

EFFECTO DE LA CONFIGURACION DEL VALLE  
EN LAS PRESIONES HIDRODINAMICAS SOBRE PRESAS  
BAJO ACCIONES SISMICAS

José E. Stuardi

Carlos A. Prato

Departamento de Estructuras  
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Nat.  
Universidad Nacional de Córdoba  
Casilla de Correos 916  
5000-Córdoba  
Argentina.

RESUMEN

Las presiones hidrodinámicas generadas en el fluido debido a la acción sísmica sobre presa y embalse son determinadas a través del método de E.F. en el dominio de las frecuencias. Se analizan formas alternativas de incorporar el efecto de zonas no acotadas del embalse en las presiones sobre la presa. Se estudia también la incidencia de la configuración del valle y de los mecanismos de emisión de energía a través de las paredes del embalse.

ABSTRACT

The hydrodynamic pressures in dams generated on dam surface and within the fluid due an earthquake motion are determined in this work in the frequency domain trough the F.E.M. Alternative ways are considered to include the effect of the infinite zones on the pressure forces. The influence of the valley configuration and the energy emission mechanisms trough the reservoir boundaries are also discussed.

## 1. INTRODUCCION

Los primeros aportes al cálculo de presiones hidrodinámicas en embalses a la ingeniería sísmica datan de 1933. Westergaard [1], considera un dominio plano con dique rígido infinitamente largo con caras aguas arriba vertical. El agua es tratada como compresible. Ya que en un primer análisis las presiones hidrodinámicas poseen fase opuesta a la aceleración de piso, se consideran las cargas hidrodinámicas como inerciales, definiéndose así cargas equivalentes mediante el concepto de masa agregada, cuya magnitud depende de la fuerza excitatriz.

Kotsubo [2], demuestra en 1959 que el concepto de masa agregada no es válido cuando la frecuencia de excitación es mayor que la 1ra. frecuencia natural del embalse.

En 1967 Chopra [3], resuelve dos problemas planos desacoplados: a) respuesta sísmica de la presa ignorando fuerzas hidrodinámicas. b) cálculo de presiones hidrodinámicas en la cara aguas arriba de la sección plana de un dique rígido debido a excitación horizontal y vertical, mediante una solución continua, en el dominio de la frecuencia.

En 1969 Chopra [4], considera el fenómeno de interacción fluido-estructura mediante el acoplamiento de las ecuaciones correspondientes a ambos medios. Dicho acoplamiento se lleva a cabo mediante la utilización de coordenadas generalizadas, obteniéndose una solución continua de la distribución de presiones para c/u de los modos de la presa considerados. El dominio de análisis es plano, la cara aguas arriba vertical, el embalse se extiende al infinito en la dirección horizontal, y el fluido es tratado como compresible. La presa es modelada por E.F. obteniéndose la respuesta dinámica en el dominio de la frecuencia.

En los últimos años se ha utilizado con frecuencia el MEF en dominios tridimensionales no acotados en el cauce del río, con consideración de irradiación de energía en las paredes de la ladera [5]. Haciendo uso de estas técnicas se discuten en este trabajo, medios alternativos disponibles para incorporar el efecto de infinitud del valle en la modelización y sus limitaciones, haciendo un estudio comparativo de la influencia de los diversos modelos y de los mecanismos de irradiación de ondas de presión hacia el cauce del río y por las laderas del embalse. Se busca obtener formas simplificadas de la implementación de lo expuesto, a fin de reducir tiempo de computadora.

## 2. CARACTERISTICAS DEL MODELO DESARROLLADO

Ambos dominios, sólido y fluido, son tratados como subestructuras tridimensionales y modeladas por E.F. posibilitando la formulación de ecuaciones acopladas del sistema fluido-estructura, a efectos de detectar el fenómeno de interacción dinámica.

Las presiones hidrodinámicas generadas en el fluido debido a la acción sísmica sobre la presa y embalse, son determinadas a través del M.E.F. en el dominio de la frecuencia.

Las características dimensionales propias del embalse imponen la necesidad de una simplificación en la discretización, debido a su extensión indefinida en la dirección del cauce del río, aguas arriba. Una región irregular adyacente a la superficie de frontera presa-embalse se modela mediante una malla espacial de elementos isoparamétricos de seis caras para la variable presión hidrodinámica, permitiendo incorporar detalles de la forma de las

laderas y del fondo del valle en la zona próxima a la presa. A partir de una cierta distancia desde la presa, la malla de E.F. finaliza en una superficie plana cuyas propiedades dinámicas representan las de un embalse indefinido en el eje del cauce del río, (Fig.1). A través de la sección plana común a la región irregular y al canal se permite la transmisión de ondas de presión y la radiación de energía hacia el exterior del sistema. Finalmente la presencia de sedimentos en el fondo del embalse y/o la flexibilidad de la roca es tomada en cuenta por medio de un modelo unidimensional de ondas de presión.

### 3. ECUACIONES ACOPLADAS PRESA-EMBALSE

Debido al acoplamiento mutuo entre las presiones generadas en el embalse y las deformaciones del paramento de la presa, la respuesta dinámica de esta última modifica las acciones que sobre ella se ejercen. Las ecuaciones de movimiento en el dominio de la frecuencia del sólido discretizado por E.F., para excitación de base unitaria son:

$$\hat{K} \underline{\underline{U}}^l = - M \underline{\underline{E}}^l - \underline{\underline{F}}_p^l \quad (1)$$

donde:

$$\hat{K} = K \left[ (1-2\zeta^2) + i 2\zeta \sqrt{1-\zeta^2} \right] - \omega^2 M \quad (2)$$

$\hat{K}$  : matriz de rigidez dinámica de la presa con amortiguamiento lineal histerético

$K$  : matriz de rigidez

$\zeta$  : relación de amortiguamiento

$M$  : matriz de masa

$\underline{\underline{U}}^l$  : función de transferencia de los desplazamientos nodales relativos a la base debido a la excitación en la dirección  $l$

$\underline{\underline{E}}^l$  : vector auxiliar conteniendo: 1 en los GLD que corresponden con la dirección de excitación.

$\underline{\underline{F}}_p^l$  : fuerzas hidrodinámicas nodales generadas por la excitación en la dirección  $l$  ; 0 en los restantes.

Las aceleraciones nodales causadas por una excitación en la dirección  $l$  pueden ser aproximadas como:

$$\underline{\underline{a}}^l(t) \cong \underline{\underline{a}}_p^l(t) + \sum_{j=1}^J \psi_j \frac{\delta^2 q_j^l(t)}{\delta t^2} \quad (3)$$

donde:  $\underline{\underline{a}}_p^l$  : aceleración de piso en la dirección  $l$ .

$\psi_j$  : función de aproximación de desplazamientos de la presa, o forma modal.

$q_j^l$  : coordenada generalizada de los desplazamientos, forma modal  $j$ , dirección  $l$ .

$J$  : número de formas modales consideradas en la sumatoria.

Debido a la linealidad entre presiones y aceleraciones, las

fuerzas de presiones se pueden expresar:

$$\underline{\tilde{f}}_p^l(t) \cong \underline{\tilde{f}}_{p0}^l(t) + \sum_{j=1}^J \underline{\tilde{f}}_{pj} \frac{\delta^2 q_j^l(t)}{\delta t^2} \quad (4)$$

$\underline{\tilde{f}}_p^l$  : fuerza hidrodinámica total debido a la excitación en dirección  $l$ .  
 $\underline{\tilde{f}}_{p0}^l$  : fuerza hidrodinámica debido al movimiento de cuerpo rígido de la presa.  
 $\underline{\tilde{f}}_{pj}$  : fuerza hidrodinámica provocada por la forma modal  $j$ .

en forma matricial y, en el dominio de la frecuencia:

$$\underline{\tilde{F}}_p^l = \underline{\tilde{F}}_{p0}^l + \underline{\tilde{F}}_{pj} \underline{\ddot{Q}}^l \quad (5)$$

donde:  $\underline{\tilde{F}}_{pj} = [ \underline{\tilde{F}}_{p1}, \underline{\tilde{F}}_{p2}, \dots, \underline{\tilde{F}}_{pj} ]$

" $\ddot{\phantom{x}}$ " : indica  $\frac{\partial^2}{\partial t^2}$

$$\underline{\ddot{Q}}^l = \begin{Bmatrix} \ddot{q}_1^l \\ \ddot{q}_2^l \\ \vdots \\ \ddot{q}_j^l \end{Bmatrix}$$

los desplazamientos pueden ser expresados,

$$\underline{U}^l(\omega) = \Psi \underline{Q}^l(\omega) \quad (6)$$

$\Psi$  : matriz modal de la presa  
 reemplazando en (1),

$$\hat{K} \Psi \underline{Q}^l + \underline{\tilde{F}}_{pj} \underline{\ddot{Q}}^l = -M \underline{E}^l - \underline{\tilde{F}}_{p0}^l \quad (7)$$

debido a la excitación de base unitaria es:

$$\underline{\ddot{Q}}^l = -\omega^2 \underline{Q}^l \quad (8)$$

reemplazando (8) y premultiplicando por  $\Psi^T$

$$\left[ \Psi^T \hat{K} \Psi - \omega^2 \Psi^T \underline{\tilde{F}}_{pj} \right] \underline{Q}^l = -\Psi^T \left[ M \underline{E}^l + \underline{\tilde{F}}_{p0}^l \right] \quad (9)$$

ecuación de movimiento del sistema presa-embalse para dirección de excitación  $l$  que permite analizar las modificaciones que introduce el acoplamiento de ambos dominios.

La presencia del segundo término del primer miembro (impedancia dinámica condensada del medio fluido) se traduce en:  
 i) un incremento de la masa generalizada del sistema debido a la parte real de  $\underline{\tilde{F}}_{pj}$ .  
 ii) modificación del amortiguamiento del sistema debido a la parte imaginaria de  $\underline{\tilde{F}}_{pj}$ .

De (8) y (9) se obtiene  $\underline{\ddot{Q}}^l$  y a través de la (5)  $\underline{\tilde{F}}_p^l$  que reemplazada en (1) entrega la solución del problema.

#### 4. CALCULO DE PRESIONES HIDRODINAMICAS

La distribución de presiones hidrodinámicas en el medio fluido es regida por la ecuación de la onda (ec. de Helmholtz). En el dominio de las frecuencias se tiene:

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\omega^2}{C^2} p = 0 \quad (10)$$

donde,  $p(x,y,z,\omega)$  : transformada de la presión hidrodinámica,  
 $C$  : velocidad de propagación del sonido en el fluido.  
 Se ha supuesto mov. irrotacional y fluido no viscoso.

Las condiciones de contorno bajo excitación de piso unitaria  $a_p^l(t) = e^{i\omega t}$ , y con reflexión total de ondas serán:

i) en las fronteras rígidas:

$$\frac{\partial p}{\partial n}(r,s,\omega) = -\rho \zeta^l(r,s) \quad (11)$$

donde,  $r,s$  : coordenadas locales de frontera rígida.  
 $\rho$  : densidad del fluido.  
 $\zeta^l$  : coseno director en la dirección  $l$  de la normal a la superficie de frontera.

ii) en el paramento de la presa:

$$\frac{\partial p}{\partial n}(r',s',\omega) \approx -\rho \left[ \zeta^l(r',s') - \omega^2 \sum_{j=1}^J \psi_j^n(r',s') q_j^l(\omega) \right] \quad (12)$$

donde,  $r',s'$  : coordenadas locales de frontera deformable.  
 $\psi_j^n$  : componente normal a la frontera sólido-fluido del modo  $j$  de la presa.  
 $q_j^l(\omega)$  : transformada de  $q_j^l(t)$

iii) en la superficie libre del fluido:

$$p(x,y,H,\omega) = 0 \quad (13)$$

ignorando el efecto de formación de olas.

$H$  : altura del pelo libre de agua

- Solución de la ecuación de la onda por el MEF

La formulación del elemento finito fluido con la presión como incógnita para resolver la ecuación de la onda en frecuencia es de rutina [6], sin embargo la condición de radiación de las fronteras absorbentes, merece especial atención. Es posible tenerla en cuenta modificando (11). Planteando una onda unidimensional de desplazamientos  $e^{i\omega t}$  que viaja a través de la frontera de ambos medios en la dirección normal a la superficie de separación de ambos, e igualando la presión hidrodinámica del medio fluido con la tensión normal de suelo, se llega a que la condición de frontera es:

$$\frac{\partial p}{\partial n}(r, s, \omega) = -\rho + i \omega \frac{\rho}{\rho_r C_r} p(r, s, \omega) \quad (14)$$

donde el subíndice  $r$  indica propiedades de la roca de la ladera.

A los fines prácticos es deseable definir el cociente entre la onda reflejada y la onda incidente (coef. de reflexión de ondas):

$$k_r = \frac{1 - \frac{\rho}{\rho_r} \frac{C}{C_r}}{1 + \frac{\rho}{\rho_r} \frac{C}{C_r}} \quad (15)$$

El mecanismo de disipación citado constituye una aproximación unidimensional al caso tridimensional real, ya que el efecto de las condiciones de borde propuestas, equivale a la modelación del suelo con columnas normales a la superficie de frontera, que vibran independientemente bajo ondas de compresión, ignorando el corte. Este modelo no considera diferencia alguna entre el sedimento y la roca, ni eventuales refracciones en la interfase de ambos medios, de manera que la elección de  $k_r$  debe realizarse tratando de aproximar las características globales del medio.

La ecuación diferencial (10), con condiciones de bordes (14), (12), (13), discretizadas conducen a:

$$\left[ K - \frac{\omega^2}{C^2} M + i \omega C \right] \underline{p} = \underline{A} \quad (16)$$

donde,  $K$ ,  $M$  y  $C$  son matrices reales simétricas análogas a las de rigidez, masa y amortiguamiento en el análisis del sólido. La matriz  $C$  proviene de la integración del 2do. miembro de (14), y posee valores no nulos sólo para los GLD que pertenecen a las laderas del valle, siendo no diagonalizable con los modos de presiones del problema de autovalores reales asociado. El vector  $\underline{A}$  contiene el efecto integrado de las aceleraciones normales sobre las laderas del valle y paramento de la presa rígida, para cada dirección de excitación (en el cálculo de  $F_{pi}^j$ ),

o bien el de las aceleraciones normales debidas a cada forma modal (en el cálculo de  $F_{pi}$ ). La conveniencia en la utilización del método de superposición modal para la solución de (16) será analizada en el ítem próximo.

#### - Introducción de condiciones de borde para distintos dominios

La solución de la ec.(16) no presenta dificultad si son conocidas las aceleraciones de la frontera del embalse, como en el caso de modelos donde se ignora la existencia de zonas no acotadas. Si estas se consideran será necesario modelar sólo la zona próxima a la presa, terminando la discretización en un plano transversal a la dirección aguas arriba del eje del río.

La introducción de las condiciones de borde en este plano se realiza a partir de la (10) haciendo una separación de variables;

$$p(x, y, z, \omega) = p_{xz}(x, z, \omega) p_y(y, \omega) \quad (17)$$

donde  $p_{xz}$  satisface un problema plano

$$\frac{\partial^2 p_{xz}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p_{xz}}{\partial z^2} + \lambda^2 p_{xz} = 0 \quad (18)$$

y  $p_y(y, \omega)$  satisface una ley de variación de la presión con la distancia en la dirección del cauce del río:

$$\frac{\partial^2 p_y}{\partial y^2} - \chi^2 p_y = 0 \quad (19)$$

$$\chi^2 = \lambda^2 - \frac{\omega^2}{C^2} \quad (20)$$

La ecuación (18) define junto con las condiciones de contorno:

$$\left[ K_p - \frac{\omega^2}{C^2} M_p + i \omega C_p \right] p_{xz} = A_{-p} \quad (21)$$

donde el subíndice  $-p$  refiere al problema plano.

Su problema de valores propios asociado es :

$$\left[ K_p + i \omega C_p \right] \phi = \lambda^2 M_p \phi \quad (22)$$

La solución puede ser expresada en la forma :

$$p_{xz} = \sum_{i=1}^N \phi_i \eta_i = \Phi \eta \quad (23)$$

donde  $N$  : número total de GL.

La solución de (19) es:

$$p_y(y, \omega) = e^{-\chi_n y} \quad (24)$$

dónde

$$\chi_n = \sqrt{\lambda_n^2 - \frac{\omega^2}{C^2}}$$

Entonces, reemplazando (17), (23), y (24):

$$p(x, y, z, \omega) = \sum_{i=1}^N \phi_i \eta_i e^{-\chi_i y} = \Phi E^y \eta \quad (25)$$

con  $E^y$  : matriz diagonal con el término  $i$ -ésimo =  $e^{-\chi_i y}$   
donde  $\eta$  se calcula según las condiciones de contorno:

$$\frac{\partial p}{\partial y} = -\rho a_y$$

$a_y$  : aceleración normal al plano transmisor.

La discretización lleva a:

$$\underline{p}(x, 0, z, \omega) = \underline{X}^{-1} \underline{a}^T \underline{A}_p \quad (26)$$

$\underline{X}$  : matriz diagonal con el término i-ésimo =  $\chi_i$

Esta ecuación relaciona las presiones y aceleraciones en el plano transversal ( $y=0$ ), cuando el dominio se extiende indefinidamente en la dirección del cauce del río.

Es posible subestructurar (16) separando las variables que pertenecen al plano transmisor y reemplazar en el segundo miembro el vector de aceleraciones desconocidas, despejada de la ecuación que rige la ley de distribución de presiones (26).

Esto permite solucionar (16) en la variable presión con consideración de la infinitud del valle.

La solución analítica del problema de transmisión de onda al infinito (24) presenta una solución asociada a los vectores y los valores propios del problema plano (22), de manera que hace necesaria la aplicación de la descomposición modal. Cuando no se considera amortiguamiento en las paredes de fondo, el problema de valores propios es real y las presiones (24) presentan una ley de exponencial decauyente para  $\omega < \lambda_n C$  y una ley armónica no decauyente para  $\omega > \lambda_n C$ . Esto implica que el sistema no

encuentra forma de irradiar energía al exterior sino hasta la 1ra. frecuencia natural del canal. A partir de esta y hasta la 2da. frecuencia natural lo hará con la forma del primer modo, contribuyendo los modos de orden superior con presiones reales sobre el paramento. Generalizando, para una frecuencia excitatriz comprendida entre la (r-1)-ésima y r-ésima frecuencia natural del canal irradiarán los (r-1) primeros modos y los restantes serán responsables de la parte real de las presiones.

Si existe amortiguamiento de piso el problema de valores propios es de álgebra compleja y según (24) presenta una ley de variación armónica decauyente en forma exponencial.

La irradiación de energía comienza a partir de la primera frecuencia de excitación no nula, en una forma distinta a la debida al carácter de infinitud del sistema, como se detalla en 5.2.

- Solución analítica de la ec. de la onda en un dominio plano no acotado.

El problema de la obtención de la distribución de presiones en la cara plana vertical de la frontera sólida de un dominio plano que se extiende al infinito en la dirección horizontal, (Fig.2) ha sido resuelto por Chopra [4]:

$$p(z, \omega) = \frac{2\rho}{H} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\text{Im}n}{\sqrt{\lambda_n^2 - \frac{\omega^2}{C^2}}} \cos \lambda_n z \quad (27)$$



supuesto excitación de base unitaria,  
donde

$$\lambda_n = (2n-1) \frac{\pi}{2H} \quad (28)$$

H : altura del embalse

$$I_{mn} = \int_0^H f_m(z) \cos \lambda_n z \quad (29)$$

$f_1(z) = 1$  , para dique rígido

$f_2(z) = u(z)$  : deformada de la presa considerada

Los  $\lambda_n^2$  corresponden a los valores propios del sistema de ecuaciones (22) para una sección del valle rectangular y,  $\cos \lambda_n z$  son los modos naturales de oscilación de una columna vertical de fluido cuando se le permite solamente desplazamiento vertical, que corresponden a los  $\phi_n$  de la discretización (22).

## 5. RESULTADOS NUMERICOS

### 5.1. Modelo utilizado en el análisis

A efectos del análisis numérico se modeló una presa en arco de forma típica, y un dominio fluido constituido por una zona de transición y un canal semi-infinito, cuya sección transversal coincide con la vista en elevación de la presa. (Figs.3 y 4).

### 5.2. Influencia de las propiedades de las laderas del valle

La solución analítica mencionada es válida sólo para canal plano, paramento vertical, fondo rígido y horizontal. En cambio, si se plantea la solución numérica con elementos finitos que modela las adyacencias del embalse y un canal indefinido con la forma del perfil del valle, es posible incorporar el efecto de radiación de ondas a través de las laderas.

El efecto de la forma del valle se traduce a través del análisis modal en la dependencia de las presiones no ya de formas modales sencillas como  $\cos \lambda_n z$  con valores propios  $\lambda_n$  dados por (28), sino por las formas modales de la sección plana del valle y de los valores propios provenientes de la solución de (22).

A efectos de la comparación se muestran en líneas de trazos (Fig. 6), las formas modales del plano transmisor en distintas secciones verticales correspondientes a los nodos definidos en Fig.4. Los modos fueron calculados para una frecuencia apenas menor que la ira. natural y un coeficiente de reflexión del 50% .

La forma real del 1er. modo aún presenta la forma  $\cos \lambda_n z$  con  $n=1$ , mientras que la del 2do. modo la misma forma para  $n=2$ . La componente imaginaria del 1er. modo presenta una forma correspondiente a  $n=2$  , y ya que esta se vincula a la radiación de energía, se concluye que debido a la existencia de absorción de fondo, el sistema comienza a emitir energía al exterior antes de su ira. frecuencia natural en una forma que es similar a la parte

real del 2do. modo. Este razonamiento puede aplicarse para modos de orden superior, por ej. la forma de irradiación del 2do. modo (parte imaginaria) corresponde a  $n=3$  y esta forma no podría emitir sino para frecuencias mayores que la 3ra. frecuencia natural del canal.

Este mecanismo de emisión de energía que se agrega al propio del sistema cuando se modela con extensión infinita en la dirección del cauce del río, es el responsable de una importante modificación en las fuerzas de presiones  $F_p^l$ , ec.(1).

La influencia de la radiación de piso puede observarse en Fig.7, donde se grafica el efecto integrado de las presiones debidas a paramento rígido, en módulo, parte real e imaginaria, para dirección de excitación longitudinal. Las fuerzas de presiones  $F_{-p0}^v$  han sido adimensionalizadas con respecto a la fuerza hidrostática total, y graficadas en función de la frecuencia de excitación para distintos coeficientes de reflexión, 0%, 50%, 100%

### 5.3. Influencia de la forma de la garganta

El efecto de la forma de la garganta del valle se pone de manifiesto al comparar las frecuencias naturales del canal con respecto a las obtenibles en un dominio plano. Con este propósito se consideró la sección transversal dividida en una serie de módulos o columnas independientes ignorando el efecto de acoplamiento mutuo, (Fig.5). De esta forma, la solución de la ecuación de la onda puede calcularse con (27). Las frecuencias naturales obtenidas por el método modal presentan valores atribuibles según (28) a columnas de altura intermedia, indicando la existencia del acoplamiento entre módulos mencionado. Para evaluar la importancia de este último se graficaron las fuerzas de presiones en la semicara del dique rígido  $F_{-p0}^v$ , en función de la frecuencia de excitación, para el modelo de columnas independientes y el método modal, Fig.8. En Fig.9 se muestra  $F_{-p0}^v$ , pesado por el 1er. modo de la presa,  $\psi_{11}$ .

Se observan en el método modal dos picos correspondientes a  $\omega_{1nat} = 19.77$  rad./s y  $\omega_{2nat} = 54.31$  rad./s y en columnas independientes una forma más irregular relacionada con la contribución de los distintos módulos en sus distintas frecuencias naturales de resonancia. Se destaca la  $\omega_{1nat}$  del modulo más alto, de frecuencia poco menor que la 1ra. del plano transversal.

La Fig. 10 presenta las funciones de transferencia de desplazamientos del nudo del eje de simetría más elevado del paramento de la presa, ignorando interacción fluido-estructura, en forma comparativa para ambos métodos. La 1ra. frecuencia natural de la presa correspondió a 25 rad./s.

Los histogramas de desplazamientos para el sismo IDIA escalado a 0.2 g de aceleración máxima se muestran en Fig. 11. La diferencia máxima de desplazamientos es del orden del 26%, lo que enfatiza la importancia de la modelación de la forma de la garganta.

#### 5.4. Cálculo simplificado de las presiones hidrodinámicas

En la suposición de fluido compresible y, a efectos del cálculo de las presiones hidrodinámicas la (16) debe ser resuelta en forma repetida para cada frecuencia de análisis dentro del rango de interés, y dentro de cada frecuencia, para cada dirección de excitación y forma modal considerada.

Si se ha modelado un canal transmisor de ondas se deberá resolver el problema de valores propios (22) asociado a la ecuación (21) que rige la distribución de presiones en el plano transversal. El problema está definido en álgebra compleja y es dependiente de la frecuencia de excitación, por lo que el cálculo de vectores y valores propios debe repetirse en cada frecuencia de análisis, a menos que se considere reflexión total de ondas ( $C \neq 0$ ). Lo expresado eleva notablemente el tiempo de resolución. Por consiguiente, y a efectos de reducir el tiempo de máquina, se propuso lo siguiente:

- a) evitar la modelación y cálculo de las matrices correspondientes al plano transmisor de ondas.
- b) evitar la solución del problema de valores propios en cada paso de frecuencia.

a) se logra con la sola condición de que los elementos que pertenecen a la faja más alejada del paramento presenten dos caras planas paralelas normales a la dirección del cauce del río. A partir de este conjunto de elementos hexaédricos que contienen al plano transmisor, se calculan sus propiedades dinámicas, ensamblando a dichos elementos como sistema independiente. Mediante un barrido en frecuencia se calculan las formas de presiones del sistema descrito para excitación de piso vertical en las frecuencias donde se obtenga un máximo relativo de amplitud (frecuencias de máxima amplificación dinámica). Esto implica calcular modos reales aproximados para frecuencia de excitación nula. b) se logra calculando una aproximación deseable de  $\phi$  resolviendo iterativamente el sistema de ecuaciones:

$$\left[ K_d + i\omega C_d \right] \phi = \lambda M_d \phi \quad (30)$$

donde ,  $\phi_p$  : modo propuesto

$\phi$  : modo calculado

$d$  : indica matrices tridimensionales ensambladas en última faja de elementos.

El cálculo repetido de valores propios se reemplaza por la solución del sistema (30), proponiendo en el 1er. paso los modos reales calculados según a), y en cada nueva frecuencia, el modo complejo obtenido en el paso anterior.

Para el caso modelado se graficaron en Fig. 12, el 1er. y 2do. valor propio calculados por el método tradicional y el simplificado. En este último sólo se realizó una iteración cada cuatro pasos de frecuencia, obteniéndose efectiva reducción del tiempo de máquina.

#### 6. CONCLUSIONES

El efecto de la presencia de sedimentos y flexibilidad de la roca en las laderas fue considerado mediante un modelo unidimensional, evidenciándose una amplia variación en las cargas inducidas por el fluido sobre la estructura, en un rango de frecuencias de sumo interés a los fines del cálculo sísmico. Si

bien este modelo no es del todo realista con relación al fenómeno físico involucrado, evidencia la importancia de la estimación de la radiación de piso a efectos de mejorar el cálculo.

Considerando los desarrollos presentados por otros autores y los propuestos en este trabajo, surgen las siguientes posibilidades de análisis: a) La solución explícita plana ignorando en el cálculo de las presiones hidrodinámicas: la forma del valle, la influencia de la forma de paramento [7] y la radiación de ondas en el suelo.

b) Utilizar la formulación modal modelando la forma del valle con plano transmisor. Esta segunda opción tiene un elevado costo computacional.

c) En este trabajo se ha presentado un método de cálculo aproximado considerando la forma de la garganta del valle y columnas independientes desacopladas sobre el plano transmisor.

La opción (c) evita los elevados tiempos de máquina de la (b) al permitir solucionar el problema de la infinitud del valle mediante una fórmula explícita. El modelo utilizado y los resultados obtenidos poseen un realismo superior al caso a) y dejaron en evidencia la importancia del "acoplamiento" que introduce la forma de la garganta con respecto a la solución plana.

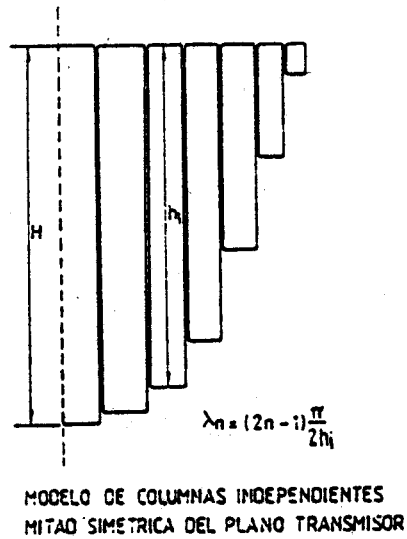
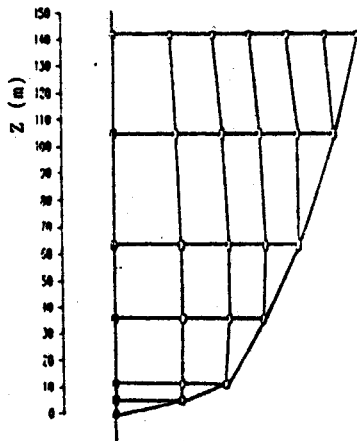
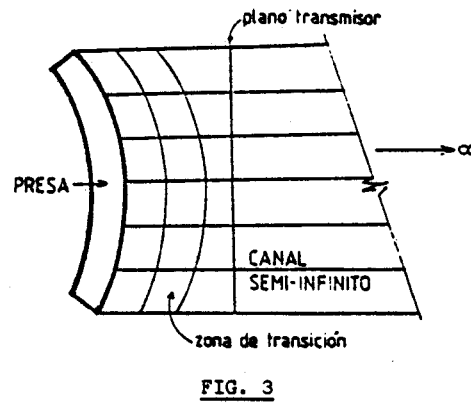
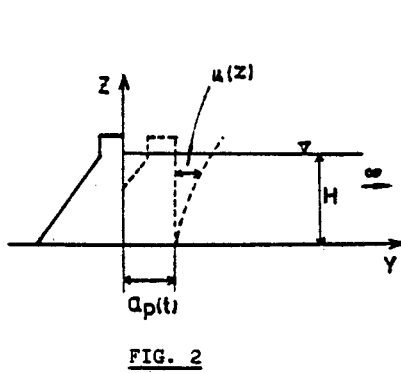
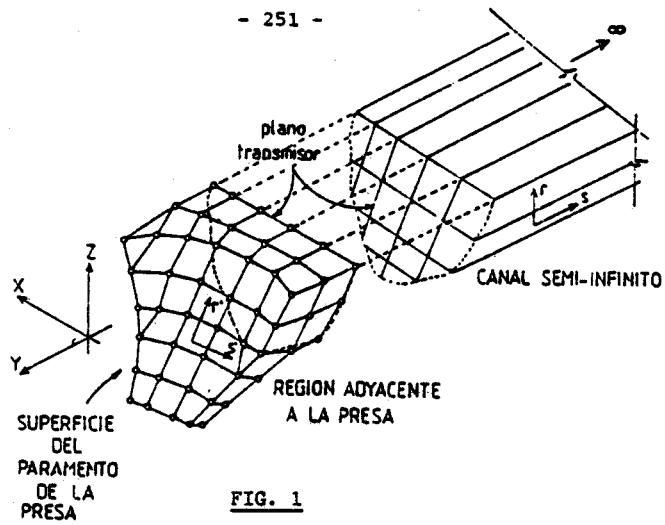
Finalmente, el método simplificado para el cálculo de las presiones hidrodinámicas constituye una herramienta para la solución del problema b), al determinar las propiedades dinámicas del canal transmisor en forma exacta, evitando la modelación del plano transmisor y la continua repetición de la solución de un problema de valores propios en álgebra compleja.

## 7. REFERENCIAS

- [1] Westergaard, H.M. "Water pressures on Dams during Earthquakes". Transactions, ASCE, Vol. 98, 1933.
- [2] Kotsubo, S. "Dynamic Water Pressure on Dams due to Irregular Earthquakes". Memoirs Faculty of Engineering, Kyushu University, Fukuoka, Japan. Vol. 18, Nro.4, 1959.
- [3] Chopra A.K. "Hydrodynamic pressures on Dams during Earthquakes". Journal of the Engineering Mechanics Division, EM6-December 1967, pag. 5685
- [4] Chopra A.K. "Earthquake behaviour of reservoir-dam systems", Journal of the Engineering Mechanics Division, EM6-December 1968, pag. 1975.
- [5] Ka-Lun-Fok, Chopra A.K. "Earthquake analysis and response of concrete arch dams". Earthquake Engineering research center-University of California, Berkeley. Report Nro.UCB-EERC 85/07 July 1985.
- [6] Zienkiewicz O. C. "The Finite Element Method". Mc. graw Hill, 1977, pag.527.
- [7] Rosenblueth-Newmark. "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice Hall,1971, pag.177.

## 8. AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo es parte de un proyecto que cuenta con el apoyo del Consejo de Investigaciones de Argentina (CONICET), y de la Provincia de Córdoba (CONICOR), a través de subsidios.



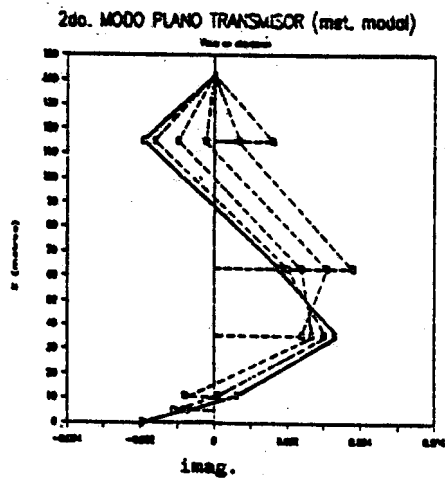
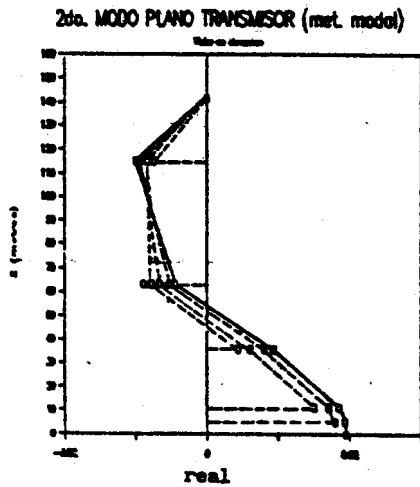
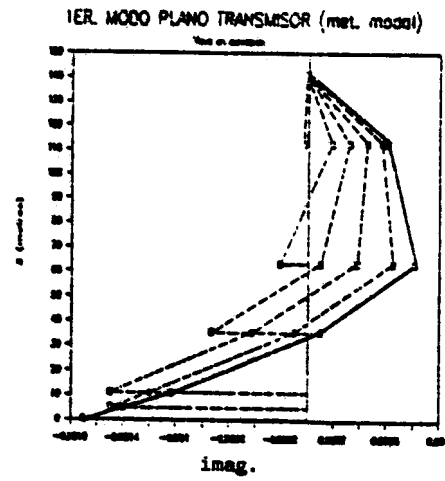
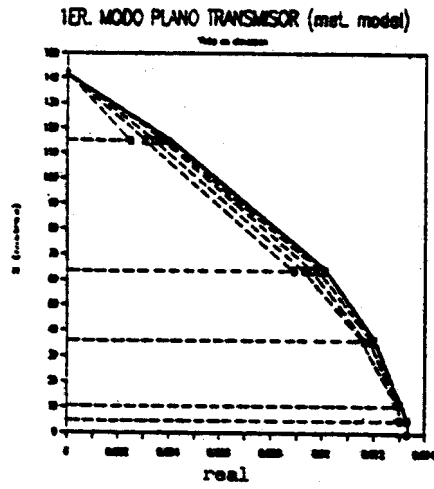


FIG. 6

FUERZAS HIDR. SEMICARA PRESA EN ARCO

DEXTACION LONGITUDINAL

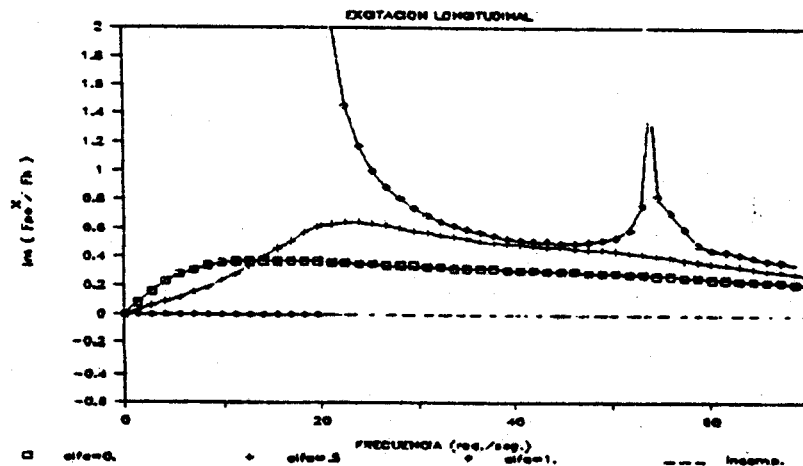
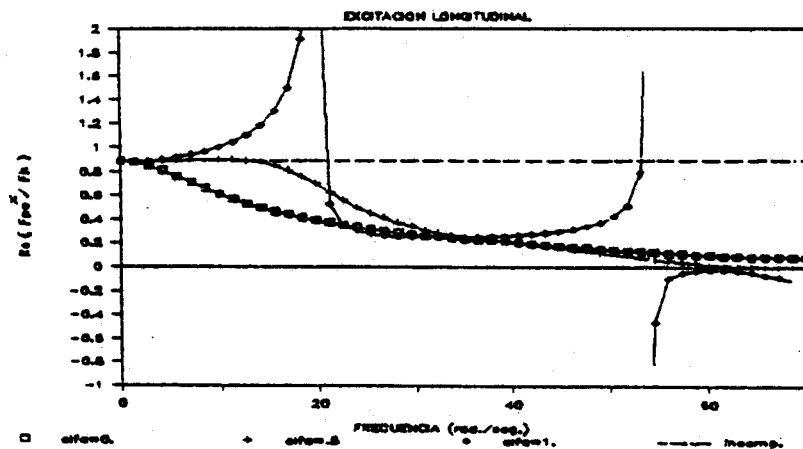
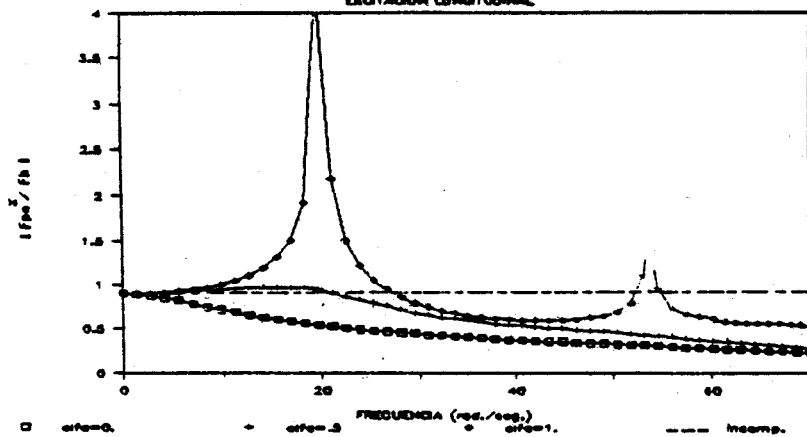


FIG. 7

FUERZAS DE PRES. SEMICARA DIQUE RIGIDO

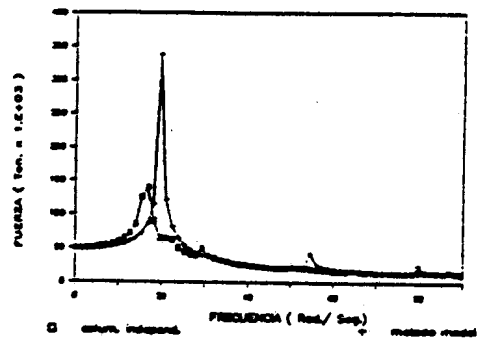


FIG. 8

FUERZAS DE PRES. SEMICARA DIQUE RIGIDO  
( FIBRO POR LOS NUDOS DE LA ARCA )

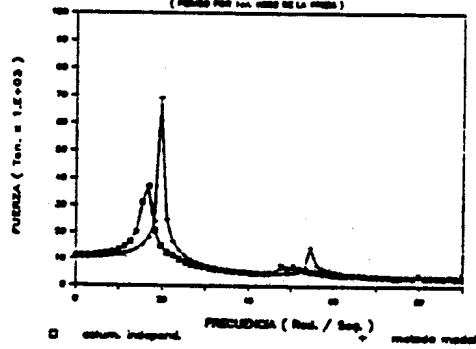


FIG. 9

FUNCIONES DE TRANSFERENCIA  
DESPLAZAMIENTO LONG. DEL CORONAMIENTO

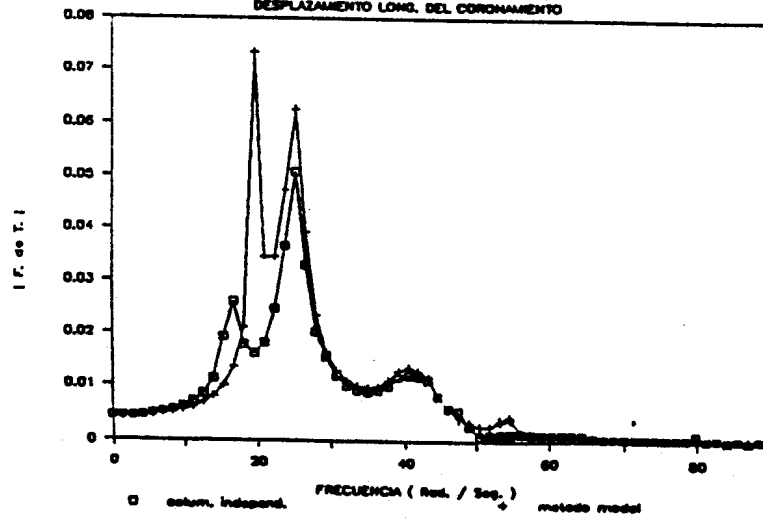


FIG. 10



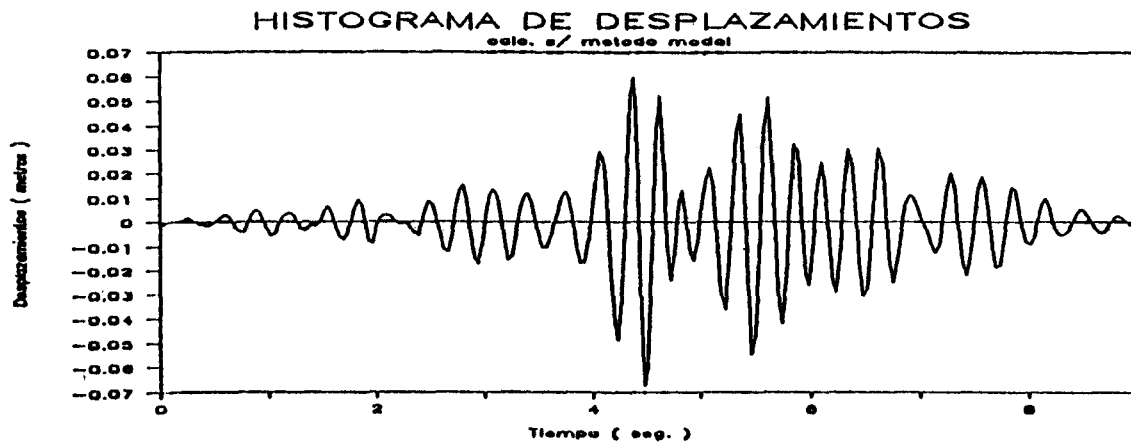
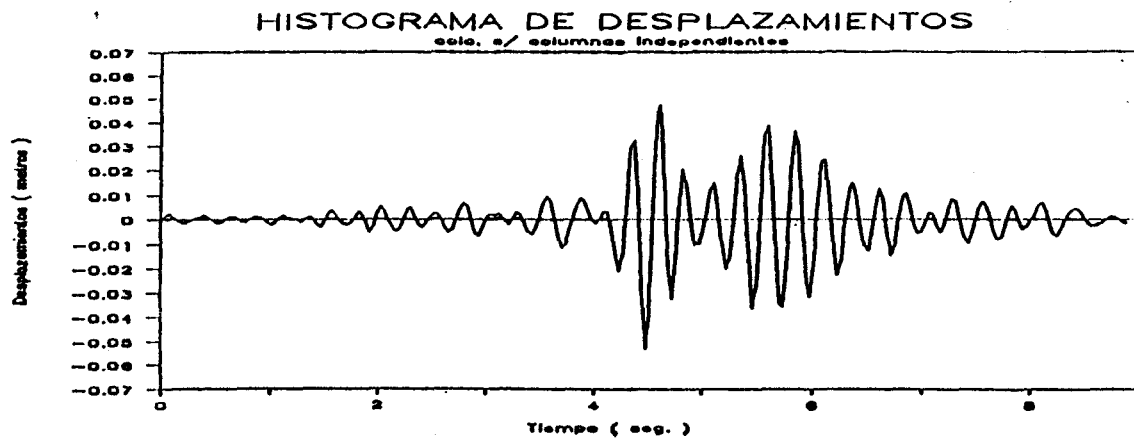
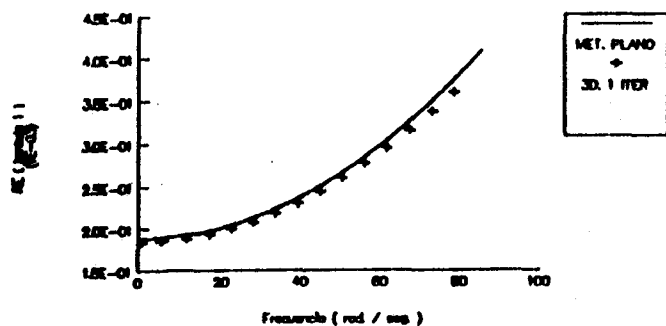


FIG. 11

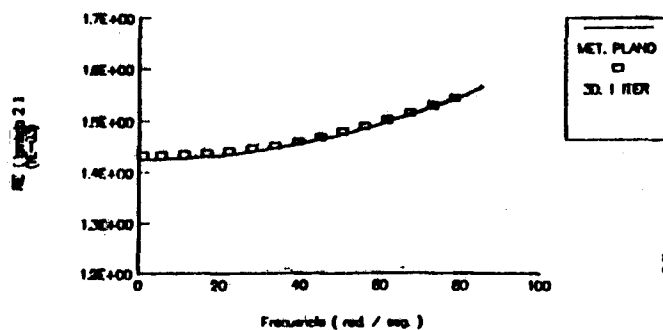
1er. valor propio seccion del canal

parte real - REFL. 50 %

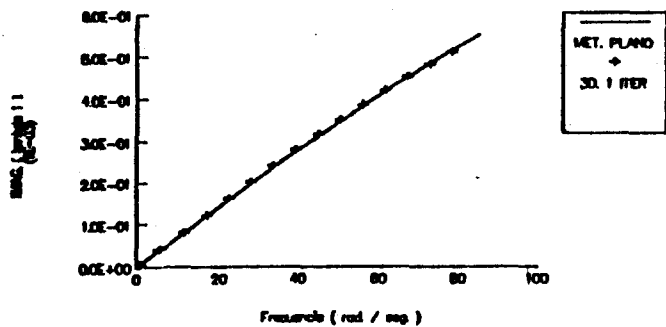


2do. valor propio seccion del canal

parte real - REFL. 50 %



parte imag. - REFL. 50 %



parte imag. - REFL. 50 %

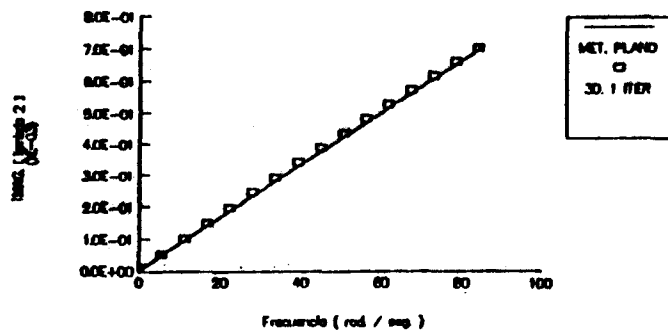


FIG.12