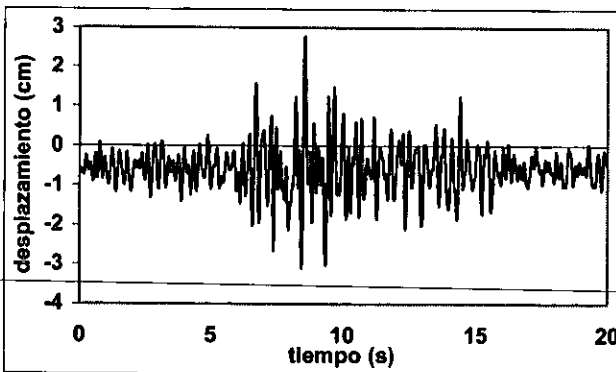


Figura 4.3.1.57 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

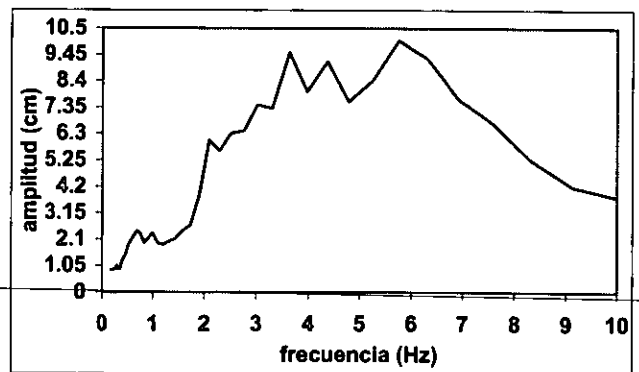


Figura 4.3.1.58 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.1.59 y 4.3.1.60 se presentan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el embalse vacío considerando los efectos estáticos. En el contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos el rango de esfuerzos va de 4.406 a -3.777 kg/cm^2 , las tensiones mayores presentándose en la cara aguas abajo de la presa y las compresiones mayores en la parte central de la base

de la presa (interfaze presa-cimentación). En el contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos el rango de esfuerzos va de 0.081 a -30.308 kg/cm^2 , siendo este último valor la máxima compresión alcanzada en todas las historias de esfuerzos obtenidos en los casos analizados con la señal sintética de periodo de retorno de 100 años. Este valor de -30.308 kg/cm^2 se presenta en la parte inferior de la cara aguas arriba de la presa.

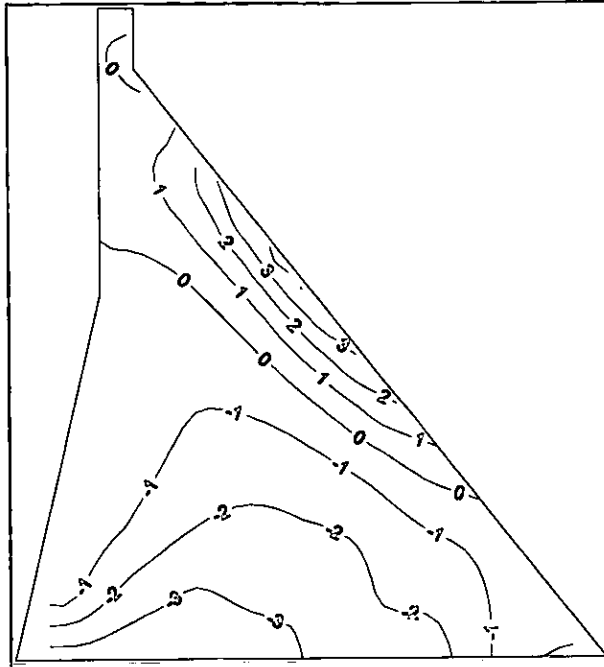


Figura 4.3.1.59 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8 \text{ s}$.

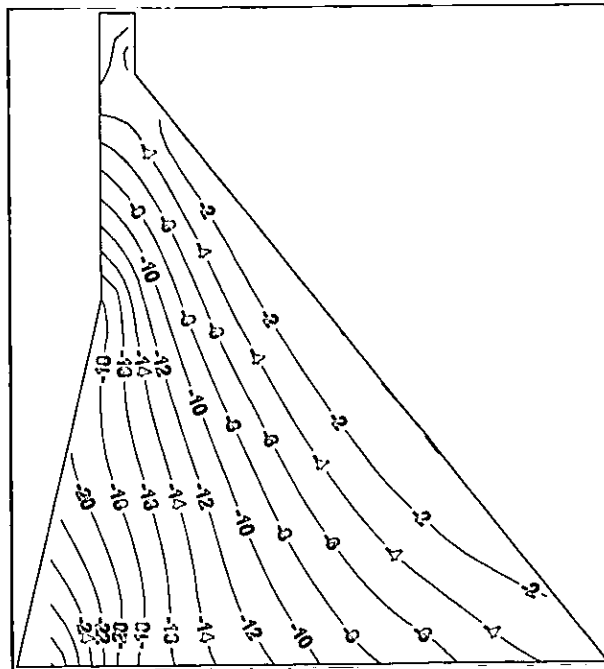


Figura 4.3.1.60 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8 \text{ s}$.

4.3.1.4.4 Embalse vacío sin efectos estáticos

En la figura 4.3.1.61 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 3.35 cm para el instante de tiempo $t = 8.58$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 2.52 cm en el instante de tiempo $t = 8.46$ s. Asimismo, en la figura 4.3.1.62 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 10.42 cm para una frecuencia de 5.75 Hertz.

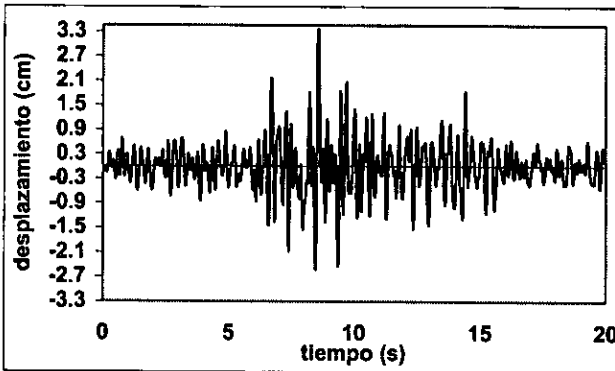


Figura 4.3.1.61 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

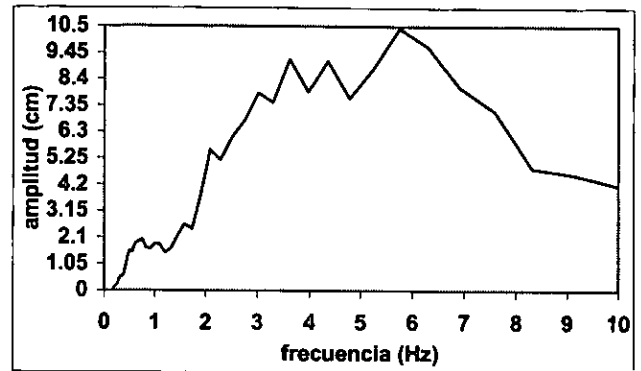


Figura 4.3.1.62 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las dos figuras siguientes se muestran los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el embalse vacío sin considerar los efectos estáticos, en la primera figura las tensiones mayores se presentan en la cara aguas abajo (5.994 kg/cm^2) y en la segunda figura las compresiones mayores se presentan en la parte inferior de la cara aguas arriba de la presa (-7.205 kg/cm^2).

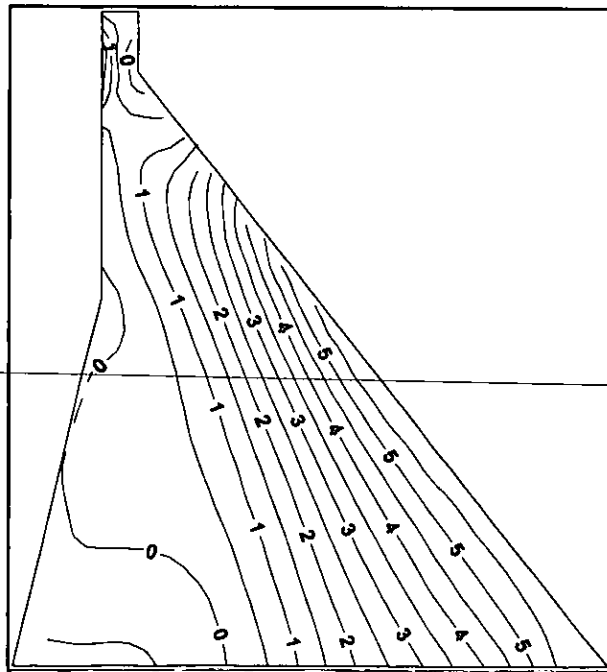


Figura 4.3.1.63 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

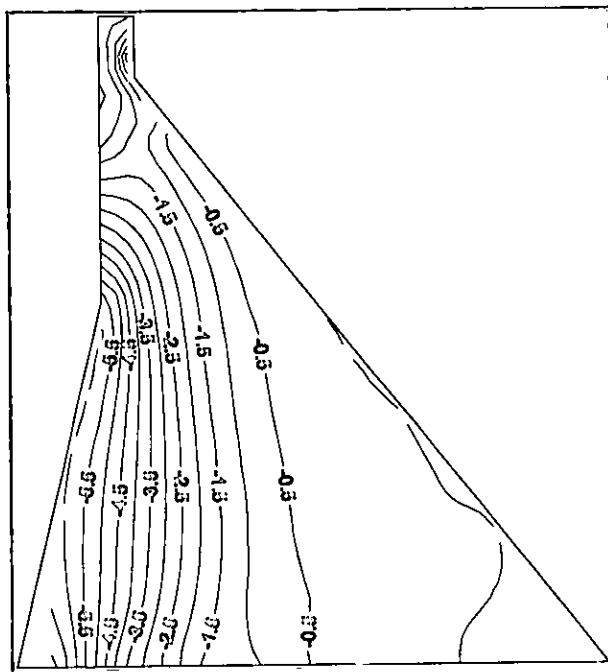


Figura 4.3.1.64 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8$ s.

4.3.2 Análisis dinámicos para la señal de periodo de retorno de 200 años (2trigo.002)

Al igual que para la señal sintética de periodo de retorno de 100 años se obtuvieron las historias de desplazamientos de los puntos nodales: 1, 5, 9, 28, 32, 36, 55, 59, 63, 82, 86, 90, 109, 113, 117, 127, 131, y 135 de la malla de elementos finitos y sus correspondientes espectros de respuesta de los desplazamientos para la señal sintética de periodo de retorno de 200 años. En donde se observa al igual que para el periodo de retorno de 100 años que los desplazamientos aumentan con la altura de la presa, es decir se amplifican los desplazamientos con la altura siendo mayores los desplazamientos en la corona de la presa. Además, se obtuvieron las historias de esfuerzos principales máximos y mínimos de la presa para diferentes instantes de tiempo de la señal sintética de periodo de retorno de 200 años.

4.3.2.1 Primer caso módulo de elasticidad uniforme (228 497.76 kg/cm²)

4.3.2.1.1 Embalse lleno con efectos estáticos

En la figura 4.3.2.1 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 6.85 cm para el instante de tiempo $t = 3.86$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 4.48 cm en el instante de tiempo $t = 5.60$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.2 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 29.89 cm para una frecuencia de 2.51 Hertz.

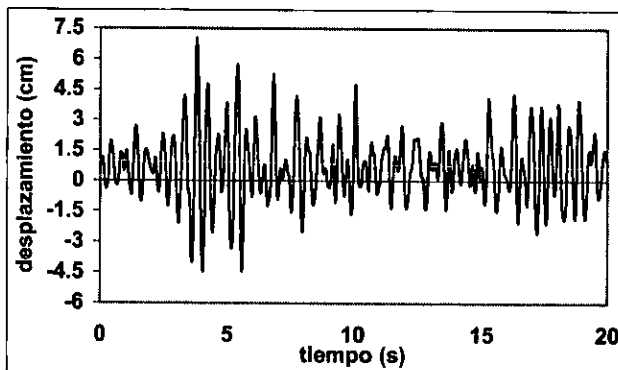


Figura 4.3.2.1 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

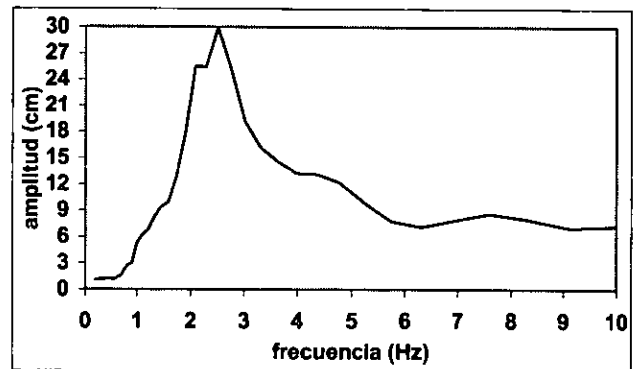


Figura 4.3.2.2 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.2.3 y 4.3.2.4 se presentan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el tiempo de $t = 4$ s, que es donde se presentan las mayores tensiones y compresiones durante la ocurrencia de la señal sintética de 200 años. En donde para los esfuerzos principales mínimos se presenta una tensión de 12.275 kg/cm² en la parte superior de la cara aguas abajo, mientras que para los esfuerzos principales máximos se presenta un valor de compresión de -32.323 kg/cm² en la parte inferior de la cara aguas arriba.

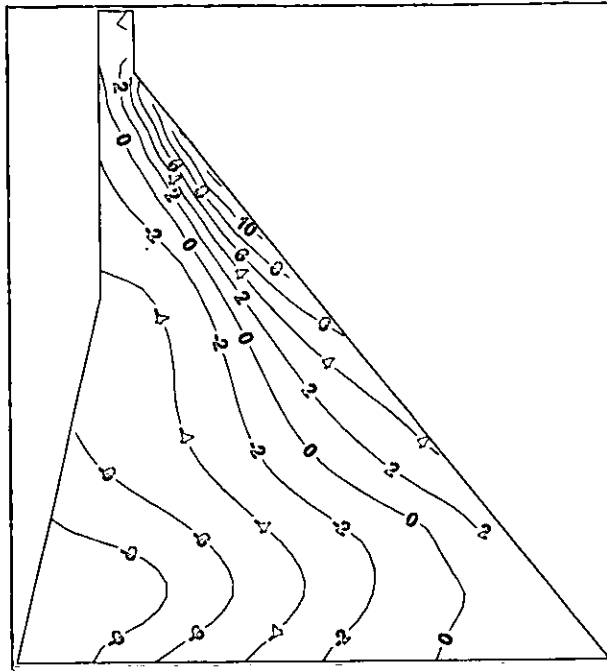


Figura 4.3.2.3 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4$ s.

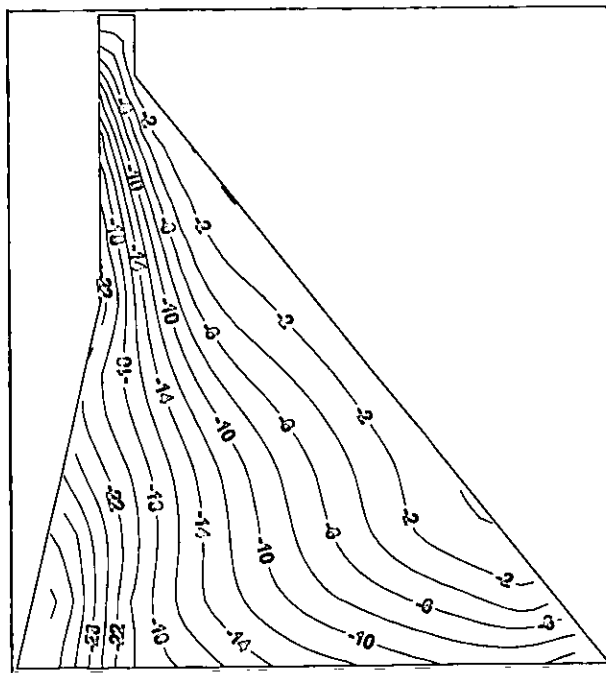


Figura 4.3.2.4 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4$ s.

4.3.2.1.2 Embalse lleno sin efectos estáticos

En la figura 4.3.2.5 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 6.15 cm para el instante de tiempo $t = 3.86$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 5.18 cm en el instante de tiempo $t = 5.60$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.6 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 30.26 cm para 2.51 Hertz.

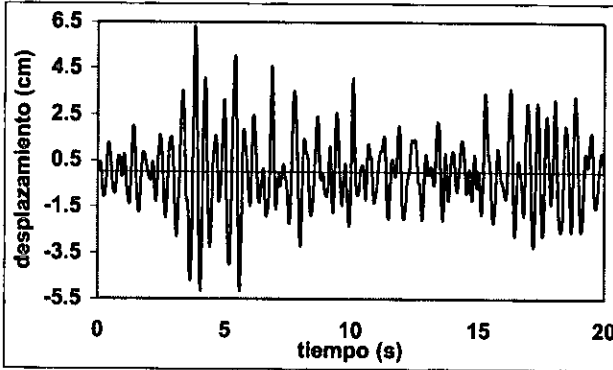


Figura 4.3.2.5 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

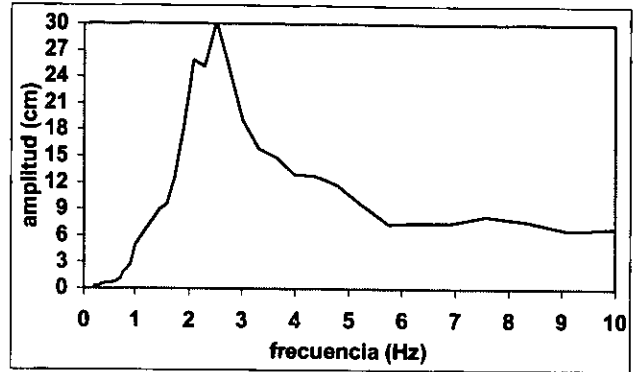


Figura 4.3.2.6 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.2.7 y 4.3.2.8 se presentan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el tiempo de $t = 4$ s, que es donde se presentan los mayores esfuerzos de tensión y compresión al presentarse la señal sintética en la base de la presa en la dirección horizontal. En estas figuras se observa que para los esfuerzos principales mínimos se presenta una tensión de 21.702 kg/cm^2 en

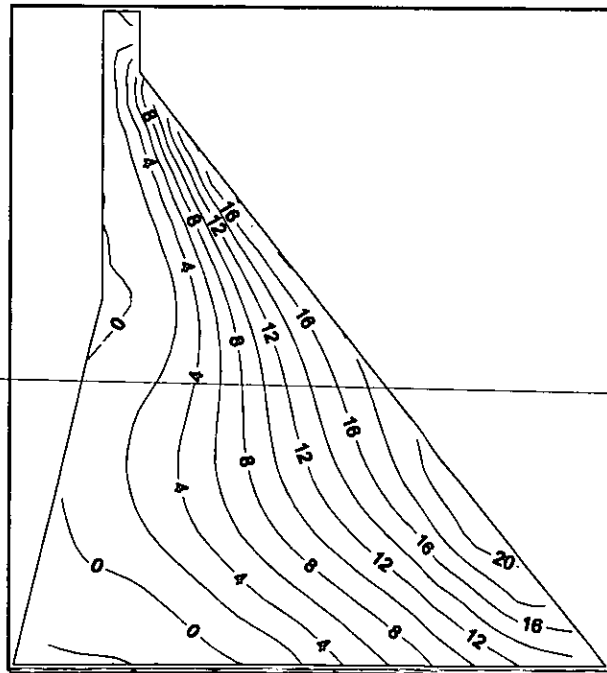


Figura 4.3.2.7 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4$ s.

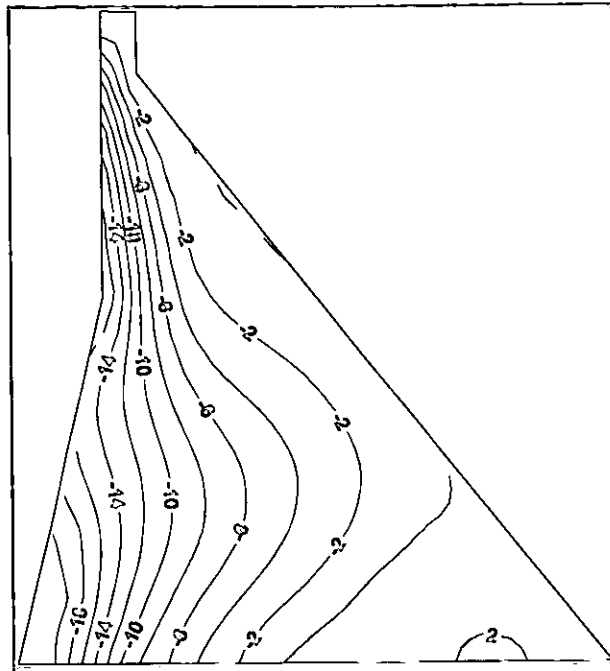


Figura 4.3.2.8 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4$ s.

la parte baja de la presa de la cara aguas abajo, mientras que para los esfuerzos principales máximos se presenta una compresión de -21.128 kg/cm^2 en la parte inferior de la cara aguas arriba.

4.3.2.1.3 Embalse vacío con efectos estáticos

En la figura 4.3.2.9 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 3.61 cm para el instante de tiempo $t = 3.80$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 3.48 cm en el instante de tiempo $t = 3.62$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.10 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 13.33 cm para una frecuencia de 3.31 Hertz.

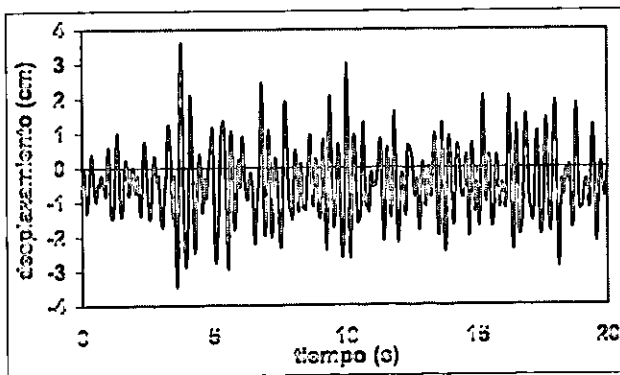


Figura 4.3.2.9 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

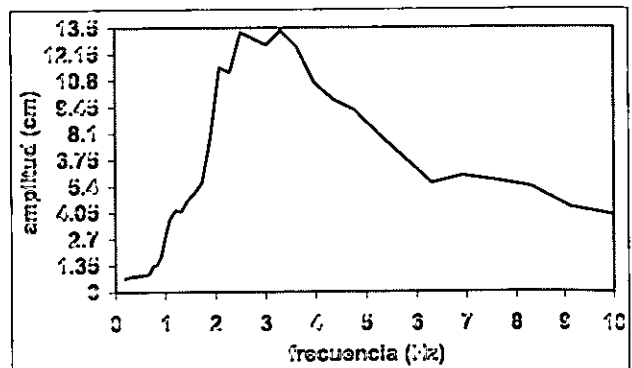


Figura 4.3.2.10 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.2.11 y 4.3.2.12 se presentan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el tiempo de $t = 4$ s, que es donde se presentan los mayores esfuerzos de tensión y compresión. Para los esfuerzos principales mínimos se presenta una tensión máxima con un valor de 10.612 kg/cm^2 en la parte alta de la cara aguas abajo, mientras que para los esfuerzos principales máximos se presenta una compresión máxima de -39.765 kg/cm^2 en la parte inferior de la cara aguas arriba.

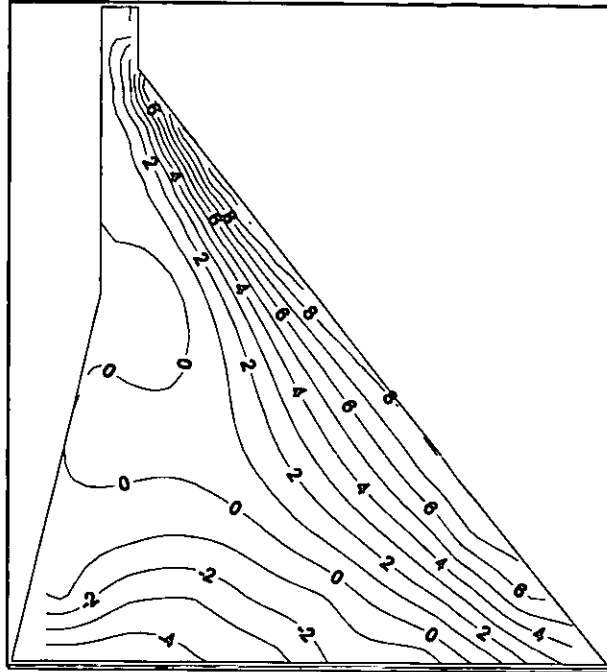


Figura 4.3.2.11 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4$ s.

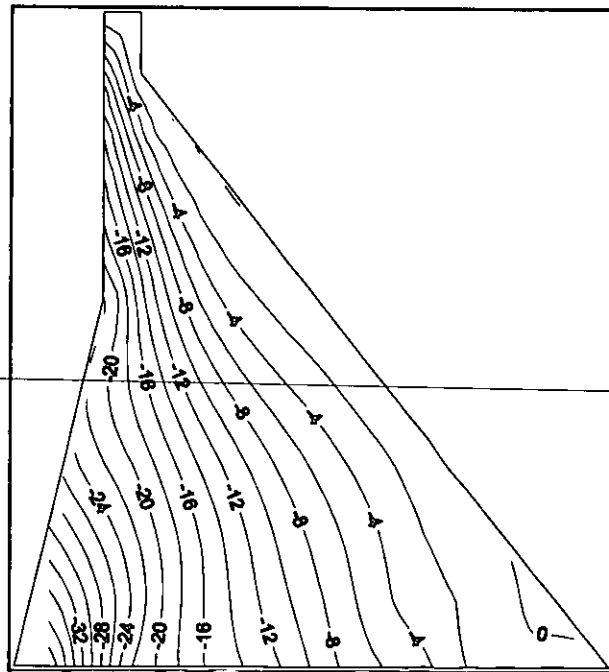


Figura 4.3.2.12 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4$ s.

4.3.2.1.4 Embalse vacío sin efectos estáticos

En la figura 4.3.2.13 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 4.08 cm para el instante de tiempo $t = 3.82$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 2.91 cm en el instante de tiempo $t = 3.66$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.14 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del punto nodal 1, en donde el pico máximo es de 13.38 cm para una frecuencia de 3.31 Hertz.

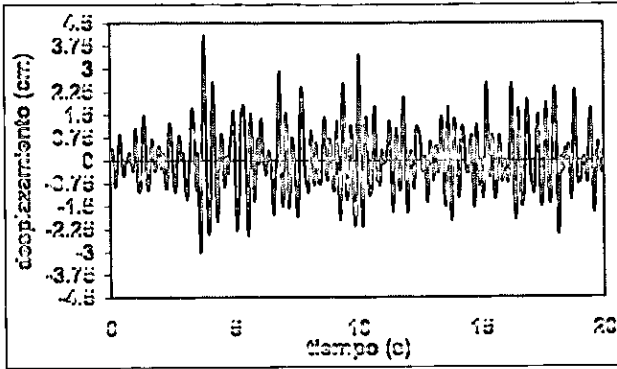


Figura 4.3.2.13 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

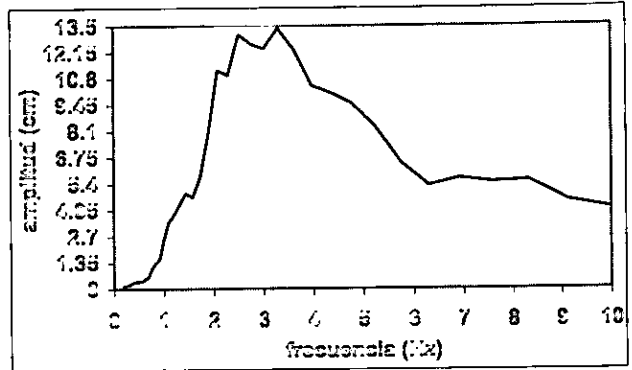


Figura 4.3.2.14 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras siguientes se presentan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos y al igual que los demás casos para este módulo de elasticidad uniforme en toda la cortina de C.C.R., los mayores esfuerzos de tensión y de compresión se presentan a los 4 segundos de haber iniciado

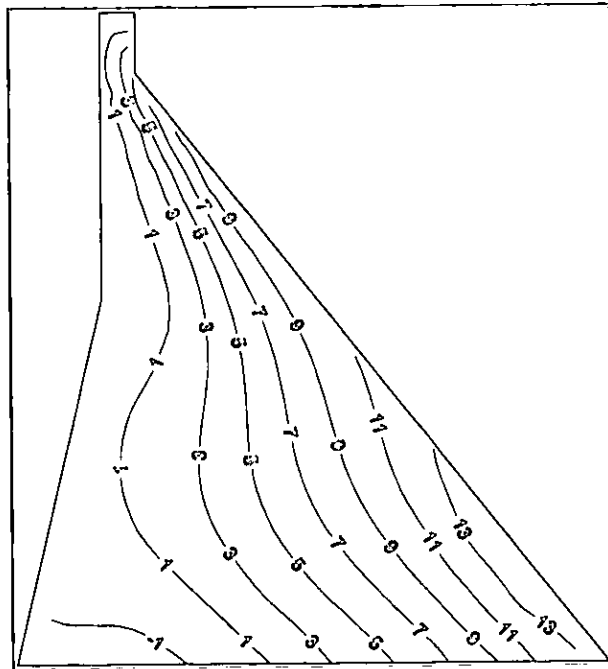


Figura 4.3.2.15 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4$ s.

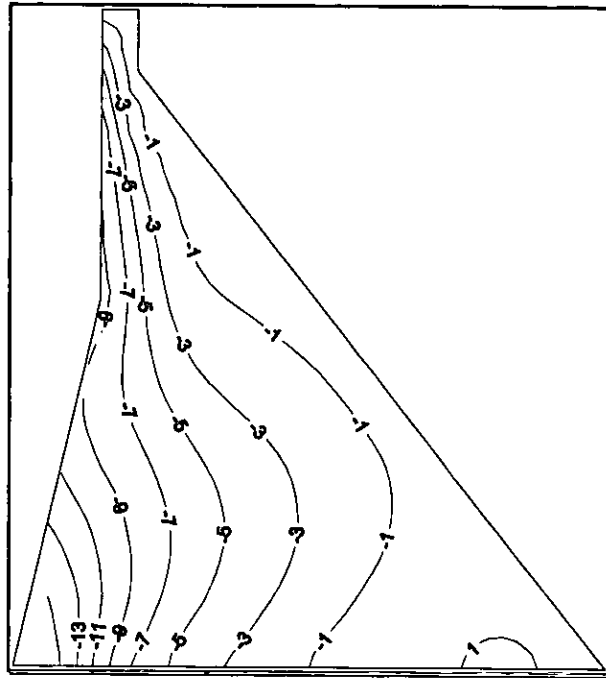


Figura 4.3.2.16 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4$ s.

la excitación sísmica sintética. Para los esfuerzos mínimos se presenta una tensión máxima de 14.496 kg/cm^2 en la parte inferior de la cara aguas abajo, mientras que para los esfuerzos principales máximos se presenta una compresión máxima de -16.451 kg/cm^2 en la parte inferior de la cara aguas arriba.

4.3.2.2 Segundo caso módulo de elasticidad uniforme ($114\ 248.88 \text{ kg/cm}^2$)

4.3.2.2.1 Embalse lleno con efectos estáticos

En la figura 4.3.2.17 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 15.16 cm para el instante de tiempo $t = 3.92 \text{ s}$ y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 10.96 cm en el tiempo de $t = 4.14 \text{ s}$. Asimismo, en la figura 4.3.2.18 se presenta su correspondiente espectro de respuesta, en donde el pico máximo es de 67.87 cm para una frecuencia de 2.09 Hertz .

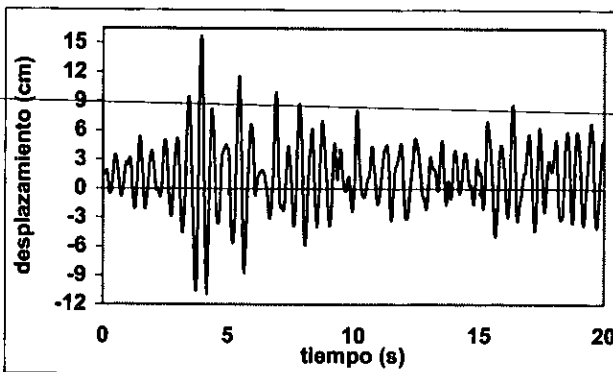


Figura 4.3.2.17 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

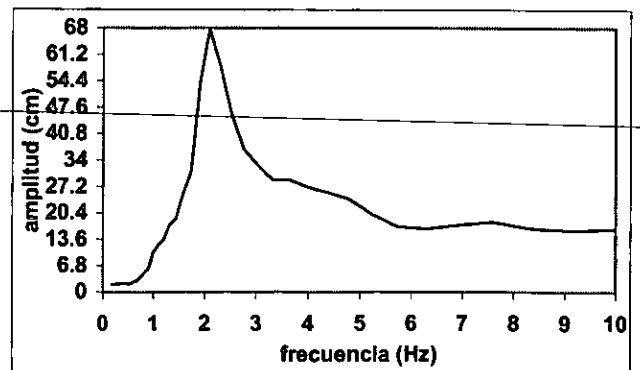


Figura 4.3.2.18 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.2.19 y 4.3.2.20 se muestran los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el tiempo de $t = 4$ s, que es donde se presentan los mayores esfuerzos de tensión y de compresión. Para los esfuerzos principales mínimos se presenta una tensión de 10.096 kg/cm^2 en la parte inferior de la presa en la cara aguas arriba y para los esfuerzos principales máximos se presenta una compresión de -29.565 kg/cm^2 en la parte inferior de la presa en la cara aguas abajo.

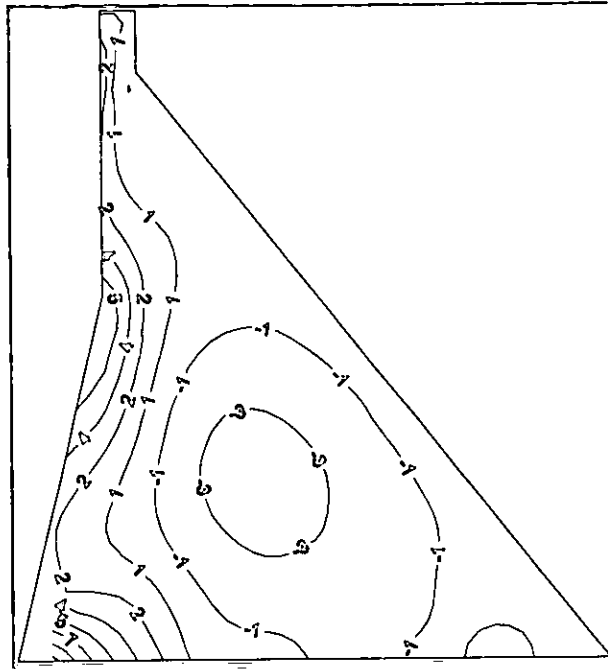


Figura 4.3.2.19 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4$ s.

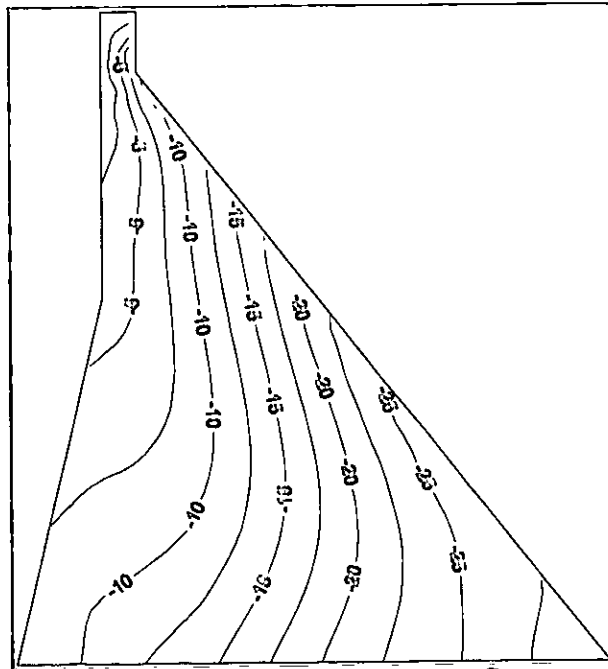


Figura 4.3.2.20 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4$ s.

4.3.2.2 Embalse lleno sin efectos estáticos

En la figura 4.3.2.21 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 14.37 cm para el instante de tiempo $t = 3.90$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 12.26 cm en el instante de tiempo $t = 4.14$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.22 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 68.14 cm para una frecuencia de 2.09 Hertz.

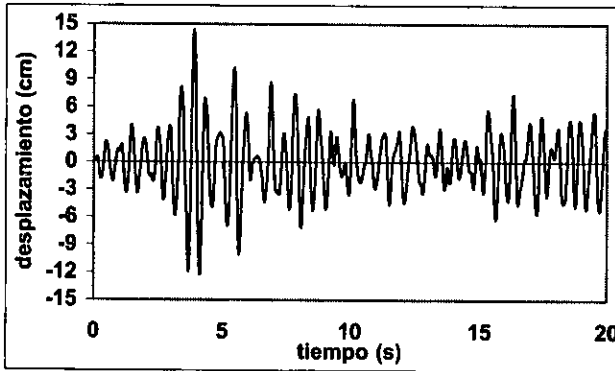


Figura 4.3.2.21 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

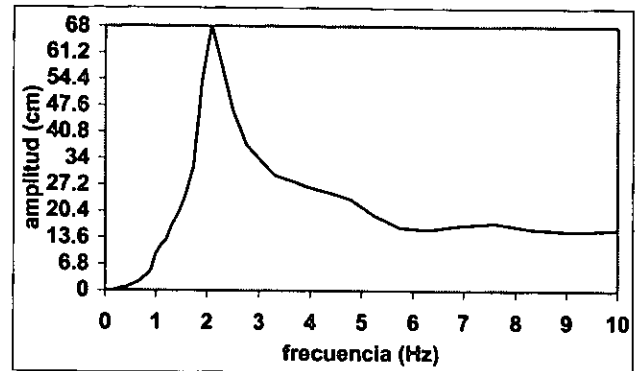


Figura 4.3.2.22 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras siguientes se muestran los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos, en donde para los esfuerzos mínimos se presenta una tensión máxima de 15.214 kg/cm^2 en la parte inferior de la cara aguas arriba, mientras que para los esfuerzos principales máximos la compresión máxima es de -11.695 kg/cm^2 en la parte media de la cara aguas abajo.

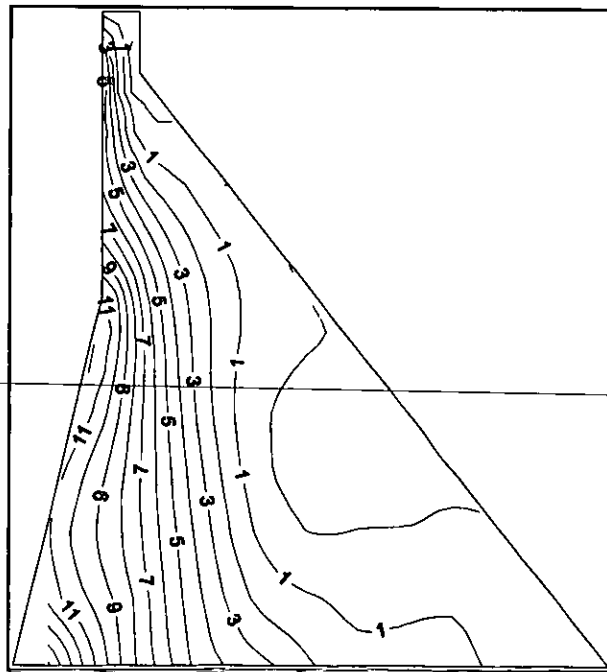


Figura 4.3.2.23 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4$ s.

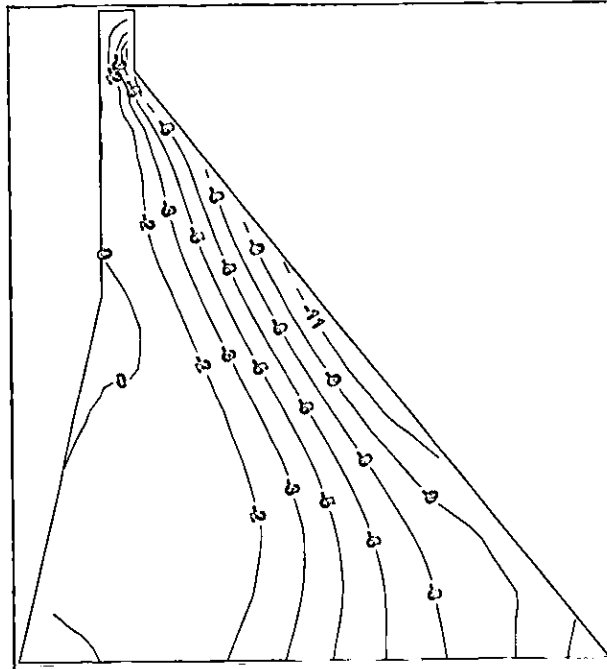


Figura 4.3.2.24 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4$ s.

4.3.2.2.3 Embalse vacío con efectos estáticos

En la figura 4.3.2.25 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 6.49 cm para el instante de tiempo $t = 3.86$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 8.64 cm en el instante de tiempo $t = 5.60$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.26 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 46.95 cm para 2.51 Hertz.

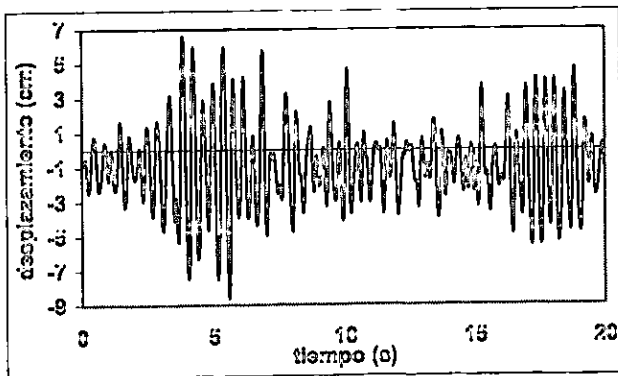


Figura 4.3.2.25 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

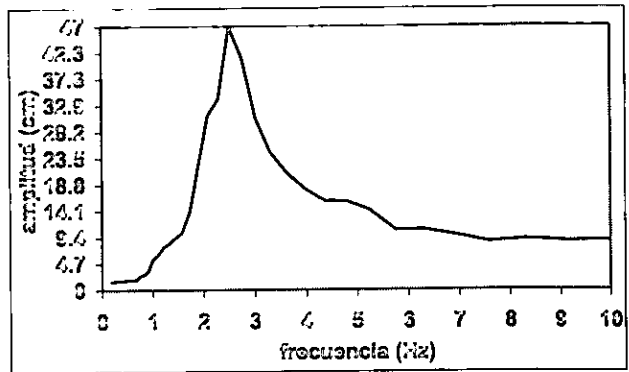


Figura 4.3.2.26 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.2.27 y 4.3.2.28 se muestran los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el tiempo de $t = 4$ s, que es donde se presentan los mayores esfuerzos de tensión y de compresión durante la historia de esfuerzos. Para los esfuerzos principales mínimos se presenta una tensión máxima de 15.571 kg/cm^2 en la parte superior de la presa en la cara aguas abajo, mientras que para

los esfuerzos principales máximos se presenta una compresión máxima de -35.710 kg/cm^2 en parte inferior de la presa en la cara aguas arriba.

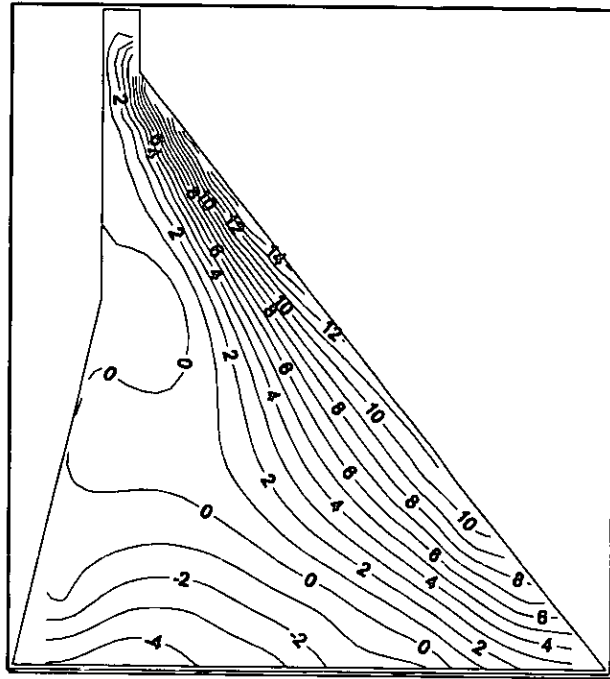


Figura 4.3.2.27 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4 \text{ s}$.

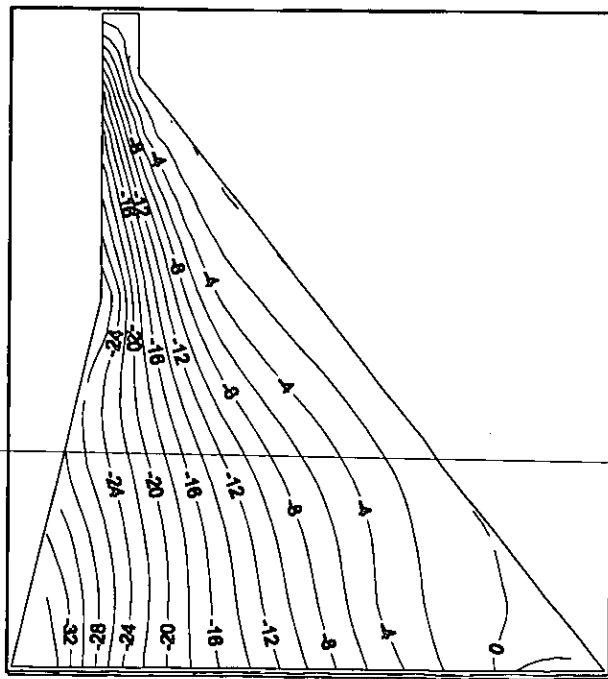


Figura 4.3.2.28 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4 \text{ s}$.

4.3.2.2.4 Embalse vacío sin efectos estáticos

En la figura 4.3.2.29 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 7.46 cm para el instante de tiempo $t = 3.86$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 7.67 cm en el instante de tiempo $t = 5.60$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.30 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 46.44 cm para una frecuencia de 2.51 Hertz.

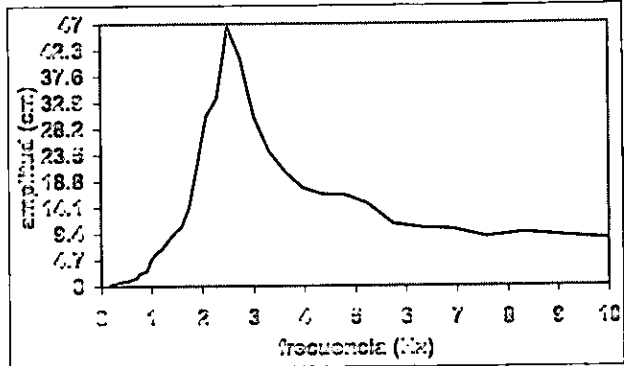
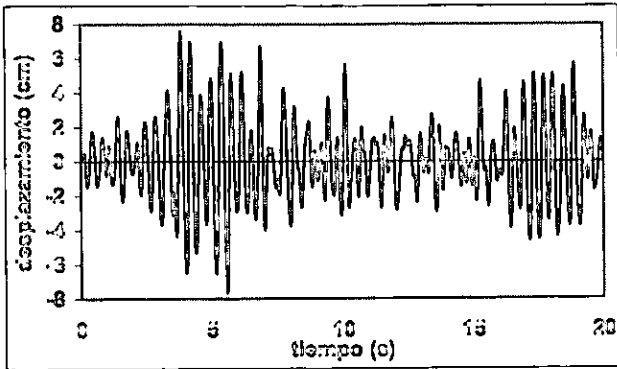


Figura 4.3.2.29 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

Figura 4.3.2.30 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.2.31 y 4.3.2.32 se muestran los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el tiempo de $t = 4$ s, que es donde se registran las mayores zonas de tensión y de compresión al presentarse la señal sintética. Para los esfuerzos principales mínimos dinámicos la tensión

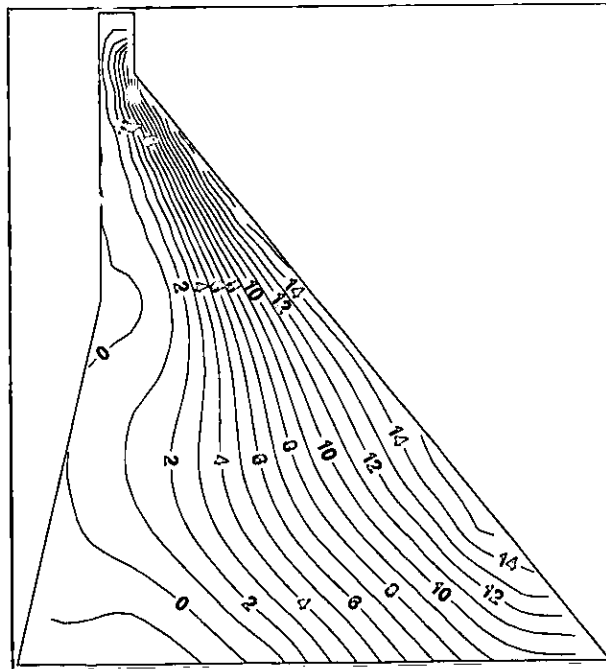


Figura 4.3.2.31 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4$ s.

es de 15.674 kg/cm^2 en la cara aguas abajo de la presa, mientras que para los esfuerzos principales máximos el esfuerzo de compresión es de -16.411 kg/cm^2 en la parte inferior de la cara aguas arriba.

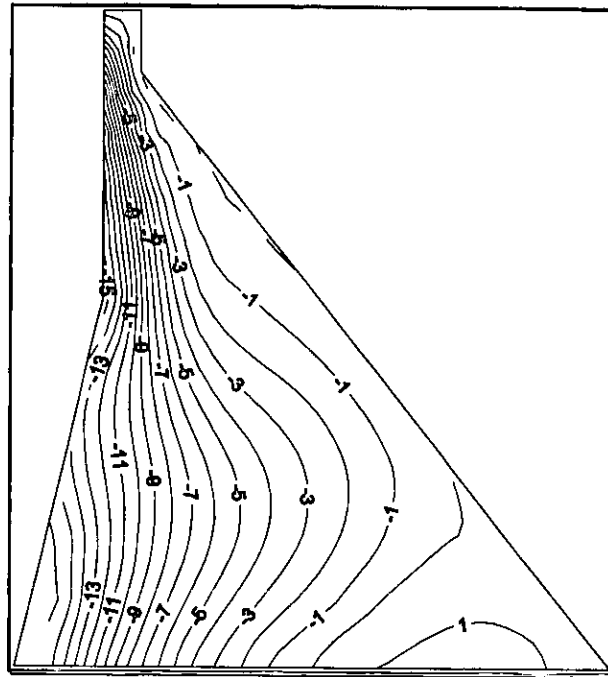


Figura 4.3.2.32 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4 \text{ s}$.

4.3.2.3 Tercer caso módulo de elasticidad variable ($100\,000.05$ a $141\,294.47 \text{ kg/cm}^2$)

4.3.2.3.1 Embalse lleno con efectos estáticos

En la figura 4.3.2.33 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 14.21 cm para el instante de tiempo $t = 3.88 \text{ s}$ y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 10.08 cm en el instante de tiempo $t = 4.12 \text{ s}$. Asimismo, en la figura 4.3.2.34 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 59.76 cm para una frecuencia de 2.09 Hertz .

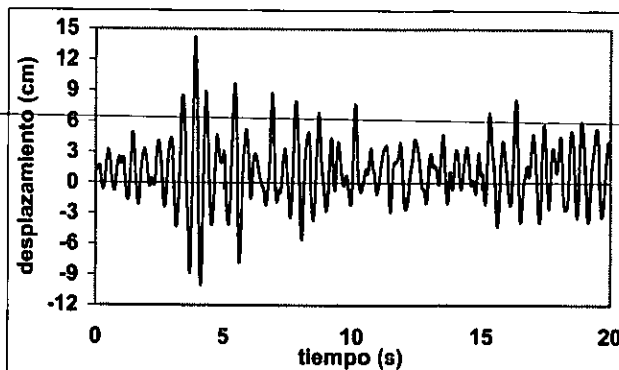


Figura 4.3.2.33 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

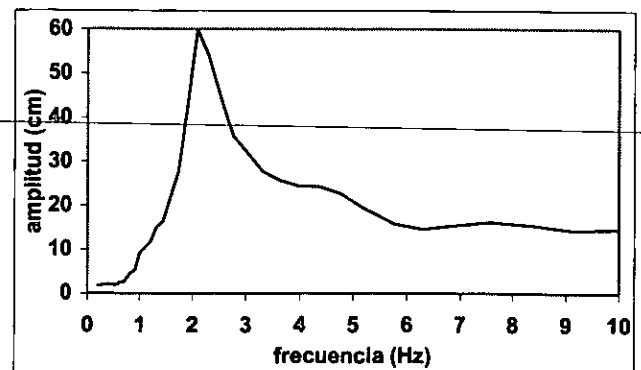


Figura 4.3.2.34 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras siguientes se observan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el tiempo $t = 8$ s, que es donde se registran los mayores esfuerzos de tensión y de compresión para este caso de embalse lleno con efectos estáticos. Para los esfuerzos principales mínimos se registra una tensión de 9.155 kg/cm^2 en la parte superior de la presa en la cara aguas abajo, mientras que para los esfuerzos principales máximos se registra una compresión de $- 26.472 \text{ kg/cm}^2$ en la parte inferior de la presa en la cara aguas arriba.

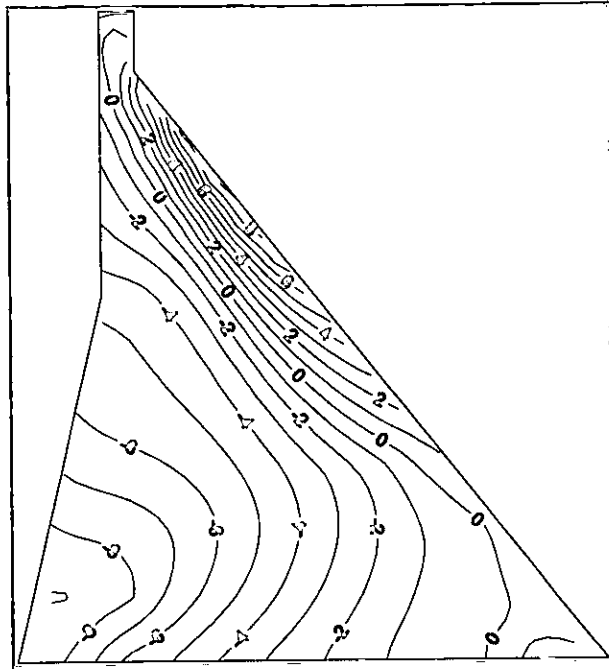


Figura 4.3.2.35 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

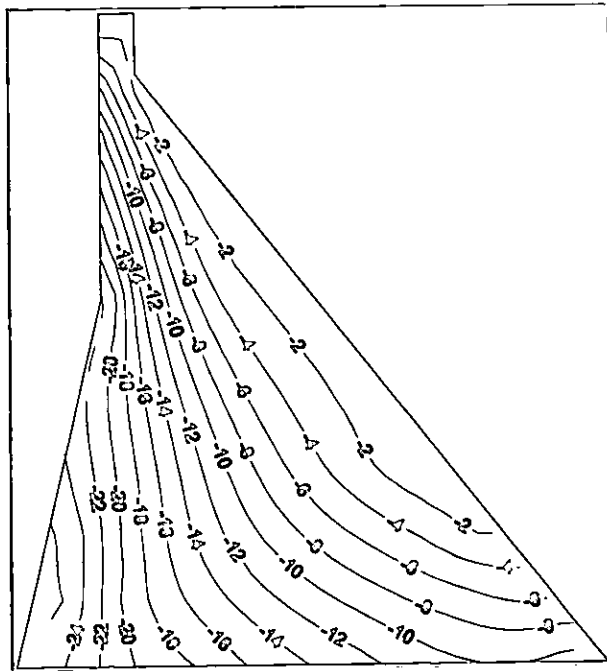


Figura 4.3.2.36 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8$ s.

4.3.2.3.2 Embalse lleno sin efectos estáticos

En la figura 4.3.2.37 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 12.68 cm para el instante de tiempo $t = 3.90$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 11.22 cm en el instante de tiempo $t = 4.12$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.38 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 59.41 cm para una frecuencia de 2.09 Hertz.

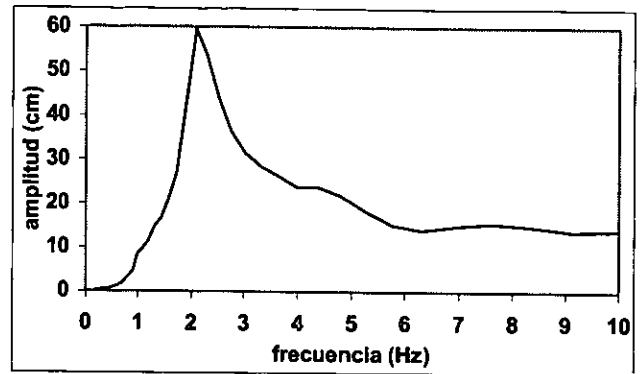
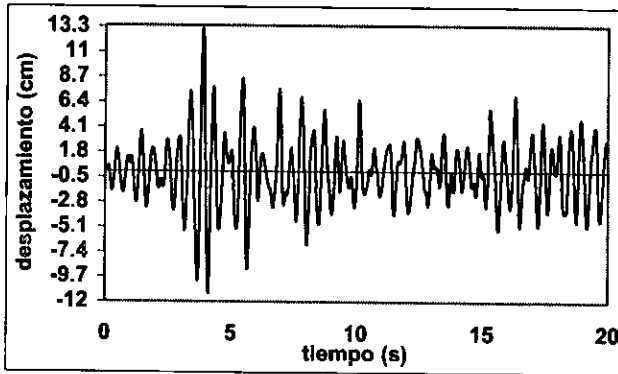


Figura 4.3.2.37 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

Figura 4.3.2.38 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.2.39 y 4.3.2.40 se observan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el tiempo $t = 8$ s, que es donde se registran las mayores zonas de esfuerzos de tensión y de compresión en la presa durante la historia de esfuerzos para el caso de embalse lleno sin efectos estáticos. Para los esfuerzos principales mínimos dinámicos se registra una tensión mayor de 16.912 kg/cm^2 en la

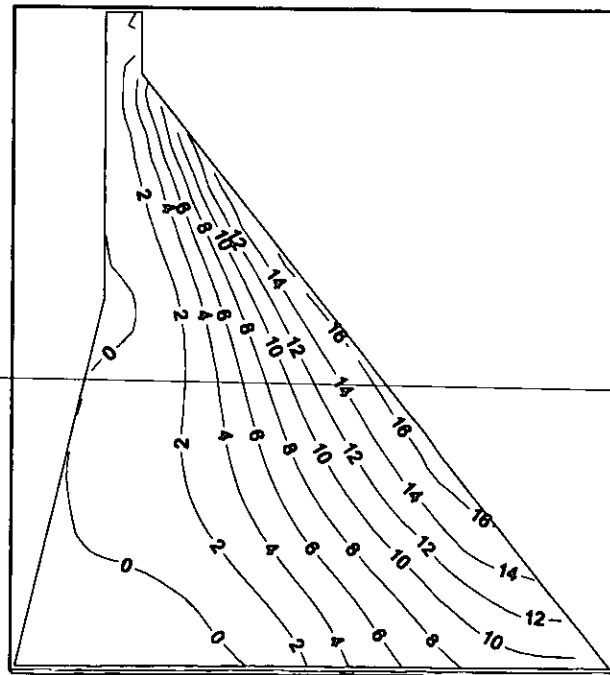


Figura 4.3.2.39 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 8$ s.

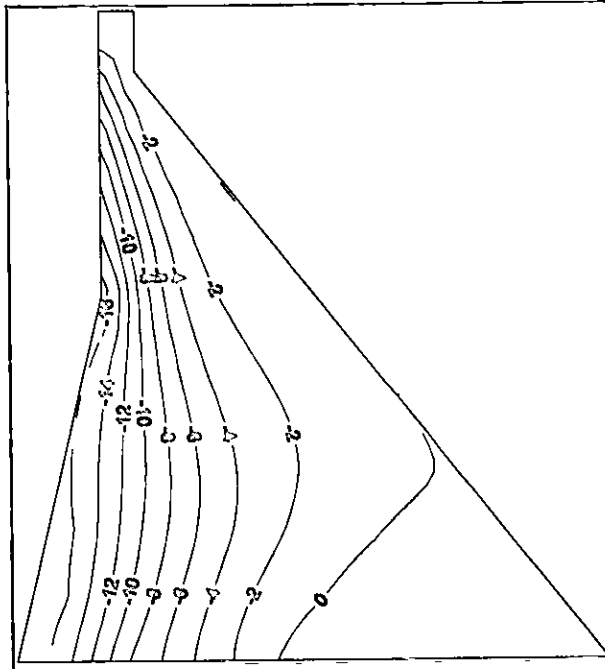


Figura 4.3.2.40 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 8$ s.

cara aguas abajo de la presa, mientras que para los esfuerzos principales máximos dinámicos se presenta una compresión de -17.294 kg/cm^2 en la cara aguas arriba de la presa.

4.3.2.3.3 Embalse vacío con efectos estáticos

En la figura 4.3.2.41 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 5.78 cm para el instante de tiempo $t = 3.86$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 6.65 cm en el instante de tiempo $t = 5.14$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.42 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 36.75 cm para una frecuencia de 2.51 Hertz.

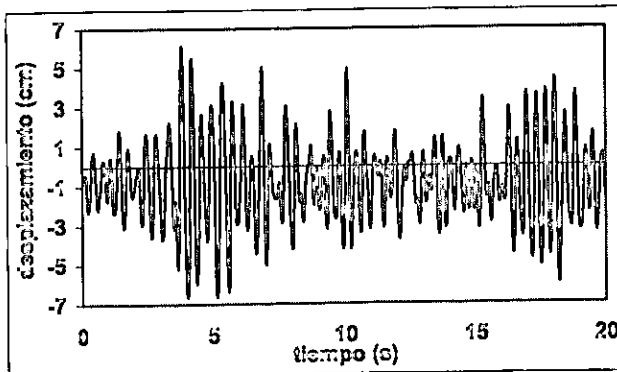


Figura 4.3.2.41 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

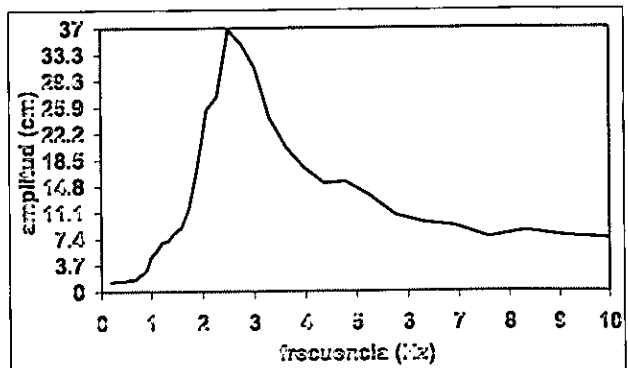


Figura 4.3.2.42 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras siguientes se observan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el tiempo $t = 4$ s, que es donde se registran los mayores esfuerzos de tensión y de compresión. Para los esfuerzos principales mínimos dinámicos se registra una tensión de 16.894 kg/cm^2 en la parte superior de la cara aguas abajo de la presa, mientras que para los esfuerzos principales máximos dinámicos se registra una compresión de -38.300 kg/cm^2 en la parte inferior de la cara aguas arriba de la presa.

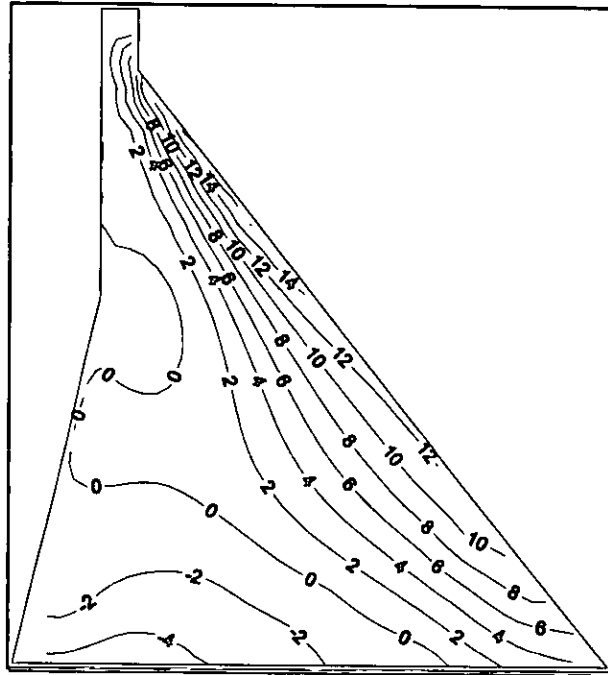


Figura 4.3.2.43 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4$ s.

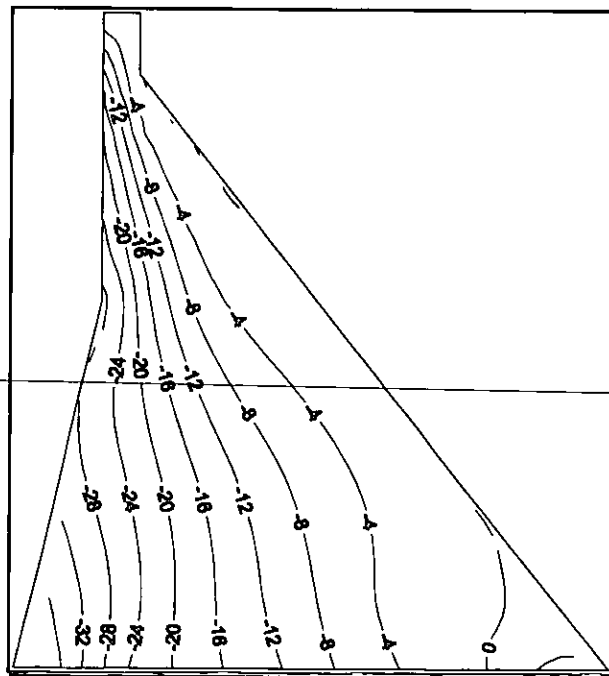


Figura 4.3.2.44 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4$ s.

4.3.2.3.4 Embalse vacío sin efectos estáticos

En la figura 4.3.2.45 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 6.64 cm para el instante de tiempo $t = 3.86$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 5.79 cm en el instante de tiempo $t = 5.14$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.46 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 36.30 cm para una frecuencia de 2.51 Hertz.

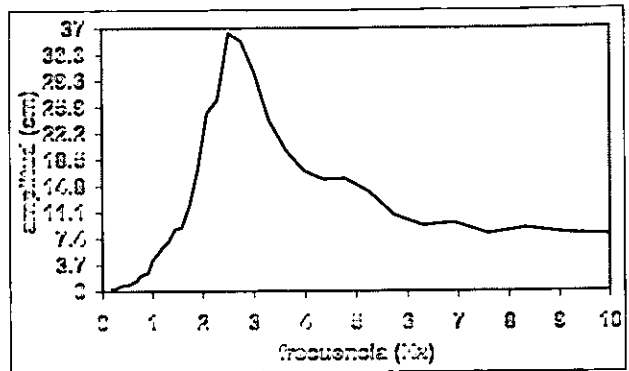
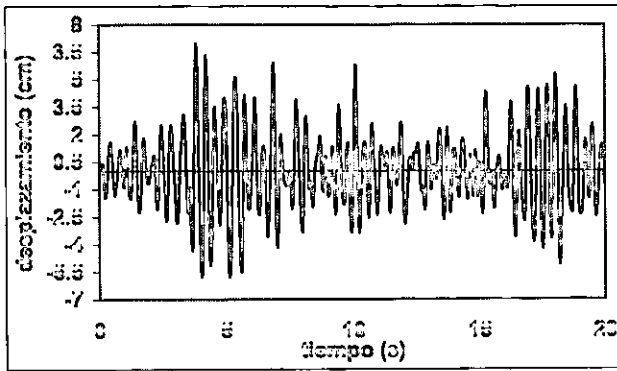


Figura 4.3.2.45 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

Figura 4.3.2.46 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.2.47 y 4.3.2.48 se observan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el tiempo $t = 4$ s. Para los esfuerzos principales mínimos se registra una tensión de 16.948 kg/cm^2 en la cara aguas abajo de la presa, mientras que para los esfuerzos máximos se registra una compresión de -17.985 kg/cm^2 en la cara aguas arriba de la presa.

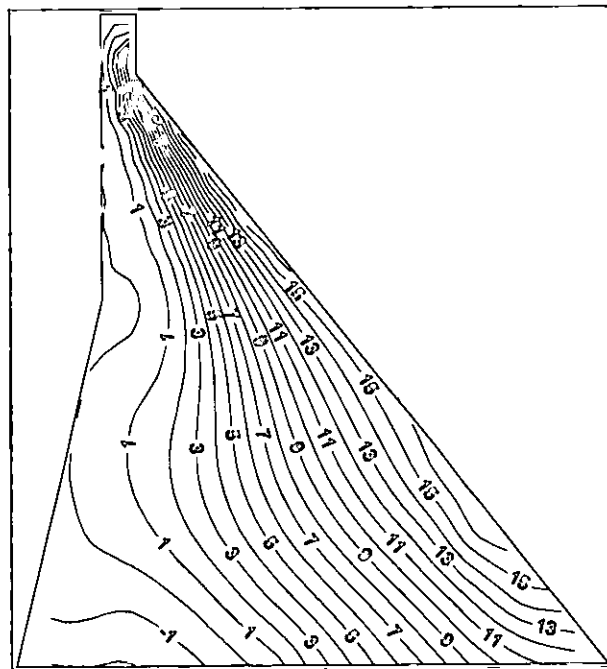


Figura 4.3.2.47 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4$ s.

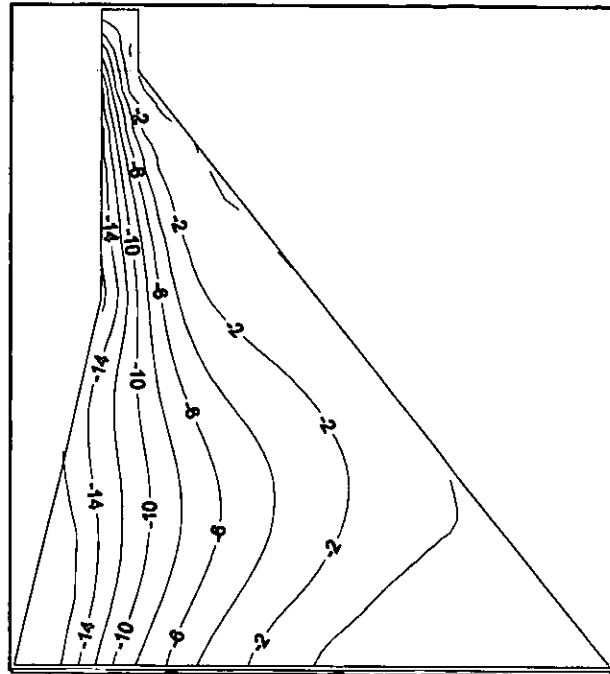


Figura 4.3.2.48 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4$ s.

4.3.2.4 Cuarto caso módulo de elasticidad variable (100 000.05 a 223 606.91 kg/cm²)

4.3.2.4.1 Embalse lleno con efectos estáticos

En la figura 4.3.2.49 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 8.96 cm para el instante de tiempo $t = 3.86$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 6.02 cm en el instante de tiempo $t = 5.62$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.50 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 37.91 cm para una frecuencia de 2.51 Hertz.

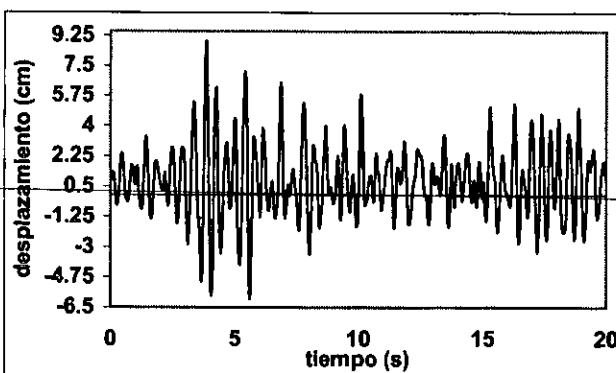


Figura 4.3.2.49 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

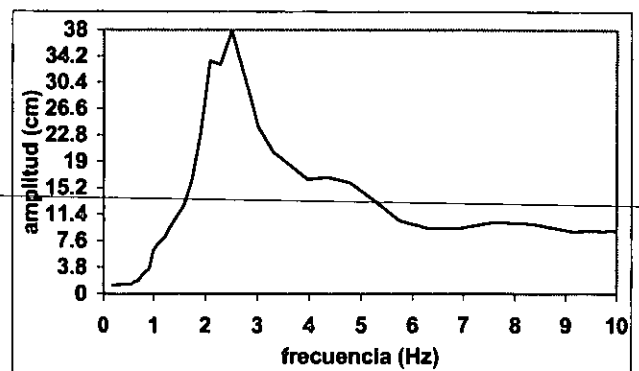


Figura 4.3.2.50 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.2.51 y 4.3.2.52 se presentan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos para el tiempo de $t = 4$ s, que es donde se presentan los esfuerzos mayores de tensión y de compresión para todos los casos de este módulo de elasticidad variable linealmente a lo largo de la cortina. Para los esfuerzos principales mínimos se presenta una tensión de 12.703 kg/cm^2 en la parte superior de la cara aguas abajo de la presa, mientras que para los esfuerzos principales máximos se presenta compresión de -29.669 kg/cm^2 en la parte inferior de la cara aguas arriba.

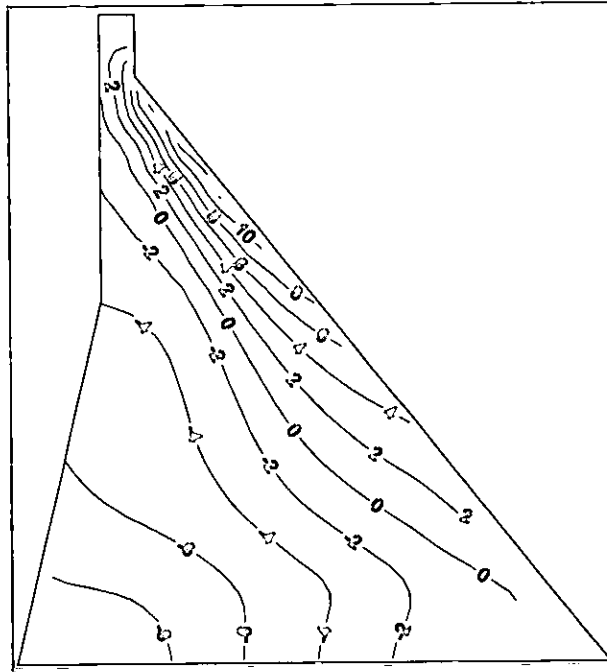


Figura 4.3.2.51 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4$ s.

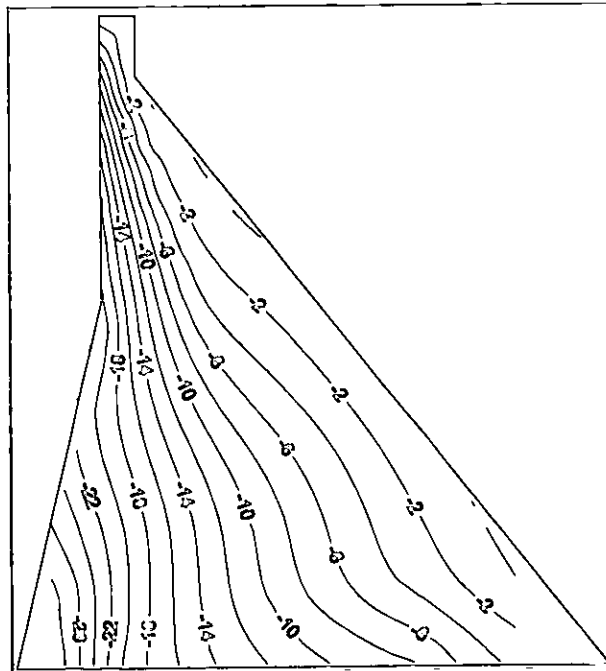


Figura 4.3.2.52 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4$ s.

4.3.2.4.2 Embalse lleno sin efectos estáticos

En la figura 4.3.2.53 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse lleno sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 8.17 cm para el instante de tiempo $t = 3.86$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 6.81 cm en el instante de tiempo $t = 5.62$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.54 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 38.33 cm para una frecuencia de 2.51 Hertz.

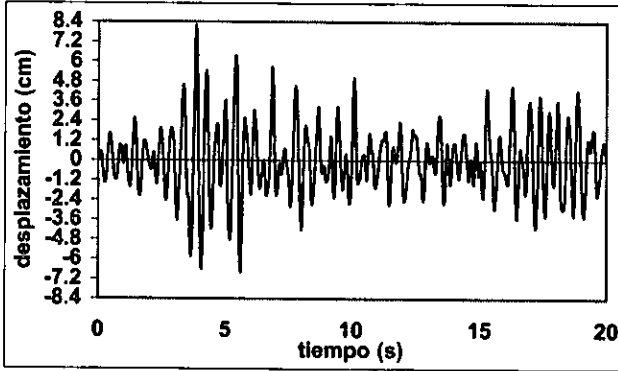


Figura 4.3.2.53 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

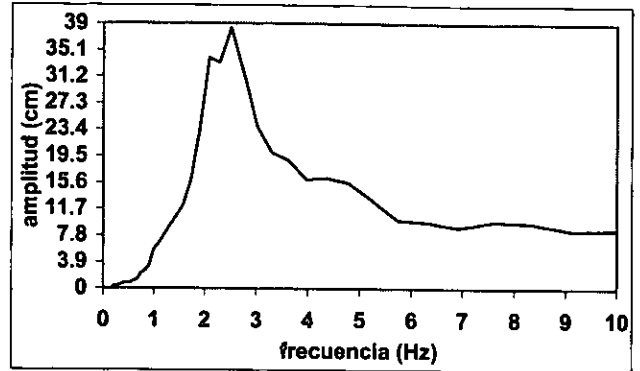


Figura 4.3.2.54 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.2.55 y 4.3.2.56 se presentan los esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos. Para los esfuerzos mínimos se presenta una tensión de 19.327 kg/cm^2 en la cara aguas abajo de la presa, mientras que para los esfuerzos máximos se presenta una compresión de -18.750 kg/cm^2 en la parte inferior de la cara aguas arriba de la presa.

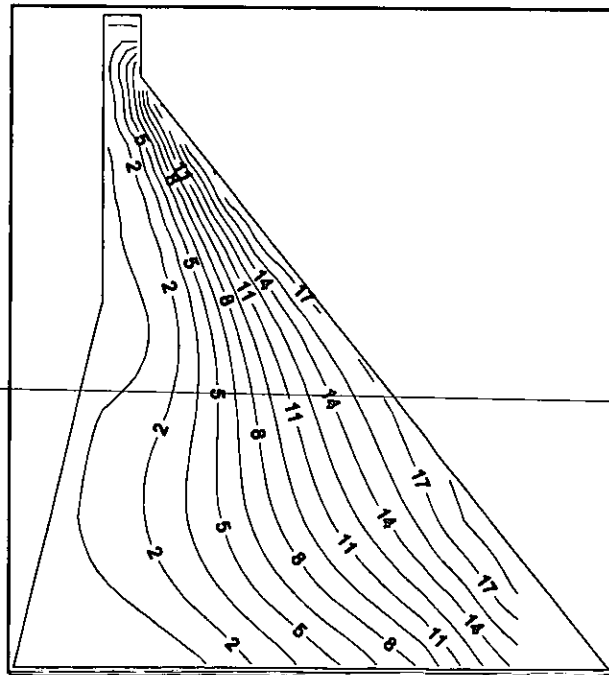


Figura 4.3.2.55 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4$ s.

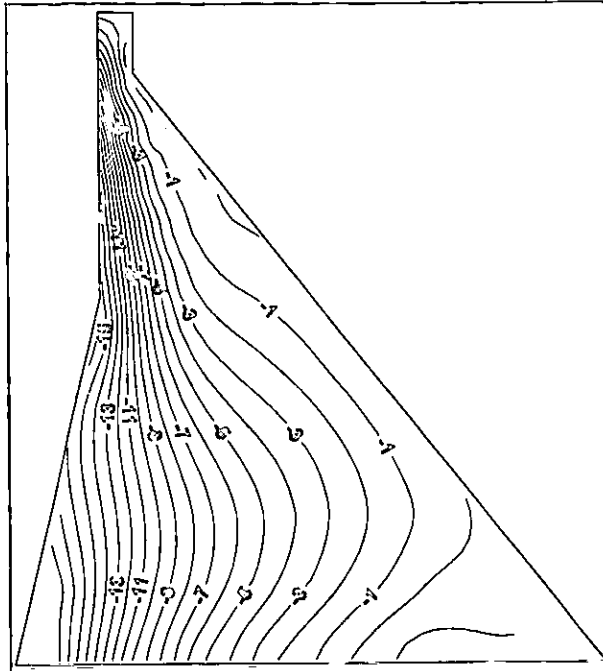


Figura 4.3.2.56 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4$ s.

4.3.2.4.3 Embalse vacío con efectos estáticos

En la figura 4.3.2.57 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío con efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 4.35 cm para el instante de tiempo $t = 3.82$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 4.25 cm en el instante de tiempo $t = 3.66$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.58 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 18.18 cm para una frecuencia de 2.75 Hertz.

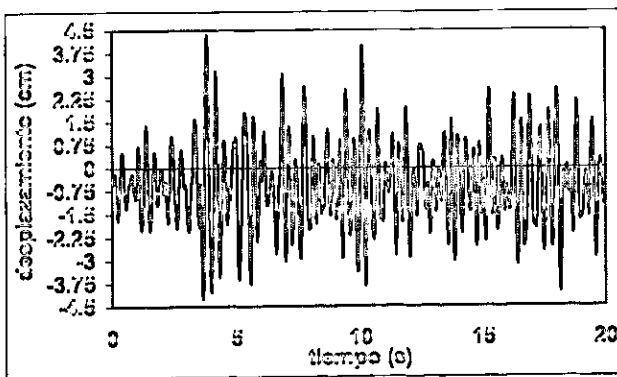


Figura 4.3.2.57 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

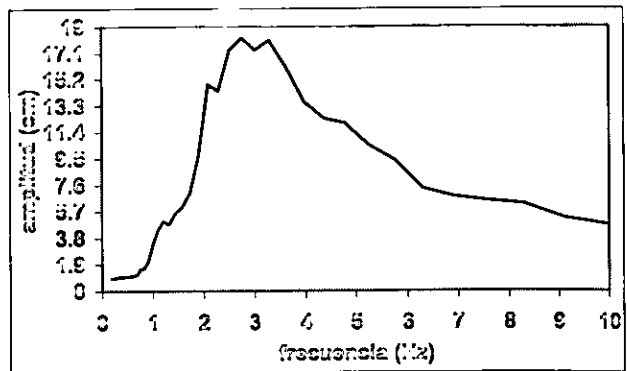


Figura 4.3.2.58 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

En las figuras 4.3.2.59 y 4.3.2.60 se presentan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos. Para los esfuerzos principales mínimos dinámicos se presenta un esfuerzo de tensión de 14.107 kg/cm^2 en la cara aguas abajo de la presa, mientras que para los esfuerzos principales máximos dinámicos se presenta un esfuerzo de compresión de -35.742 kg/cm^2 en la parte inferior de la cara aguas arriba.

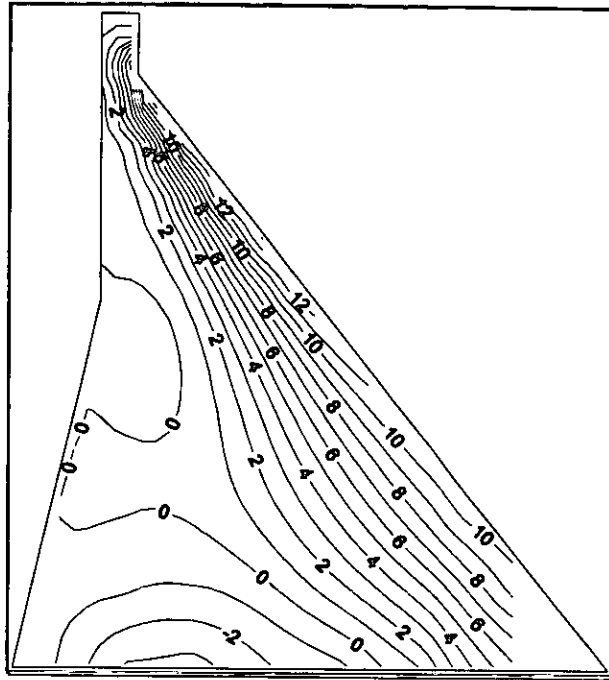


Figura 4.3.2.59 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4$ s.

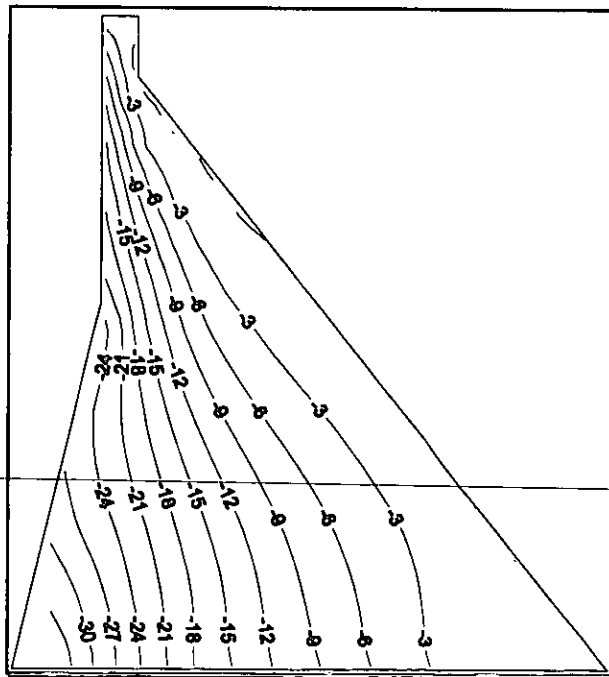


Figura 4.3.2.60 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4$ s.

4.3.2.4.4 Embalse vacío sin efectos estáticos

En la figura 4.3.2.61 se muestra la historia de desplazamientos para el caso de embalse vacío sin efectos estáticos, en la cual se observa que el desplazamiento máximo horizontal se presenta en el nodo 1 de la malla de elementos finitos. En la dirección hacia aguas abajo el desplazamiento máximo es de 4.75 cm para el instante de tiempo $t = 3.84$ s y en la dirección hacia aguas arriba el desplazamiento máximo es de 3.67 cm en el instante de tiempo $t = 3.66$ s. Asimismo, en la figura 4.3.2.62 se presenta el espectro de respuesta de desplazamientos del nodo 1, en donde el pico máximo es de 18.20 cm para una frecuencia de 3.31 Hz.

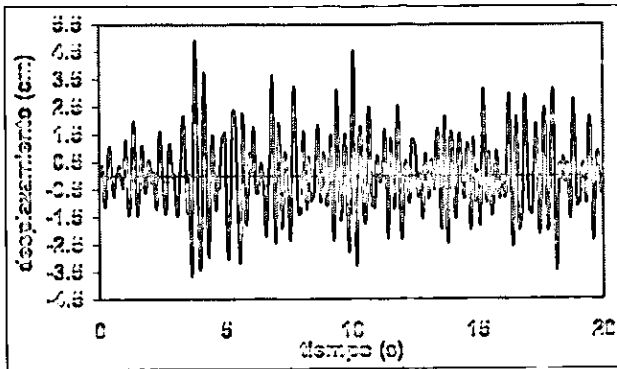


Figura 4.3.2.61 Historia de desplazamientos para el punto nodal 1 (corona).

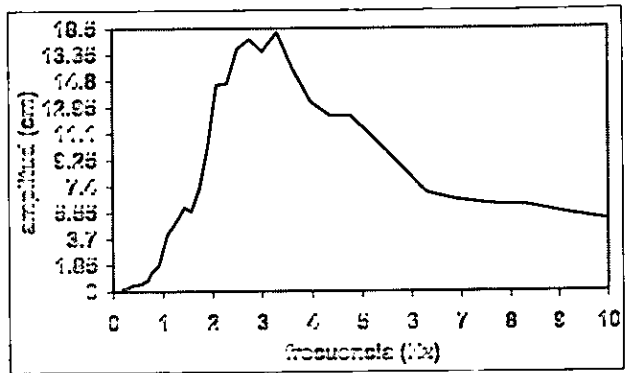


Figura 4.3.2.62 Espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1.

Finalmente, en las figuras 4.3.2.63 y 4.3.2.64 se presentan los contornos de esfuerzos principales mínimos y máximos dinámicos, en donde para los esfuerzos principales mínimos se presenta una tensión de 16.407 kg/cm^2 en la parte inferior de la cara aguas abajo, mientras que para los esfuerzos principales máximos se presenta una compresión de -18.210 kg/cm^2 en la parte inferior de la cara aguas arriba de la presa.

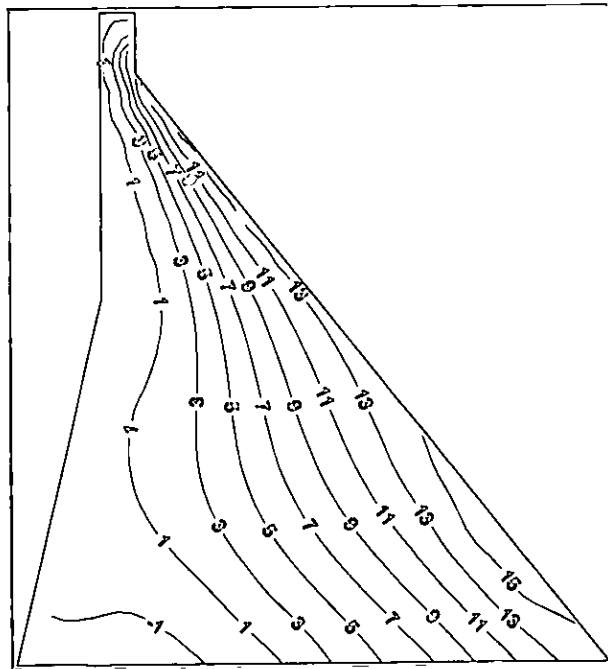


Figura 4.3.2.63 Contorno de esfuerzos principales mínimos dinámicos para $t = 4$ s.

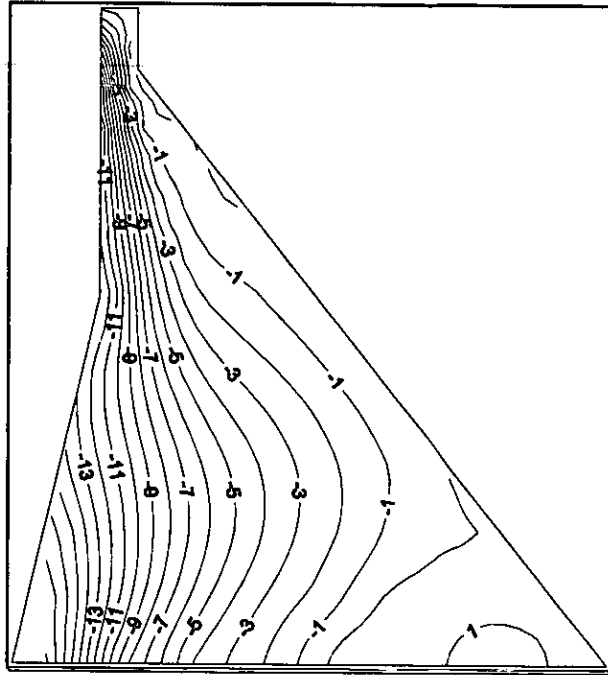


Figura 4.3.2.64 Contorno de esfuerzos principales máximos dinámicos para $t = 4$ s.

4.4 Efecto de los parámetros utilizados en los análisis

Con los análisis mostrados se pueden ver los efectos del cambio del módulo de elasticidad del concreto de la cortina (dos módulos uniformes en toda la cortina y dos módulos variables linealmente a lo largo de la cortina), donde estas consideraciones se hacen con base en las variaciones de los valores obtenidos experimentalmente en los cilindros de concreto obtenidos de la cortina; el efecto dinámico originado por los acelerogramas sintéticos de periodo de recurrencia de 100 y 200 años, respectivamente, al sobreponerlos a los efectos estáticos y también sin incluir dichos efectos en los análisis dinámicos. Asimismo, a estos efectos mencionados se les puede añadir el efecto del agua al realizar los análisis con el embalse lleno y embalse vacío.

Estos efectos se pueden observar con las historias de desplazamientos y sus correspondientes espectros de respuesta de desplazamientos, y la distribución de esfuerzos principales mínimos (menores) y máximos (mayores) en la cortina de concreto, obtenidos con los programas de computadora EAGD-84 (para desplazamientos y esfuerzos principales) y SHAKE (para los espectros de respuesta de los desplazamientos con un 5 % de amortiguamiento).

a) Efectos del módulo de elasticidad en análisis estáticos

Al comparar los contornos deformados de la presa en análisis estáticos con embalse vacío y embalse lleno se observa que los mayores desplazamientos ocurren para el caso del segundo módulo de elasticidad que es uniforme en toda la cortina y es el de valor más bajo de los cuatro utilizados analizados (ver figura 4.2.6). Mientras que para las distribuciones de esfuerzos en la cortina se observa que los esfuerzos principales mayores para los cuatro casos del módulo de elasticidad del concreto en la cortina se encuentran en un rango de esfuerzos de compresión de entre los -18 y -24 kg/cm^2 .

b) Efecto del módulo de elasticidad en análisis dinámicos

Al comparar las gráficas de historias de desplazamientos y de los espectros de respuesta de desplazamientos para los cuatro módulos de elasticidad se observa que los desplazamientos y amplitudes son mayores en el segundo módulo de elasticidad (ver figuras 4.3.1.17 para el periodo de retorno de 100 años y figura 4.3.2.17 para el periodo de retorno de 200 años) y que para las distribuciones de esfuerzos en la cortina estas varían ligeramente en su magnitud de esfuerzos, ya sean esfuerzos de tensión o de compresión al cambiar el módulo de elasticidad en la cortina.

c) Efectos del agua

Al comparar las gráficas de historias de desplazamientos y sus correspondientes de espectros de respuesta para los cuatro módulos de elasticidad con efectos estáticos y sin efectos estáticos se observa que los desplazamientos y amplitudes mayores se presentan cuando el embalse está lleno (ver figuras 4.3.1.17 y 4.3.1.25 de historias de desplazamientos en el punto nodal 1 con embalse lleno y vacío, respectivamente; y figuras 4.3.1.18 y 4.3.1.26 de espectro de respuesta de desplazamientos para el punto nodal 1 con embalse lleno y vacío, respectivamente. Las cuatro gráficas mencionadas son para la señal sintética de periodo de retorno de 100 años e incluyendo los efectos estáticos en el análisis dinámico). Mientras que para las distribuciones de esfuerzos en la cortina se presentan variaciones en los esfuerzos de tensión y de compresión obtenidas en los cuatro módulos de elasticidad propuestos en los análisis.

d) Efectos al incluir el análisis estático en el dinámico

Aquí se observa que: a) cuando se incluye el efecto estático en el dinámico para el embalse lleno en historias de desplazamientos, el desplazamiento hacia aguas abajo es mayor que cuando no se incluye el efecto estático y b) cuando no se incluye el efecto estático el desplazamiento hacia aguas arriba es mayor que cuando se incluye el efecto estático en el dinámico.

e) Efecto del periodo de retorno

Con el periodo de retorno de 200 años los desplazamientos aumentan más del doble de los desplazamientos de periodo de retorno de 100 años (ver figuras 4.3.1.17 y 4.3.2.17, para 100 y 200 años de periodo de retorno, respectivamente, ambas para el caso de embalse lleno con efectos estáticos). Mientras que para los esfuerzos de tensión y de compresión son mayores para la señal sintética de periodo de retorno de 200 años que para la de 100 años (ver figuras 4.3.1.60 y 4.3.2.12, la primera figura para el caso de embalse vacío con efectos estáticos, cuarto módulo de elasticidad y señal sintética de 100 años de periodo de retorno y la segunda figura para el caso de embalse vacío con efectos estáticos, primer módulo de elasticidad y señal sintética de 200 años de periodo de retorno, ambas figuras son las que presentan el mayor esfuerzo de compresión para la señal sintética de 100 y 200 años de periodo de retorno, respectivamente).

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente, la evaluación de la seguridad sísmica de presas de concreto, como la presa Trigomil, está usualmente basada en los resultados numéricos obtenidos de análisis lineales de la respuesta dinámica mediante el método del elemento finito. Estas evaluaciones se apoyan en la comparación de los niveles de esfuerzos computados contra niveles de la resistencia del concreto a la compresión y la tensión.

El concreto es un material quebradizo que manifiesta variaciones significativas en su módulo de elasticidad dependiendo de la velocidad de carga. Para velocidades de carga rápidas que ocurren durante cargas de inercia oscilatorias asociadas con los sismos, el valor del módulo de elasticidad del concreto se incrementa. Generalmente, el concreto de una presa (durante un sismo) puede experimentar una deformación mínima seguida por una deformación máxima en una fracción de segundo o menos. En pruebas de laboratorio bajo condiciones similares a la de un sismo, se ha sido encontrado que el valor del módulo de elasticidad dinámico para presas construidas de concreto es del orden de 25 a 30 % más alto que los valores obtenidos de pruebas de resistencia a la compresión bajo carga estática.

Además, en muestras de corazones de concreto (obtenidas de un gran número de presas) que han sido sometidas en el laboratorio a pruebas de tensión para velocidades de carga comparables a las alcanzadas durante un sismo, se han obtenido resistencias a la tensión dinámicas con un incremento de 31 a 83 % más grandes que las resistencias a la tensión obtenidas mediante pruebas típicas. Basados en estos resultados experimentales, entonces un incremento del 50 % por arriba de la resistencia a la tensión estática parecería ser razonable.

Las relaciones entre la resistencia a la tensión y la resistencia compresión del concreto no guardan una relación lineal. Asimismo, para el rango de resistencias a la compresión de los concretos usados en la construcción de presas, se tiene que la resistencia a la tensión sea aproximadamente 10 % de la resistencia a la compresión estática. Ahora, cuando el incremento del 50 % para condiciones de carga rápida de la resistencia del concreto a la tensión sean aproximadamente iguales al 15 % de la resistencia a la compresión estática se puede considerar apropiado la evaluación de la respuesta sísmica de una presa de concreto.

De los resultados obtenidos sobre los análisis de esfuerzos en la estructura mediante el programa de computadora EAGD-84, para las condiciones de carga por peso propio, presión hidrostática, presión hidrodinámica generada por la excitación sísmica producida por los acelerogramas sintéticos de 100 y 200 años de periodo de retorno, y los efectos de interacción entre la presa-cimentación de roca-embalse y así como el fondo del embalse semiabsorbente de las ondas de presión hidrodinámicas en la cara aguas arriba, al comparar estos esfuerzos de tensión y de compresión con los resultados obtenidos en pruebas de laboratorio de resistencia se encontró que la resistencia a la compresión y a la tensión del concreto no se exceden.

Por lo tanto con base en los resultados analíticos que se presentan en esta tesis se concluye que la presa Trigomil es estable ante las condiciones sísmicas correspondientes a los acelerogramas sintéticos 100 y 200 años de periodo de retorno.

Además, de los casos analizados se puede concluir que:

- a) El efecto del módulo de elasticidad del concreto es tal que al reducirse, casi no cambia el estado de esfuerzos, aunque hay una ligera variación en ellos, pero los desplazamientos si aumentan.
- b) Se observa un incremento en el campo de desplazamientos al adicionarse los efectos dinámicos a los estáticos.
- c) Los efectos dinámicos generan un cambio en la distribución de esfuerzos tanto en magnitud y ubicación en la cortina al sobreponerse a los estáticos.
- d) La influencia del periodo de retorno del acelerograma sintético en los desplazamientos y esfuerzos, se manifiesta al observar la mayor severidad del sismo en 200 años de periodo de retorno, en comparación con los resultados para el sismo de periodo de retorno de 100 años.

En la actualidad, la capacidad para evaluar los efectos de un sismo en una presa de concreto son importantes para determinar la seguridad sísmica de presas existentes, para decidir las modificaciones para mejorar presas antiguas, y para evaluar diseños de nuevas presas. Asimismo, la predicción del comportamiento de presas de concreto durante un sismo es uno de los problemas más complejos encontrados en el campo de la dinámica estructural, debido a los siguientes factores:

1. La presa y el embalse retenido por ella son de formas complicadas, debido a la topografía del sitio.
2. La respuesta de la presa es influenciada por la interacción del movimiento de la presa con el agua encerrada y la cimentación de roca. Así, que debe considerarse, la deformación de la cimentación y la respuesta inducida por el sismo al interactuar la cortina con el embalse.
3. La respuesta de la presa puede ser afectada por la variación en la intensidad y características de las frecuencias del sismo sobre el ancho y altura del cañón.

Finalmente, los resultados de un análisis lineal sirven para mostrar el carácter general de la respuesta dinámica. En el caso de un sismo originado por una gran liberación de energía es probable que las deformaciones calculadas mediante un análisis lineal excedan la capacidad elástica de la presa de concreto indicando que puede ocurrir daño; en este caso se requiere un análisis no lineal para determinar el daño a la estructura.

ANEXO A:
Resultados de los
ensayos de núcleos
de concreto

Tabla No.1 Resultados de los ensayos de todos los núcleos de concreto del sondeo 1 (C1, 1996)

| Núcleo número | Características del espécimen | | | Resultados de los ensayos | | | | | | | |
|---------------|-------------------------------|---------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------------|------------|-------------------------------------|---------------------|---|-----------------------------------|------------------------------------|
| | Alt. (cm) | Diámetro (cm) | Area (cm ²) | Absorción (%) | Densidad (gr/cm ³) | Carga (kg) | Resist. Comp. (kg/cm ²) | Fact. de corrección | Resist. Corregida (kg/cm ²) | Mód. elást. (kg/cm ²) | Rel. Poisson (kg/cm ²) |
| C1-S1-3 | 22.60 | 14.20 | 158.37 | * | * | 63 200 | 399 | 0.967 | 386 | | |
| C1-S1-4 | 30.00 | 14.20 | 158.37 | 6.90 | 2.65 | | ** | | | | |
| C1-S1-5 | 20.50 | 14.10 | 156.15 | * | * | 49 600 | 318 | 0.954 | 303 | | |
| C1-S1-6 | 23.60 | 14.10 | 156.15 | * | * | 29 800 | 191 | 0.974 | 186 | | |
| C4-S1-2 | 23.00 | 15.00 | 176.72 | 6.60 | 2.59 | 33 600 | 190 | 0.963 | 183 | | |
| C6-S1-2 | 25.80 | 14.80 | 172.03 | 8.50 | 2.54 | 29 000 | 169 | 0.979 | 165 | | |

| Nomenclatura | Significado |
|--------------|--------------------------|
| C1-S1-3 | Caja 1-Sondeo 1-Núcleo 3 |

| | | | |
|---------------------------------|----|-------|--------------------|
| Número de datos | ** | 5 | kg/cm ² |
| Resistencia compresión mínima | = | 165 | kg/cm ² |
| Resistencia compresión máxima | = | 386 | kg/cm ² |
| Resistencia compresión promedio | = | 245 | kg/cm ² |
| Desviación estándar | = | 96.17 | kg/cm ² |

Observaciones:

* A estos núcleos no les determinó su densidad y absorción, porque no cumplieron con la relación altura/diámetro de 2:1.

** Este núcleo no se ensayó a compresión ya que durante la etapa de corte se fracturó.

Tabla No. 2 Resultados de los ensayos de todos los núcleos de concreto de sondeo 2 (CFE, 1996)

| Núcleo número | Características del espécimen | | | Resultados de los ensayos | | | | | | | | | |
|---------------|-------------------------------|---------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------------|------------|-------------------------------------|---------------------|---|-----------------------------------|------------------------------------|--|--|
| | Alt. (cm) | Diámetro (cm) | Area (cm ²) | Absorción (%) | Densidad (gr/cm ³) | Carga (kg) | Resist. Comp. (kg/cm ²) | Fact. de corrección | Resist. Corregida (kg/cm ²) | Mód. elást. (kg/cm ²) | Rel. Poisson (kg/cm ²) | | |
| C1-S2-4 | 17.90 | 14.70 | 169.72 | * | * | 36 400 | 214 | 0.922 | 198 | | | | |
| C1-S2-5 | 18.80 | 14.80 | 172.03 | * | * | 45 000 | 262 | 0.932 | 244 | | | | |
| C3-S2-1 | 29.01 | 14.90 | 174.37 | 6.20 | 2.596 | 38 500 | 221 | 0.996 | 220 | | | | |
| C3-S2-3 | 28.00 | 14.80 | 172.03 | 5.90 | 2.580 | 31 300 | 182 | 0.991 | 180 | | | | |
| C3-S2-4 | 23.90 | 14.70 | 169.72 | 6.60 | 2.595 | 39 200 | 231 | 0.970 | 224 | | | | |
| C3-S2-9 | 25.70 | 14.80 | 172.03 | 7.50 | 2.541 | 24 500 | 142 | 0.979 | 139 | | | | |
| C4-S2-2 | 28.50 | 14.90 | 174.37 | 7.80 | 2.556 | 31 900 | 183 | 0.993 | 182 | | | | |
| C4-S2-4 | 28.40 | 14.60 | 167.42 | * | * | 27 700 | 165 | 0.996 | 165 | | | | |
| C4-S2-7 | 30.00 | 14.80 | 172.03 | 8.10 | 2.547 | 25 500 | 148 | 1.000 | 148 | 84 131 | | | |
| C4-S2-8 | 18.90 | 14.80 | 172.03 | * | * | 23 900 | 139 | 0.933 | 130 | | | | |
| C5-S2-3 | 21.50 | 14.70 | 169.72 | * | * | 52 900 | 312 | 0.956 | 298 | | | | |
| C5-S2-7 | 27.30 | 14.80 | 172.03 | 8.30 | 2.548 | 16 300 | 95 | 0.988 | 94 | | | | |
| C6-S2-5 | 19.80 | 14.40 | 162.86 | * | * | 45 600 | 280 | 0.945 | 265 | | | | |
| C6-S2-10 | 18.80 | 14.40 | 162.86 | * | * | 46 300 | 284 | 0.937 | 266 | | | | |
| C7-S2-1 | 30.00 | 14.80 | 172.03 | 6.20 | 2.644 | 39 800 | 231 | 1.000 | 231 | 137 866 | 0.141 | | |
| C7-S2-3 | 30.00 | 14.80 | 172.03 | 6.40 | 2.598 | 47 000 | 273 | 1.069 | 273 | 143 588 | 0.145 | | |
| C7-S2-5 | 27.20 | 14.80 | 172.03 | 7.20 | 2.591 | 28 400 | 165 | 0.987 | 163 | | | | |
| C7-S2-7 | 20.60 | 14.80 | 172.03 | * | * | 29 800 | 173 | 0.947 | 164 | | | | |
| C10-S2-4 | 25.10 | 14.80 | 172.03 | * | * | 38 300 | 223 | 0.976 | 217 | | | | |
| C10-S2-5 | 22.30 | 14.60 | 167.42 | * | * | 34 800 | 208 | 0.962 | 200 | | | | |
| C10-S2-7 | 21.90 | 14.80 | 172.03 | * | * | 26 400 | 153 | 0.958 | 147 | | | | |
| C10-S2-8 | 22.30 | 14.80 | 172.03 | * | * | 31 000 | 180 | 0.961 | 173 | | | | |
| C11-S2-3 | 24.60 | 14.80 | 172.03 | * | * | 29 100 | 169 | 0.973 | 165 | | | | |
| C11-S2-6 | 21.00 | 14.60 | 167.42 | * | * | 53 300 | 318 | 0.953 | 303 | | | | |
| C11-S2-7 | 30.00 | 14.60 | 167.42 | * | * | 19 000 | 113 | 1.000 | 113 | 64 315 | 0.192 | | |
| C11-S2-9 | 22.70 | 14.60 | 167.42 | * | * | 24 400 | 146 | 0.964 | 141 | | | | |
| C13-S2-7 | 30.00 | 14.60 | 167.42 | 8.90 | 2.672 | 50 300 | 300 | 1.000 | 300 | 173 403 | | | |
| C14-S2-1 | 25.30 | 14.80 | 172.03 | 8.70 | 2.668 | 52 300 | 304 | 0.977 | 297 | | | | |
| C14-S2-2 | 24.70 | 14.80 | 172.03 | 8.30 | 2.697 | 48 600 | 283 | 0.974 | 275 | | | | |
| C15-S2-1 | 28.50 | 14.90 | 174.37 | 6.40 | 2.607 | 26 200 | 150 | 0.993 | 149 | | | | |

| Nomenclatura | Significado |
|--------------|--------------------------|
| C1-S1-3 | Caja 1-Sondeo 1-Núcleo 3 |

| Número de datos | kg/cm ² |
|---------------------------------|--------------------|
| Resistencia compresión mínima | 30 |
| Resistencia compresión máxima | 94 |
| Resistencia compresión promedio | 303 |
| Desviación estándar | 202 |
| | 60.27 |

Observaciones:

* A estos núcleos no les determinó su densidad y absorción, porque no cumplieron con la relación altura/diámetro de 2:1.

Tabla No. 3 Resultados de los ensayos de todos los núcleos de concreto de sondeo 3 (CPE, 1996)

| Núcleo número | Características del espécimen | | | Resultados de los ensayos | | | | | | | |
|---------------|-------------------------------|---------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------------|------------|-------------------------------------|---------------------|---|-----------------------------------|------------------------------------|
| | Alt. (cm) | Diámetro (cm) | Área (cm ²) | Absorción (%) | Densidad (gr/cm ³) | Carga (kg) | Resist. Comp. (kg/cm ²) | Fact. de corrección | Resist. Corregida (kg/cm ²) | Mód. elást. (kg/cm ²) | Rel. Poisson (kg/cm ²) |
| C13-S3-6 | 24.10 | 14.70 | 169.72 | * | * | 34 100 | 201 | 0.971 | 195 | | |
| C15-S3-4 | 21.00 | 14.70 | 169.72 | * | * | 34 800 | 205 | 0.951 | 195 | | |
| C15-S3-5 | 21.50 | 14.60 | 167.42 | * | * | 28 500 | 170 | 0.957 | 163 | | |
| C18-S3-6 | 16.70 | 14.80 | 172.03 | * | * | 18 900 | 110 | 0.901 | 99 | | |
| C18-S3-2 | 21.90 | 14.60 | 167.42 | * | * | 27 700 | 165 | 0.960 | 159 | | |

| Nomenclatura | Significado |
|--------------|--------------------------|
| C1-S1-3 | Caja 1-Sondeo 1-Núcleo 3 |

Número de datos = 5 kg/cm²
 Resistencia compresión mínima = 99 kg/cm²
 Resistencia compresión máxima = 195 kg/cm²
 Resistencia compresión promedio = 162 kg/cm²
 Desviación estándar = 39.29 kg/cm²

Observaciones:

* A estos núcleos no les determinó su densidad y absorción, porque no cumplieron con la relación altura/diámetro de 2:1.

Table No. 4 Resultados de los ensayos de todos los núcleos de concreto de sondeo 4 (C.T.3, 1956)

| Núcleo número | Características del espécimen | | | Resultados de los ensayos | | | | | | | | | |
|---------------|-------------------------------|---------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------------|------------|-------------------------------------|---------------------|---|-----------------------------------|------------------------------------|--|--|
| | Alt. (cm) | Diámetro (cm) | Área (cm ²) | Absorción (%) | Densidad (gr/cm ³) | Carga (kg) | Resist. Comp. (kg/cm ²) | Fact. de corrección | Resist. Corregida (kg/cm ²) | Mód. elást. (kg/cm ²) | Rel. Poisson (kg/cm ²) | | |
| C1-S4-1 | 30.00 | 14.80 | 172.03 | 7.2 | 2.685 | 44 800 | 260 | 1.000 | 260 | 218.763 | 0.173 | | |
| C1-S4-2 | 22.20 | 14.70 | 169.72 | * | * | 33 000 | 194 | 0.961 | 187 | | | | |
| C1-S4-4 | 17.00 | 14.80 | 172.03 | * | * | 49 800 | 289 | 0.906 | 262 | | | | |
| C2-S4-2 | 26.90 | 14.80 | 172.03 | * | * | 27 200 | 158 | 0.985 | 156 | | | | |
| C3-S4-2 | 18.50 | 14.20 | 158.37 | * | * | 78 700 | 497 | 0.936 | 465 | | | | |
| C3-S4-5 | 18.20 | 14.50 | 165.13 | * | * | 37 500 | 227 | 0.931 | 211 | | | | |
| C3-S4-10 | 30.00 | 14.80 | 172.03 | 7.40 | 2.603 | 34 200 | 199 | 1.000 | 199 | 115.875 | 0.159 | | |
| C6-S4-2 | 30.00 | 14.80 | 172.03 | 7.40 | 2.569 | 28 600 | 166 | 1.000 | 166 | 92.601 | 0.150 | | |
| C7-S4-2 | 26.50 | 14.80 | 172.03 | 6.70 | 2.576 | 32 800 | 191 | 0.983 | 187 | | | | |
| C7-S4-8 | 30.00 | 15.10 | 179.08 | 5.50 | 2.603 | 53 300 | 298 | 0.999 | 297 | 171.427 | 0.124 | | |
| C8-S4-10 | 25.60 | 14.80 | 172.03 | 6.50 | 2.583 | 40 100 | 233 | 0.978 | 228 | | | | |
| C8-S4-11 | 22.00 | 14.90 | 174.37 | 6.40 | 2.578 | 32 100 | 184 | 0.957 | 176 | | | | |
| C9-S4-3 | 22.90 | 14.90 | 174.37 | 7.50 | 2.539 | 27 600 | 158 | 0.963 | 152 | | | | |
| C9-S4-6 | 21.80 | 15.00 | 176.72 | 7.20 | 2.582 | 39 100 | 221 | 0.954 | 211 | | | | |
| C10-S4-1 | 23.60 | 14.80 | 172.03 | 8.70 | 2.586 | 33 900 | 197 | 0.968 | 191 | | | | |
| C10-S4-2 | 20.50 | 14.60 | 167.42 | * | * | 55 000 | 329 | 0.948 | 312 | | | | |
| C15-S4-5 | 21.60 | 15.00 | 176.72 | * | * | 51 400 | 291 | 0.953 | 277 | | | | |
| C15-S4-6 | 23.00 | 15.00 | 176.72 | * | * | 29 700 | 168 | 0.963 | 162 | | | | |
| C15-S4-9 | 19.20 | 14.70 | 169.72 | * | * | 27 000 | 159 | 0.937 | 149 | | | | |

| Nomenclatura | Significado |
|--------------|--------------------------|
| C1-S1-3 | Caja 1-Sondeo 1-Núcleo 3 |

| | | | |
|---------------------------------|---|-------|--------------------|
| Número de datos | = | 19 | kg/cm ² |
| Resistencia compresión mínima | = | 149 | kg/cm ² |
| Resistencia compresión máxima | = | 465 | kg/cm ² |
| Resistencia compresión promedio | = | 224 | kg/cm ² |
| Desviación estándar | = | 76.95 | kg/cm ² |

Observaciones:

- * A estos núcleos no les determinó su densidad y absorción, porque no cumplían con la relación altura/diámetro de 2.1.

Tabla No. 5 Resultados de los ensayos de todos los núcleos de concreto de sondeo 5 (C12, 1996)

| Núcleo número | Características del espécimen | | | Resultados de los ensayos | | | | | | | |
|---------------|-------------------------------|---------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------------|------------|-------------------------------------|---------------------|---|-----------------------------------|------------------------------------|
| | Alt. (cm) | Diámetro (cm) | Área (cm ²) | Absorción (%) | Densidad (gr/cm ³) | Carga (kg) | Resist. Comp. (kg/cm ²) | Fact. de corrección | Resist. Corregida (kg/cm ²) | Mód. elást. (kg/cm ²) | Rel. Poisson (kg/cm ²) |
| C1-S5-2 | 24.80 | 14.80 | 172.03 | * | * | 35 200 | 205 | 0.974 | 199 | | |
| C1-S5-9 | 18.00 | 15.00 | 176.72 | * | * | 31 800 | 180 | 0.918 | 155 | | |
| C1-S5-10 | 24.80 | 14.80 | 172.03 | * | * | 31 800 | 185 | 0.974 | 180 | | |
| C2-S5-3 | 17.00 | 14.50 | 165.13 | * | * | 39 500 | 239 | 0.911 | 218 | | |
| C2-S5-7 | 22.90 | 14.60 | 167.42 | * | * | 38 400 | 229 | 0.965 | 221 | | |
| C8-S5-1 | 26.30 | 14.60 | 167.42 | 7.00 | 2.585 | 52 300 | 312 | 0.984 | 307 | | |
| C8-S5-6 | 25.30 | 14.90 | 174.37 | 6.10 | 2.598 | 33 700 | 193 | 0.976 | 189 | | |
| C12-S5-7 | 30.00 | 14.80 | 172.03 | 7.20 | 2.576 | 37 600 | 219 | 1.000 | 219 | 97 812 | |

| Nomenclatura | Significado |
|--------------|--------------------------|
| C1-S1-3 | Caja 1-Sondeo 1-Núcleo 3 |

| | | |
|---------------------------------|-------|--------------------|
| Número de datos | 8 | kg/cm ² |
| Resistencia compresión mínima | 155 | kg/cm ² |
| Resistencia compresión máxima | 307 | kg/cm ² |
| Resistencia compresión promedio | 211 | kg/cm ² |
| Desviación estándar | 45.11 | kg/cm ² |

Observaciones:

* A estos núcleos no les determinó su densidad y absorción, porque no cumplieron con la relación altura/diámetro de 2:1.

Tabla No. 6 Resultados de los ensayos de todos los núcleos de concreto del sondeo 6 (C11, 1996)

| Núcleo número | Características del espécimen | | | Resultados de los ensayos | | | | | | | Rel. Poisson (kg/cm2) |
|---------------|-------------------------------|---------------|------------|---------------------------|-------------------|------------|------------------------|---------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------|
| | Alt. (cm) | Diámetro (cm) | Área (cm2) | Absorción (%) | Densidad (gr/cm3) | Carga (kg) | Resist. Comp. (kg/cm2) | Fact. de corrección | Resist. Corregida (kg/cm2) | Mód. elást. (kg/cm2) | |
| C1-S6-8 | 22.70 | 14.90 | 174.37 | * | * | 37 400 | 214 | 0.962 | 206 | | |
| C1-S6-9 | 18.00 | 15.00 | 176.72 | * | * | 29 800 | 169 | 0.918 | 155 | | |
| C5-S6-7 | 26.60 | 14.80 | 172.03 | 6.10 | 2.608 | 47 800 | 278 | 0.984 | 273 | | |
| C6-S6-3 | 30.00 | 14.80 | 172.03 | 8.20 | 2.684 | 54 000 | 314 | 1.000 | 314 | 177 903 | 0.101 |
| C6-S6-4 | 19.10 | 14.50 | 165.13 | * | * | 25 100 | 152 | 0.938 | 143 | | |
| C6-S6-5 *** | 24.40 | 14.90 | 174.37 | 7.90 | 2.591 | 32 700 | 188 | 0.971 | 182 | | |
| C7-S6-5 | 16.40 | 14.80 | 172.03 | * | * | 60 800 | 353 | 0.896 | 317 | | |
| C8-S6-5 | 22.80 | 14.80 | 172.03 | * | * | 39 200 | 228 | 0.963 | 219 | | |
| C8-S6-6 | 28.20 | 15.00 | 176.72 | 6.70 | 2.607 | 25 200 | 143 | 0.990 | 141 | | |
| C8-S6-7 | 17.30 | 14.80 | 172.03 | * | * | 52 700 | 306 | 0.911 | 279 | | |
| C9-S6-2 | 30.00 | 14.90 | 174.37 | 8.10 | 2.619 | 30 800 | 177 | 1.000 | 177 | 56 503 | 0.215 |
| C9-S6-3 | 30.00 | 14.80 | 172.03 | 8.20 | 2.676 | 49 600 | 288 | 1.000 | 288 | 179 246 | 0.172 |
| C10-S6-6 | 16.20 | 14.70 | 169.72 | * | * | 64 000 | 377 | 0.894 | 337 | | |
| C10-S6-11 | 24.10 | 14.90 | 174.37 | 5.10 | 2.577 | 41 600 | 239 | 0.969 | 231 | | |
| C11-S6-6 | 25.00 | 14.80 | 172.03 | 7.00 | 2.625 | 40 000 | 233 | 0.975 | 227 | | |
| C11-S6-8 *** | 24.10 | 14.70 | 169.72 | * | * | 45 200 | 266 | 0.971 | 259 | | |

| Nomenclatura | Significado |
|--------------|--------------------------|
| C1-S1-3 | Caja 1-Sondeo 1-Núcleo 3 |

| | | | |
|---------------------------------|---|-------|--------|
| Número de datos | = | 16 | kg/cm2 |
| Resistencia compresión mínima | = | 141 | kg/cm2 |
| Resistencia compresión máxima | = | 337 | kg/cm2 |
| Resistencia compresión promedio | = | 234 | kg/cm2 |
| Desviación estándar | = | 63.91 | kg/cm2 |

Observaciones:

- * A estos núcleos no les determinó su densidad y absorción, porque no cumplieron con la relación altura/diámetro de 2:1.
- *** Los núcleos C6-S6-5 y C11-S6-8 fueron ensayados a permeabilidad, presentando filtraciones para presiones menores de 4 kg/cm2, lo que indica que el concreto es muy permeable.

REFERENCIAS

- Commission on Engineering and Technical Systems National Research Council, "Earthquake Engineering for Concrete Dams: Design, Performance, and Research Needs", National Academy Press, Washington, D.C. 1990.
- Hansen K. D. Y Reinhardt W. G., "Roller-Compacted Concrete Dams", McGraw-Hill, Inc., United States of America, Diciembre 1991.
- Zienkiewicz O. C. y R. L. Taylor, "The Finite Element Method", McGraw-Hill, New York, Fourth edition, Volume 1, 1989.
- Robert D. Cook, "Finite Element Modeling for Stress Analysis", Jonh Wiley & Sons, Inc., United States of America, 1995.
- Chopra A. K., Chakrabarti P y Gupta S., "Earthquake Response of Concrete Gravity Dams Including Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects", University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-80/1 de Enero de 1980.
- Chopra A. K., y Chakrabarti P., "Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams Including Dam-Water-Foundation Rock Interaction", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, No. 4/Julio-Agosto 1981, p. 363-383.
- Fenves G. y Chopra A. K., "Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams Including Reservoir Bottom Absorption and Dam-Water-Foundation Rock Interaction", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 12 No. 5/Septiembre-Octubre 1984, p. 663-680.
- Fenves G. y Chopra A. K., "EAGD-84, A Computer Program for Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams", University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-84/11 Agosto 1984.
- Fenves G. y Chopra A. K., "Earthquake Analysis and Response of Concrete Gravity Dams", University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-84/10 Agosto 1984.
- Romo M. P., Magaña R. y Taboada V.M., "Evaluación de la Seguridad Sísmica de las Presas de Concreto Trigomil y Abelardo L. Rodríguez", Instituto de Ingeniería, UNAM, para la CNA, Octubre, 1997.
- Magaña R., Romo M. P. y Ramírez L. R., "Seguridad Estructural ante el Efecto de Presiones Hidrodinámicas en la Presa Trigomil", Instituto de Ingeniería, UNAM, para la CNA, Octubre, 1999.

- Magaña R., Romo M. P. y Ramírez L. R., “Análisis del Efecto de Presiones Hidrodinámicas en la Presa Trigomil”, Instituto de Ingeniería, UNAM, Memoria del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Vol. 1, Morelia, Michoacán, noviembre 1999, p. 551-560.
- Magaña R., Ramírez L. R. Y Romo M. P., “Factores que Influyen en la Respuesta Hidrodinámica de la presa Trigomil”, Instituto de Ingeniería, UNAM, Memoria de la XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol. 1, Oaxaca, Oaxaca, noviembre 2000, p. 177-186.
- “Presa Trigomil General Ramón Corona Madrigal”, SARH y CNA, Jalisco, 1992.
- “Las Presas en México, Tradición Ancestral Necesidad Actual”, México 1992.
- “Presas de México”, SEMARNAP y CNA, Vol. IX, México 1994, p. 170-184.
- “Presa General Ramón Corona Madrigal, Jalisco, Resultados de Ensayes de Núcleos de Concreto de 6 pulgadas de Diámetro”, CFE, Informe 96-065-DM, 1996.
- “Vocabulario de Mecánica de Suelos”, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos e Instituto de Ingeniería de la UNAM, editorial Limusa, México 1988.
- Alamilla J., “Simulación de Registros de Temblores en el Valle de México Mediante Procesos Estocásticos Modulados en Amplitud y Frecuencia”, Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM, 1997.
- Saragoni R. y Hart G., “Simulation of Artificial Earthquakes”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 2, 1974, p. 249-267.
- Raúl Husid, “Earthquakes: Spectral Analysis and Characteristics of Accelerograms as a Basis of Earthquake Resistant Design”, University of Chile, 1973.