



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
AREA DE HIDRAULICA

FUERZAS ACTUANTES SOBRE LAS PRESAS DE GRAVEDAD

Ing. J. FRANCISCO OLIVERA C., M. Sc.
Profesor Asociado del Departamento de Ingeniería

Febrero 1991



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
AREA DE HIDRAULICA

FUERZAS ACTUANTES SOBRE LAS PRESAS DE GRAVEDAD

Ing. J. FRANCISCO OLIVERA C., M. Sc.
Profesor Asociado del Departamento de Ingeniería

Febrero 1991

**FUERZAS ACTUANTES SOBRE LAS
PRESAS DE GRAVEDAD**

Ing. J. Francisco Olivera C., M.Sc.
Profesor Asociado del Departamento de Ingeniería

Pontificia Universidad Católica del Perú
Departamento de Ingeniería
Area de Hidráulica
Febrero 1991

PRESENTACION

El Departamento de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú presenta esta publicación, como parte de su política de difusión de los trabajos de investigación que en él se realizan.

Este trabajo forma parte de una investigación más extensa que se publicará en un futuro próximo. Dicha investigación se centra en la "Teoría Clásica" o "Teoría de De Sazilly - Levy" de análisis y diseño de las presas de gravedad. Las presas de gravedad son construcciones cuyo equilibrio se basa en el peso propio de la estructura, a diferencia de las presas de arco, de contrafuertes o de terraplén.

Este estudio es la continuación del trabajo "Presas de Gravedad. Teoría Clásica. Aproximación Histórica"* publicado anteriormente. Ambas publicaciones forman parte de la investigación sobre la "Teoría Clásica" de análisis y diseño de las presas de gravedad.

Este trabajo está dirigido a profesionales y estudiantes de Ingeniería Civil interesados en la Ingeniería Hidráulica y en el análisis y diseño de presas.

Lima, Febrero de 1991.

* Olivera, J.F., "Presas de Gravedad. Teoría Clásica. Aproximación Histórica", Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de Ingeniería, Junio de 1990.

INTRODUCCION

El presente trabajo constituye la continuación de nuestro estudio "Presas de Gravedad. Teoría Clásica. Aproximación Histórica" publicado anteriormente. En esta oportunidad se aborda lo referente a las fuerzas que actúan sobre la presa, así como a las condiciones de carga de diseño.

Las "Fuerzas Actuantes sobre las Presas de Gravedad" pueden agruparse en cuatro grandes grupos, a saber, el peso propio de la estructura, la acción del agua, el efecto sísmico y las sollicitaciones secundarias.

La primera fuerza que se trata es el peso propio de la estructura, que es el peso de la presa misma.

En seguida se analiza la acción del agua, que se manifiesta de tres formas fundamentalmente. En primer término, tenemos la presión que ejerce el agua sobre la cara anterior de la presa; en segundo término, la presión que ejerce el agua alojada dentro del cuerpo de la presa, sobre un plano cualquiera (presión interna); y, en tercer término, la presión sobre la base de la presa (subpresión).

Posteriormente se estudia el efecto sísmico. Este efecto genera fuerzas debidas a la inercia del cuerpo de la presa y a la inercia del agua del embalse. Para la evaluación de estas fuerzas se ha utilizado un modelo que considera una rigidez total de la estructura y un empotramiento perfecto en la cimentación. Se ha analizado tanto la componente horizontal del sismo, como la vertical. La evaluación del empuje hidrodinámico se ha realizado de acuerdo a los modelos de Zangar y Westergaard.

Fuerzas actuantes sobre las presas de gravedad.

Por último, se mencionan las solicitaciones secundarias que, pudiendo despreciarse en la generalidad de los casos prácticos, presentan la posibilidad de ser importantes en algún caso particular. Se han analizado en este texto, la presión del sedimento del embalse, el impacto del oleaje y la presión del hielo.

Asimismo, se ha tratado sobre las condiciones de carga; es decir, sobre las combinaciones de fuerzas actuantes más recomendables para el diseño, teniendo en cuenta que la probabilidad de ocurrencia simultánea de ciertas solicitaciones, puede ser muy remota y escapar al alcance del diseño.

Para concluir, quisiera dejar constancia de mi agradecimiento al Departamento de Ingeniería por el apoyo brindado para la publicación de este trabajo y a los Ingenieros Antonio Montalbetti S. y Daniel Quiun W. por sus comentarios y opiniones, especialmente en lo referente al efecto sísmico.

INDICE

Presentación.

Introducción.

Nomenclatura.

1. Fuerzas que actúan sobre la presa.

1.1. Peso propio de la estructura.

1.2. Acción del agua.

1.2.1. Presión directa sobre la cara de aguas arriba.

1.2.2. Presión interna sobre el plano horizontal en estudio.

1.2.3. Subpresión en la base de la presa.

1.3. Efecto sísmico.

1.3.1. Componente horizontal del sismo.

1.3.2. Componente vertical del sismo.

1.4. Solicitaciones secundarias.

1.4.1. Presión del sedimento del embalse.

1.4.2. Impacto del oleaje.

1.4.3. Presión del hielo.

2. Condiciones de carga.

Conclusiones.

Bibliografía.

NOMENCLATURA

A	Punto del plano horizontal en estudio en la cara de aguas arriba .
A_c	área de la sección transversal de la presa, o de la parte de la sección considerada.
A_w	área del agua situada sobre la cara de aguas arriba de la parte de la presa considerada.
B	Punto del plano horizontal en estudio en la cara de aguas abajo.
b	ancho de la presa al nivel del plano horizontal en estudio (distancia AB).
C_E	coeficiente del empuje hidrodinámico.
d_*	ubicación del punto de aplicación de EP_v .
e	espesor de la capa de hielo.
EP_h	componente horizontal de la fuerza resultante del empuje hidrodinámico.
EP_v	componente vertical de la fuerza resultante del empuje hidrodinámico.
EW_h	componente horizontal de la fuerza de inercia del cuerpo de la presa.
EW_v	componente vertical de la fuerza de inercia del cuerpo de la presa.
EWP_v	componente vertical de la fuerza de inercia del agua situada sobre la cara de aguas arriba de la parte de la presa considerada.
f	coeficiente de presión interna o de subpresión.
f_x	fuerza de flujo en la dirección horizontal (de derecha a izquierda).
f_y	fuerza de flujo en la dirección vertical (de arriba hacia abajo).
$f(\alpha)$	influencia de la profundidad relativa en el coeficiente de sobrepresión sísmica.

Fuerzas actuantes sobre las presas de gravedad.

$g(e)$	influencia de la inclinación de la cara de aguas arriba en el coeficiente de sobrepresión sísmica.
$g(e')$	influencia de la inclinación de la cara de aguas arriba en el coeficiente de sobrepresión sísmica.
h	profundidad a la que se encuentra el plano horizontal en estudio.
h^*	profundidad del punto de aplicación de EP_h .
h_{sed}	distancia vertical entre la superficie del sedimento y el nivel del plano horizontal en estudio.
H	profundidad total del agua.
H_o	altura significativa de la ola, definida como el promedio del tercio superior del total de las olas.
i_x	gradiente hidráulico en la dirección horizontal (de derecha a izquierda).
i_y	gradiente hidráulico en la dirección vertical (de arriba hacia abajo).
K_a	coeficiente de empuje activo.
p_A	presión del agua en el punto A.
p_B	presión del agua en el punto B.
p	presión del agua en un punto cualquiera del plano AB.
p_E	presión originada por el empuje hidrodinámico.
P_h	componente horizontal de la fuerza generada por la presión directa del agua sobre la cara de aguas arriba de la presa.
P_v	componente vertical de la fuerza generada por la presión directa del agua sobre la cara de aguas arriba de la presa.
S_{sed}	fuerza resultante de la presión del sedimento del embalse.
S_{ice}	fuerza resultante de la presión del hielo.
S_{olea}	fuerza generada por el impacto del oleaje.
t	espesor de la rebanada de la presa en estudio.
t_E	período del sismo en segundos.
U	fuerza resultante de la presión interna en el plano AB o de la subpresión.

- x distancia horizontal a la cara de aguas abajo.
- W peso propio de la estructura.
- y profundidad de un punto, o de un plano horizontal, genérico, medida desde la superficie del agua.
- α profundidad relativa; distancia a la superficie dividida entre la profundidad total del agua.
- γ'_{sed} peso específico sumergido del sedimento.
- γ_c peso específico del material de la presa.
- γ_w peso específico del agua.
- ϕ_h aceleración horizontal máxima del sismo dividida entre la aceleración de la gravedad.
- ϕ_v aceleración vertical máxima del sismo dividida entre la aceleración de la gravedad.
- ϕ'_{sed} ángulo de fricción interna del sedimento.
- Φ_u ángulo formado por la cara de aguas arriba de la presa y la vertical, a la profundidad en que se evalúa la presión.
- θ ángulo que forma la cuerda de la cara de aguas arriba de la presa, desde la superficie del agua hasta la profundidad y, con la vertical.
- θ' ángulo, en grados sexagesimales, entre la cara de la presa y la vertical.

FUERZAS ACTUANTES SOBRE LAS PRESAS DE GRAVEDAD

En este trabajo se señalarán las fuerzas que actúan sobre las presas de gravedad y las formas en que deben combinarse a fin de obtener las condiciones de carga de diseño.

1. FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LA PRESA

El análisis supondrá un estado plano de esfuerzos en una presa con las mismas características geométricas a lo largo de su eje. Si bien esta suposición no se ajusta estrictamente a la realidad, especialmente en las laderas del valle donde la altura de la presa disminuye rápidamente, su uso es bastante frecuente dado que no introduce errores significativos y que simplifica notablemente los cálculos. El considerar las variaciones de la altura de la presa exigiría tomar en cuenta efectos tridimensionales, que escapan al alcance de esta publicación y de la "Teoría Clásica".

Para efectos del análisis se considerará una rebanada representativa de la presa, limitada por dos secciones transversales verticales perpendiculares al eje de la presa, separadas una distancia pequeña t , y, por la parte inferior, por un plano horizontal ubicado a una profundidad h con respecto al nivel del agua, al que llamaremos "plano horizontal en estudio" (Fig.1). En el plano horizontal en estudio definiremos los puntos A en la cara de aguas arriba, y B en la de aguas abajo. Por último, se considerará que la profundidad total del agua es H . Esta rebanada será independiente de las rebanadas contiguas, no apoyándose unas en otras. Esta simplificación será válida en la medida en que se cumpla la uniformidad de la sección de la presa a lo largo del eje.

Nótese que el plano horizontal en estudio es un plano genérico de la presa, pudiendo variar su ubicación desde la base hasta la cresta. El análisis de la presa exige la evaluación de esfuerzos y la verificación de la estabilidad en todas las secciones horizontales, lo que motiva que debemos determinar las fuerzas actuantes sobre todos estos planos.

Entre las fuerzas que se estudiarán se mencionará en primer lugar el peso propio de la estructura, luego la acción del agua dentro y fuera del cuerpo de la presa, en seguida el efecto sísmico y, por último, las solicitaciones secundarias, entre las que desarrollaremos brevemente, la presión del sedimento del embalse, el impacto del oleaje y la presión del hielo. Estas son las principales fuerzas actuantes; sin embargo, debe recordarse que ciertas condiciones locales o propias de la presa, podrían generar la existencia de otras fuerzas no mencionadas aquí. En tales casos debe considerarse, adicionalmente, la influencia de estas solicitaciones.

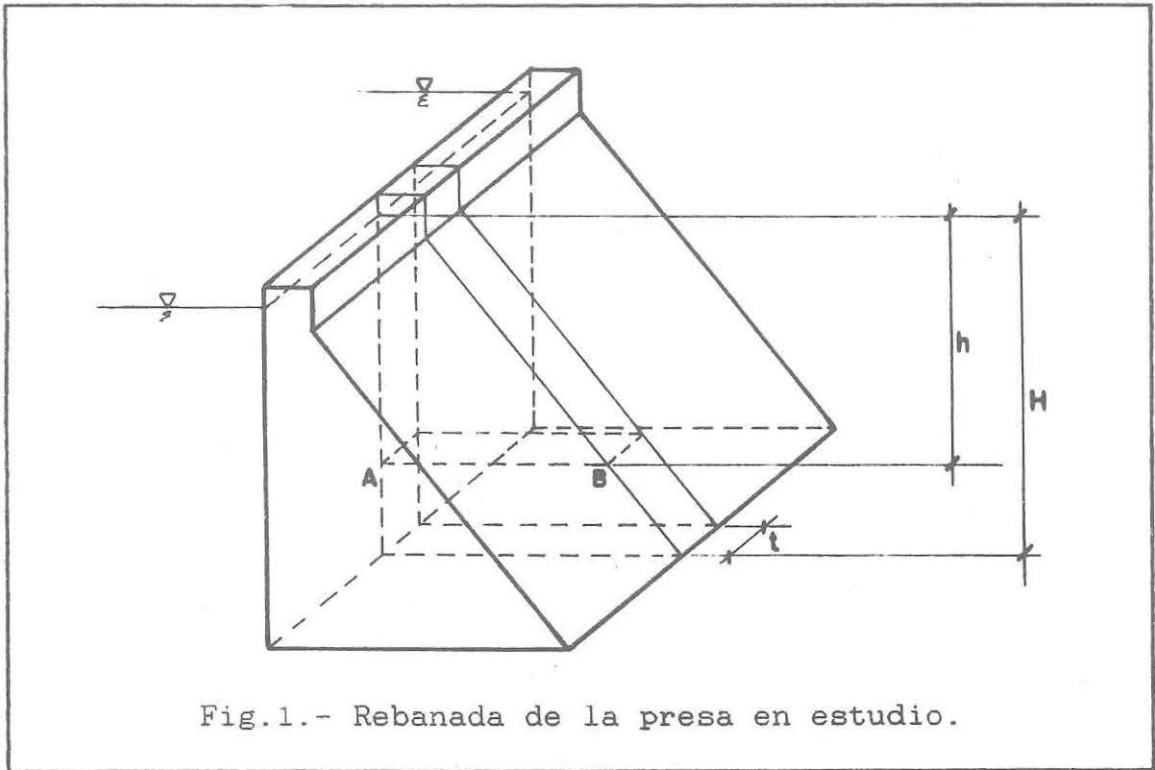


Fig.1.- Rebanada de la presa en estudio.

1.1. PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA

El peso propio de la estructura es el peso W de la mampostería o del concreto, según el caso, y es igual a

$$W = \gamma_c \cdot A_c \cdot t \quad (1)$$

donde:

W peso propio de la estructura.

γ_c peso específico del material de la presa.

A_c área de la sección, o de la parte de la sección, considerada.

Esta fuerza actúa en el centroide del área A_c (Fig.2).

El peso específico γ_c varía según el material de la presa. En caso de utilizarse concreto se asume igual a 2.4 Tn/m^3 (peso específico saturado); sin embargo, si el concreto es especialmente liviano o pesado, deberá modificarse el valor indicado según corresponda.

Por otro lado, el proceso de saturación de la presa al estar en contacto con el agua, obliga a calcular el peso propio de la estructura con el peso específico saturado del material.

1.2. ACCION DEL AGUA

Las presas de gravedad, al estar en contacto con el agua durante periodos prolongados, sufren un proceso de saturación en todo su volumen. Esta presencia de agua dentro del cuerpo de la presa produce una presión intersticial que tiende a desequilibrarla. El agua, alojada dentro de la presa, fluye hacia aguas abajo ejerciendo "fuerzas de flujo" en su movimiento. Estas fuerzas de flujo se producen por la resistencia que encuentra el fluido viscoso al desplazarse a través del medio poroso y, en conjunto, constituyen el empuje del agua. El empuje del agua, entonces, actúa en toda la presa, como fuerza de cuerpo, y no sólo en su cara anterior.

La presión intersticial, o presión interna, tiene una distribución prácticamente lineal a lo largo de los planos horizontales de la presa. Esta distribución se debe a que la configuración del flujo determina líneas de corriente aproximadamente horizontales, por lo que la energía del agua (altura de presión), que se pierde en forma constante durante el flujo, se distribuye linealmente en estos planos.

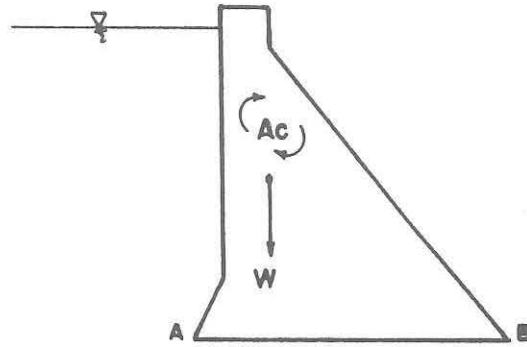


Fig.2.- Peso propio de la estructura.

La presión interna varía desde un máximo, igual a la presión del agua en el punto A de la cara de aguas arriba, hasta cero, en el punto B de la cara de aguas abajo, teniendo valores intermedios dentro del cuerpo de la presa (Fig.3). Las presiones p_A y p_B en los puntos extremos serían

$$p_A = \gamma_w \cdot h \quad (2)$$

$$p_B = 0 \quad (3)$$

mientras que en un punto cualquiera, del plano AB, la presión p sería

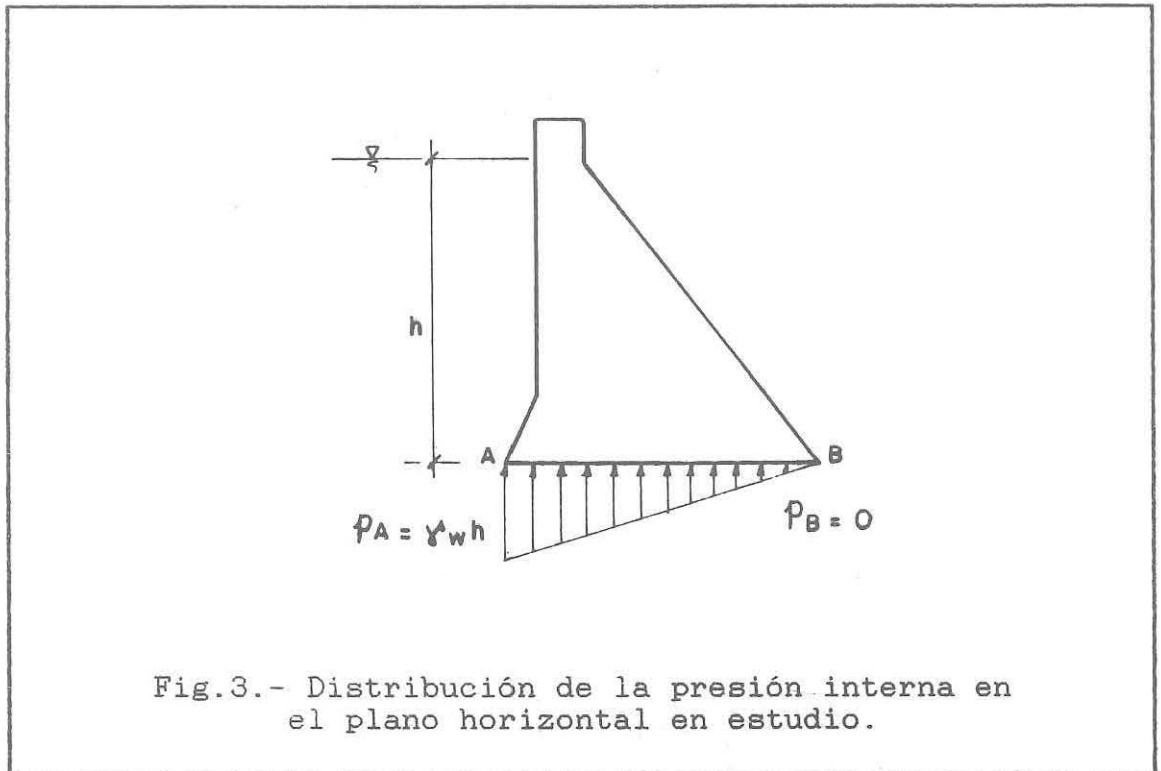


Fig.3.- Distribución de la presión interna en el plano horizontal en estudio.

$$p = \gamma_w \cdot h \cdot \frac{x}{b} \quad (4)$$

donde:

- p_A presión del agua en el punto A.
- p_B presión del agua en el punto B.
- p presión del agua en un punto cualquiera del plano AB.
- γ_w peso específico del agua.
- x distancia horizontal del punto a la cara de aguas abajo.
- b ancho de la presa al nivel del plano horizontal en estudio (distancia AB).

Las fuerzas de flujo f_x y f_y estarían dadas, de acuerdo a la teoría del flujo a través de un medio poroso, por

$$f_x = \gamma_w \cdot i_x \quad (5)$$

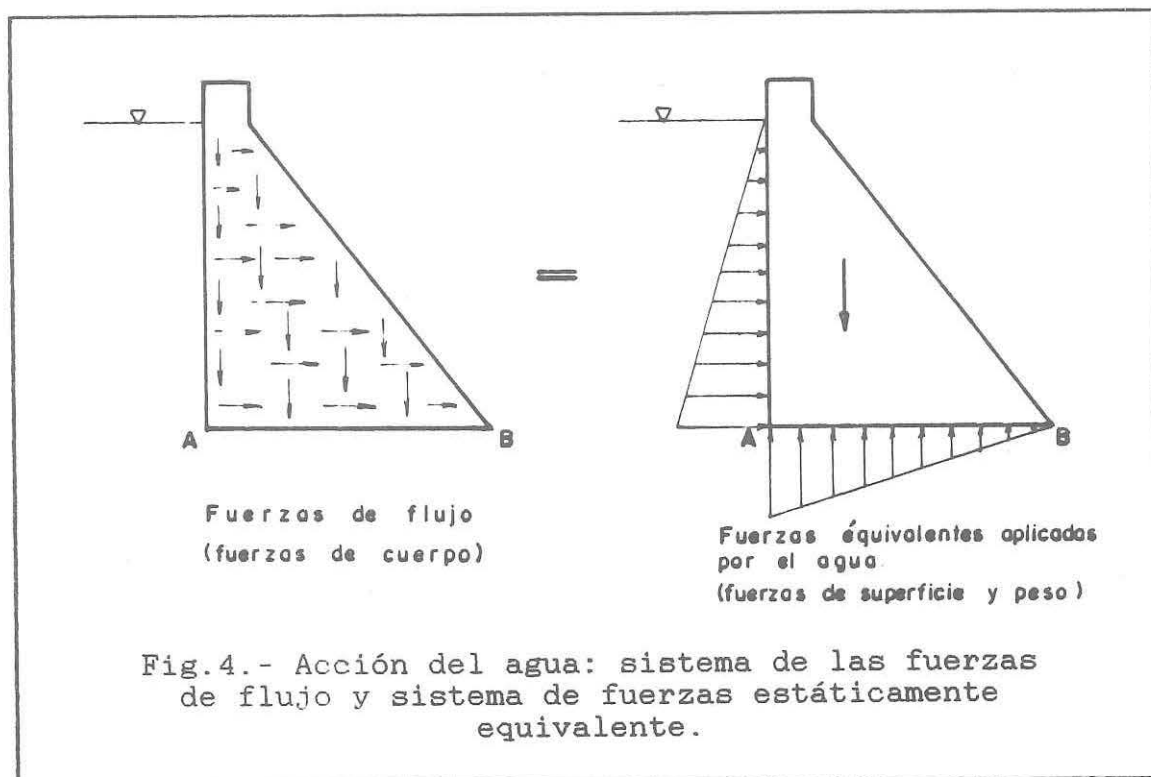
$$f_y = \gamma_w \cdot i_y \quad (6)$$

donde:

- f_x fuerza de flujo en la dirección horizontal (de derecha a izquierda).
- f_y fuerza de flujo en la dirección vertical (de arriba hacia abajo).
- i_x gradiente hidráulico en la dirección horizontal (de derecha a izquierda).
- i_y gradiente hidráulico en la dirección vertical (de arriba hacia abajo).

El cálculo del empuje del agua, como la sumatoria de las fuerzas de flujo aplicadas en cada punto, constituye una alternativa sumamente laboriosa; sin embargo, para salvar esta dificultad, se puede reemplazar el sistema de las fuerzas de flujo (fuerzas de cuerpo) por otro estáticamente equivalente, conformado por las fuerzas de superficie que actúan sobre la parte de la presa analizada (Fig.4).

Cuando se analiza un plano horizontal de la presa, las fuerzas de superficie serían la fuerza aplicada directamente por el agua sobre la cara de aguas arriba y la fuerza aplicada por la presión interna en el plano **AB**; y, en el caso particular en que el plano horizontal en estudio sea la base, las fuerzas serían las aplicadas directamente por el agua sobre la cara de aguas arriba y sobre la base. En ambas situaciones, el peso del agua dentro de la presa, ya ha sido considerado en el



peso propio de la estructura.

El caso en que la cara de aguas arriba de la presa se agrieta por la presencia de tracciones, constituye un caso especial a analizar. Existen dos modelos que tratan de explicar este fenómeno. El primero afirma que la distribución de la presión interna no se altera por el fisuramiento; mientras que el segundo considera que el agua mantiene una presión interna constante en la grieta, para luego disminuir linealmente hasta cero, a lo largo de la parte no fisurada del plano.

El tratamiento de estos modelos exige un estudio del proceso de redistribución de esfuerzos motivado por el mismo agrietamiento, que escapa a los alcances de este estudio. Esto será tratado en una publicación posterior, en la que se analizará en detalle la forma en que influyen mutuamente la distri-

bución de la presión interna, la longitud de las fisuras y la redistribución de esfuerzos.

Por último, queda también pendiente lo concerniente a los sistemas de reducción de la presión interna y de la subpresión, sean estos drenes, pantallas impermeables, etc.. Este tema también será motivo de otro artículo, dada la importancia de la materia.

1.2.1. PRESION DIRECTA SOBRE LA CARA DE AGUAS ARRIBA

La componente horizontal P_h de la fuerza generada por la presión del agua actuando directamente sobre la cara de aguas arriba de la presa, es igual a

$$P_h = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h^2 \cdot t \quad (7)$$

donde:

P_h componente horizontal de la fuerza generada por la presión directa del agua sobre la cara de aguas arriba de la presa.

Esta fuerza actúa a $2h/3$ de la superficie libre del agua (Fig.5).

La componente vertical P_v es igual al peso del agua que se encuentra situada sobre la cara de aguas arriba de la parte de la presa considerada

$$P_v = \gamma_w \cdot A_w \cdot t \quad (8)$$

donde:

P_v componente vertical de la fuerza generada por la presión directa del agua sobre la cara de aguas arriba de la presa.

A_w área del agua situada sobre la cara de aguas arriba de la parte de la presa considerada.

Esta fuerza actúa en el centroide del área A_w del agua (Fig.5).

1.2.2. PRESION INTERNA SOBRE EL PLANO HORIZONTAL EN ESTUDIO

Sobre un plano cualquiera de la presa, que podría ser el plano horizontal en estudio, la presión interna actúa en forma perpendicular a su superficie. La fuerza actuante sobre un elemento diferencial de área del plano, puede determinarse como el producto de la presión interna por el área en la que actúa. El área en la que actúa es una fracción del área total del elemento, y está determinada por la "porosidad superficial efectiva", que es el área sobre la cual se aplica realmente la presión interna dividida entre el área total del elemento diferencial. En caso de existir otros factores que deban corregir el producto de la presión interna por el área para calcular la fuerza, pueden agruparse, conjuntamente con la porosidad superficial efectiva, bajo el "coeficiente de presión interna".

El coeficiente de presión interna, entonces, es un factor que corrige el producto de la presión interna por el área total del plano horizontal para obtener la fuerza sobre el pla-

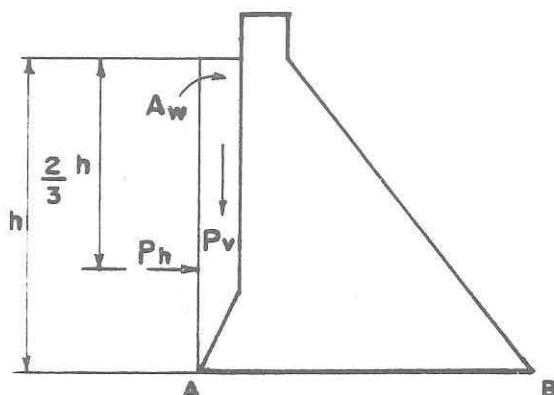


Fig.5.- Fuerza generada por la presión del agua actuando directamente sobre la presa.

no. Este coeficiente contempla distintos factores, que dependen de la forma en que se evalúa la fuerza.

Según S. Leliavsky¹, el valor de la "porosidad superficial efectiva" es de 0.91 ± 0.014 para el caso del concreto. Este valor puede asumirse como constante para propósitos prácticos y no tiene relación alguna con el coeficiente de permeabilidad de d'Arcy. Definitivamente, la cantidad de agua que filtra a través de la presa no es indicativa del valor de la porosidad superficial efectiva ni de la fuerza total ejercida por la presión interna.

Existen investigaciones que relacionan la porosidad superficial efectiva con la porosidad del material. En el Gráfi-

¹ S. Leliavsky, "Uplift in Gravity Dams" (1958).

co 1 presentamos los resultados de W.P. Creager² que coinciden, con precisión suficiente, con el valor determinado por Leliavsky.

La fuerza ejercida por la presión interna sobre el plano AB podrá evaluarse considerando la porosidad superficial efectiva como el coeficiente de presión interna, $f = 0.91$ para el concreto.

Otro punto de vista, al evaluar la fuerza sobre el plano AB, asume el peso específico del material de la presa con un grado de saturación parcial. Como este caso no es exacto, la corrección correspondiente considera en el coeficiente de presión interna, además de la porosidad superficial efectiva, el peso adicional del agua que satura la presa. Este peso contrarresta parcialmente la acción de la presión interna.

Según este enfoque, si consideramos una porosidad del concreto del 10% y estimamos que el 3% ha estado lleno de agua al momento de determinar su peso específico, podemos asumir que la saturación del material implica un peso adicional del 7% del volumen de concreto multiplicado por el peso específico del agua. Ambos efectos, el de la porosidad superficial efectiva y el del peso adicional debido a la saturación de la presa, se combinan conformando el coeficiente de presión interna. Cuando se trata de una presa de concreto se tiene $f = 0.91 - 0.07$, que, para efectos prácticos, se considera $f = 0.85$. Este razonamiento es exacto sólo para el caso de una presa de sección triangular, con parapeto de aguas arriba vertical y de altura igual a la profundidad del agua; pero, para casos distintos, introduce una imprecisión pequeña que, aunque desfavorable, suele despreciarse. Esta forma de tratar el problema no nos permite evaluar con exactitud la fuerza ejercida por

² W.P. Creager, "Uplift in Masonry Dams" (1952).

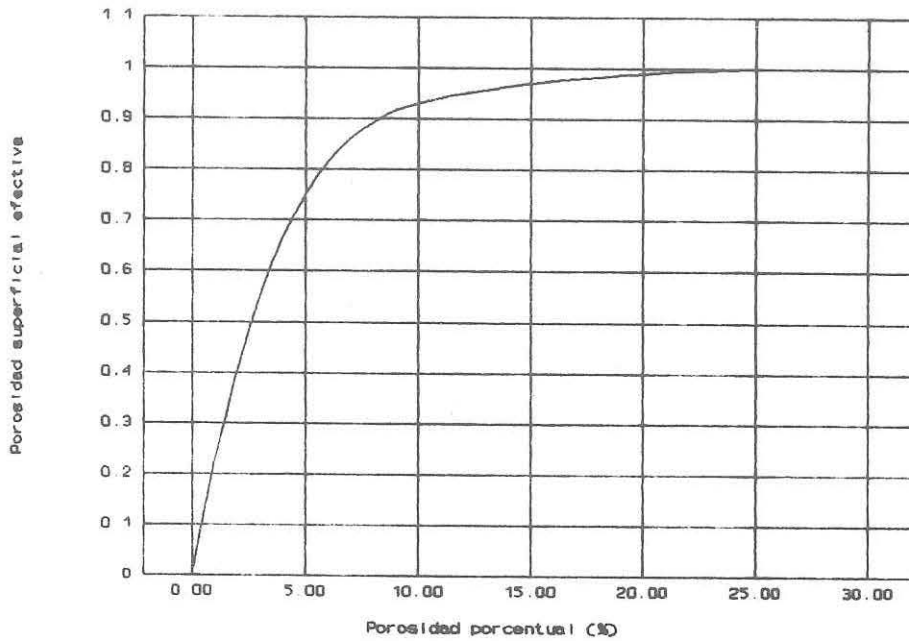


GRAFICO 1.- Porosidad superficial efectiva vs. porosidad porcentual.

la presión interna, pero nos permite trabajar, sin error, en planos horizontales.

Es importante mencionar, sin embargo, que son muchos los autores que recomiendan considerar, conservadoramente, $f = 1.00$, asumiendo que la presión interna actúa en toda el área del plano horizontal en estudio. En este caso debe considerarse el peso específico saturado del material de la presa al calcular el peso propio de la estructura.

Por último, la fuerza generada por la presión interna es un efecto desestabilizador y puede considerársele como una

fuerza externa. La fuerza resultante de la presión interna es igual a

$$U = \frac{1}{2} f \cdot \gamma_v \cdot h \cdot b \cdot t \quad (9)$$

donde:

U fuerza resultante de la presión interna en el plano AB.
f coeficiente de presión interna.

Esta fuerza actúa a $b/3$ de la cara de aguas arriba de la presa (Fig.6).

1.2.3. SUBPRESION EN LA BASE DE LA PRESA

La subpresión es la presión ejercida por el agua en la base de la presa.

La distribución de la subpresión a lo largo de la base de la presa puede determinarse con ayuda de la "red de flujo" correspondiente al flujo del agua a través de la cimentación. En la generalidad de los casos se observa que esta distribución es prácticamente lineal, por lo que suele asumírsele como tal (Fig.7). Las presiones p_A y p_B en los puntos de aguas arriba y abajo respectivamente, serían

$$p_A = \gamma_v \cdot H \quad (10)$$

$$p_B = 0 \quad (11)$$

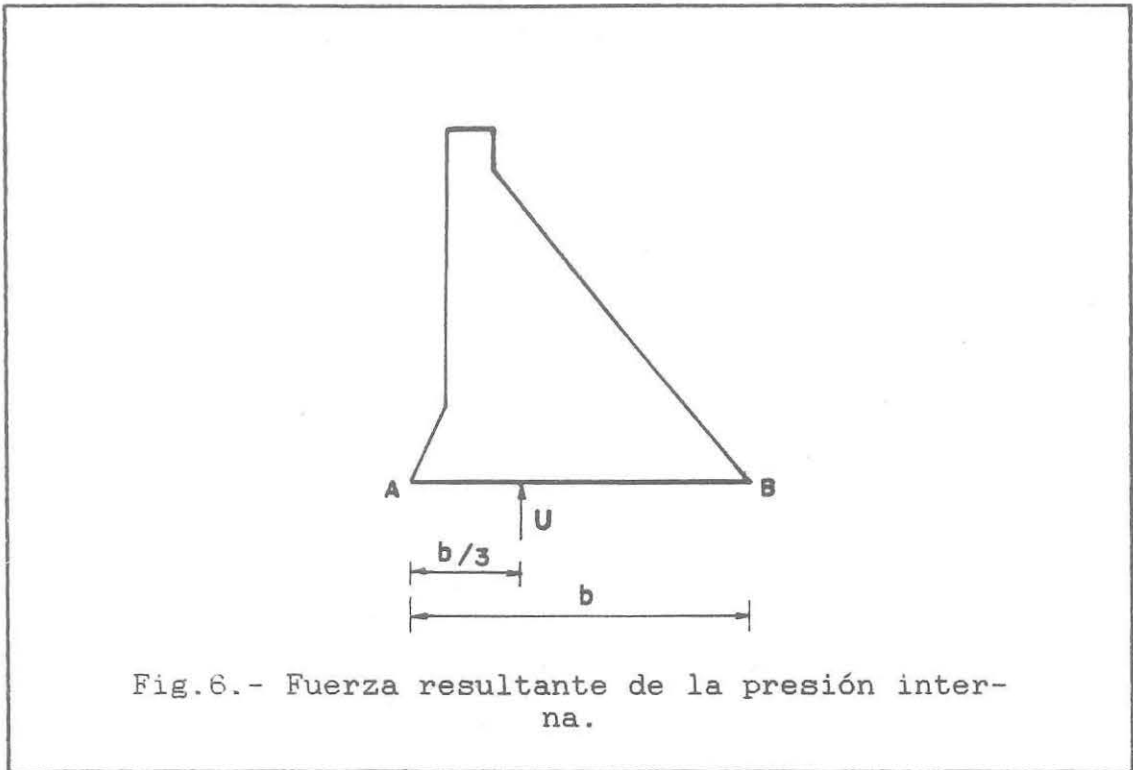
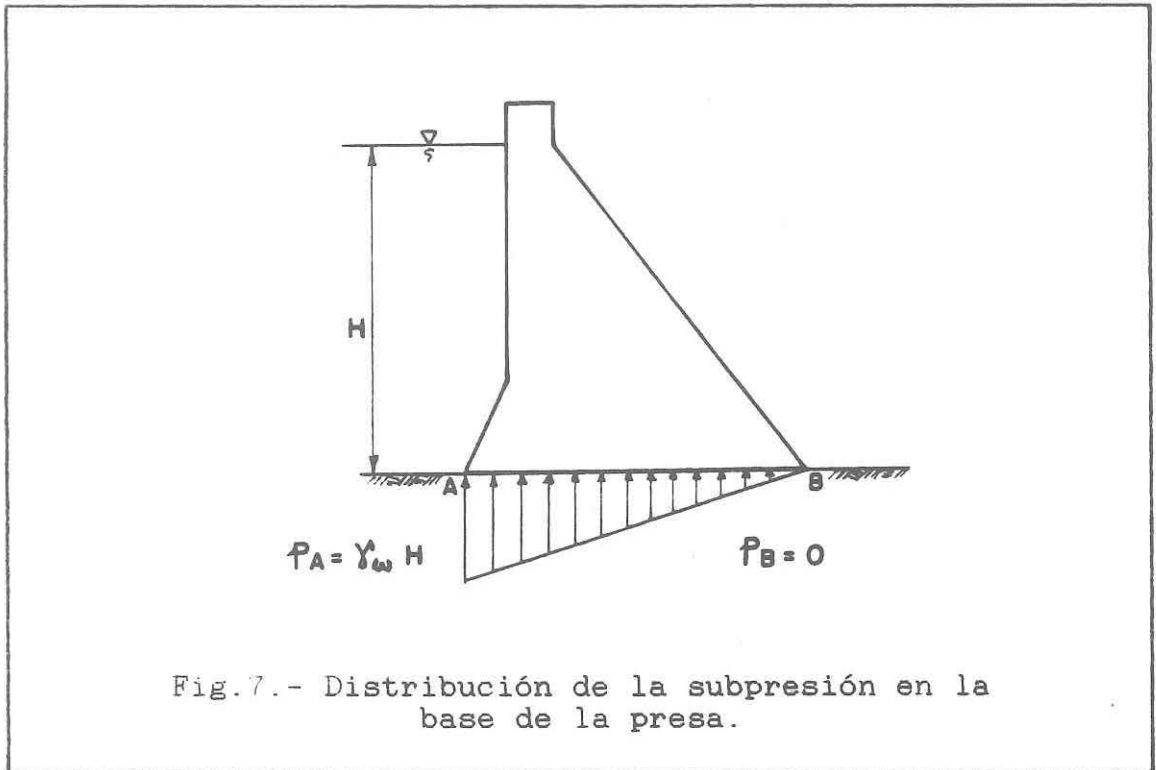


Fig.6.- Fuerza resultante de la presión interna.

El área en la cual actúa la subpresión está dada por la fracción del área total de la base con la cual el agua tiene contacto. Esta fracción puede tener como mínimo el valor de la porosidad superficial efectiva del material de la presa, en caso de un contacto perfecto presa-cimentación, y como máximo la unidad. Desde que es muy difícil gobernar el contacto presa-cimentación, es conveniente considerar, conservadoramente, que la subpresión actúa sobre el total del área de la base. El "coeficiente de subpresión", definido en forma similar al coeficiente de presión interna, será $f = 1.00$. En caso de considerar el peso específico del material de la presa parcialmente saturado, deberá restarse, al coeficiente de subpresión, la parte correspondiente al peso adicional del agua que satura la presa, $f = 0.93$ en caso de concreto.

La fuerza generada por la subpresión, al igual que la resultante de la presión interna, es un efecto desestabiliza-



dor y también puede considerársele como una fuerza externa. La fuerza producida por la subpresión es igual a

$$U = \frac{1}{2} f \cdot \gamma_w \cdot H \cdot b \cdot t \quad (12)$$

donde:

- U fuerza resultante de la subpresión.
- f coeficiente de subpresión.

Esta fuerza se aplica a $b/3$ de la cara de aguas arriba de la presa (Fig.8).

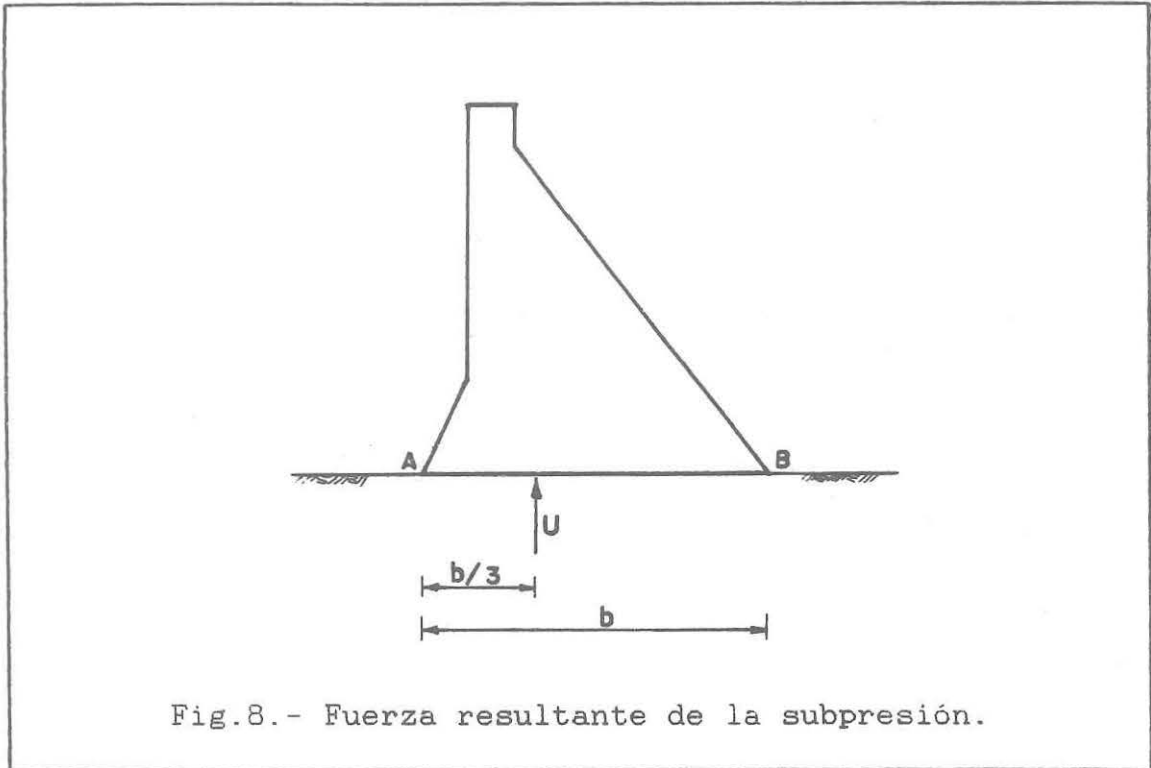


Fig.8.- Fuerza resultante de la subpresión.

1.3. EFECTO SISMICO

Durante la vibración de una presa, producida por un sismo, se generan "fuerzas de inercia" debido a los cambios súbitos de velocidad y a las altas aceleraciones que se presentan. Estas fuerzas deben aplicarse, tanto al agua del embalse como a la presa, en la dirección y en las condiciones más desfavorables, como se comenta a continuación.

En la situación de diseño, la aceleración horizontal genera fuerzas de inercia orientadas hacia aguas abajo cuando el reservorio está lleno; y, cuando está vacío, hacia aguas arriba. Además, la aceleración vertical de la fundación puede producir una fuerza de inercia dirigida hacia arriba, lo cual equivale a una disminución del peso de la estructura y del

agua alojada sobre su cara anterior, o dirigida hacia abajo motivando el efecto contrario.

El proceso de vibración de la presa afecta, fundamentalmente, las zonas que presentan discontinuidades en el perfil transversal, como el encuentro de la cresta con el cuerpo de la presa. En esta zona se producen concentraciones de esfuerzos de compresión, en el lado de aguas abajo, y de tracción en el de aguas arriba. Es por esto que es recomendable suavizar esta transición y, en lo posible, disminuir la masa de la cresta, de cuya magnitud depende en gran parte la vulnerabilidad sísmica de esta zona de la presa.

De acuerdo a P. Novak³, las ondas sísmicas tienen una frecuencia que oscila entre 1 y 10 Hz, por lo que la posibilidad de resonancia se presenta únicamente en presas altas, cuya frecuencia propia de vibración se encuentre dentro del rango de la sollicitación. Es recomendable, entonces, analizar la posibilidad de resonancia, aunque su ocurrencia sea poco probable, únicamente en presas altas; mientras que se considera innecesario evaluar este riesgo en presas de menos de 40 m de altura. Se ha afirmado que la resonancia en este tipo de estructuras es improbable, principalmente porque la sollicitación es irregular en frecuencia, magnitud y dirección, y porque el amortiguamiento interno de la presa reduce considerablemente los desplazamientos.

Durante mucho tiempo ha sido de uso común el análisis sísmico de tipo estático; esto es, reemplazar las fuerzas de inercia que se presentan durante la sollicitación dinámica, por un sistema de fuerzas estáticas que se considere equivalente. La confiabilidad del análisis depende de la bondad del modelo

³ Novak P., A. Moffat, C. Nalluri y R. Narayanan, "Hydraulic Structures" (1990).

utilizado para determinar las fuerzas estáticas. Es evidente que las simplificaciones del modelo introducen errores.

El modelo en el que nos basamos para el análisis estático que presentamos más adelante, supone una estructura rígida, sin desplazamientos relativos internos y con un movimiento igual al de la fundación. La precisión del análisis, entonces, dependerá de la rigidez de la presa y, en general, de la equivalencia entre el modelo y el prototipo.

Es previsible que el interés en la precisión de los resultados aumente con la importancia de la estructura. Esto es, a mayor importancia, mayor precisión; lo que se puede conseguir mediante un análisis dinámico o una sofisticación del modelo del análisis estático.

En estructuras de mayor importancia y en caso de sismo considerable, que gobierne el diseño en lo fundamental, es probable que la flexibilidad de la estructura introduzca errores mayores que los tolerables. En estos casos podría considerarse necesario un análisis dinámico.

En estructuras de mayor importancia y en caso de sismo leve, que no gobierne el diseño, no se requerirá de resultados muy precisos, siendo suficiente un análisis sísmico de tipo estático.

Por último, en estructuras de importancia menor, en las que no se exija gran precisión en los resultados, también es muy probable que un análisis estático sea suficiente, por cuanto los errores que genera son menores que los tolerables.

1.3.1. COMPONENTE HORIZONTAL DEL SISMO

La componente horizontal de un sismo producirá, en la masa de la presa ubicada sobre el plano horizontal en estudio, una fuerza de inercia horizontal máxima EW_h , cuyo valor será igual a la masa considerada multiplicada por su aceleración máxima (Fig.9). Nótese que, según nuestro modelo, esta aceleración es igual a la aceleración máxima de la cimentación. Esta fuerza actuará en el centro de gravedad de la masa en cuestión y será igual a

$$EW_h = \pm \phi_h \cdot W \quad (13)$$

donde:

EW_h fuerza de inercia horizontal máxima del cuerpo de la presa.

ϕ_h aceleración horizontal máxima del sismo dividida entre la aceleración de la gravedad.

La aceleración horizontal máxima del sismo debe determinarse en función de la sismicidad de la zona, de la probabilidad de daño admisible y de la vida útil de la presa.

En la TABLA 1 se presentan algunos valores de ϕ_h en función de la intensidad del sismo según la escala modificada de Mercalli. Debe indicarse, sin embargo, que estos valores son meramente referenciales, teniéndose evidencia de la necesidad de considerar, en casos extremos, valores mayores que los indicados. Al respecto, podemos mencionar que en el Japón, en zonas de alto riesgo sísmico, se ha llegado a considerar $\phi_h = 0.4$. Asimismo, se tiene conocimiento del daño severo que sufrió la Presa Koyna, India, en 1967, debido a un sismo cuya aceleración horizontal máxima fue igual a la mitad de la ace-

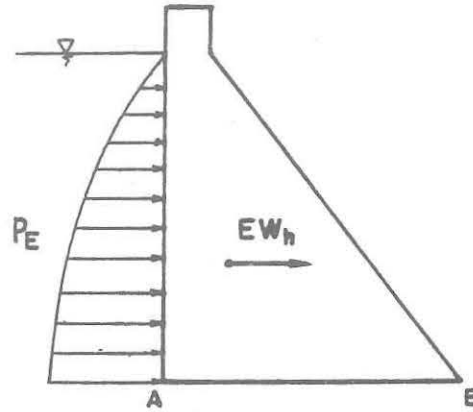


Fig.9.- Fuerza de inercia (horizontal) del cuerpo de la presa y empuje hidrodinámico.

lización de la gravedad, $\phi_h = 0.5$.

Paralelamente a la fuerza de inercia, el agua ejercerá un empuje hidrodinámico P_E , perpendicular a la cara de la presa, debido a su tendencia a permanecer en reposo cuando la presa vibra (Fig.9). Esta sobrepresión puede expresarse como

$$P_E = C_E \cdot \phi_h \cdot \gamma_w \cdot H \quad (14)$$

donde:

- P_E presión originada por el empuje hidrodinámico.
- C_E coeficiente del empuje hidrodinámico, que depende fundamentalmente de la profundidad relativa y/H y de la inclinación de la cara de la presa. Puede incluirse también, en este coeficiente, la influencia de alguna otra variable que se considere relevante.

TABLA 1 : VALORES DE ϕ_n vs. INTENSIDAD DEL SISMO

Intensidad del sismo (Escala modificada de Mercalli)	ϕ_n
---	0.00
VI	0.05
VII	0.10
VIII-IX	0.15-0.2

Fuente: P. Novak, A. Moffat, C. Nalluri y R. Narayanan, "Hydraulic Structures" (1990).

y profundidad de un punto, o de un plano horizontal, genérico, medida desde la superficie del agua.

El análisis de un elemento diferencial de la cara de aguas arriba de la presa (Fig.10) permitirá determinar la fuerza ejercida por el agua durante el sismo. Las componentes horizontal dEP_h y vertical dEP_v de esta fuerza, en el elemento diferencial de la cara de aguas arriba, serán

$$dEP_h = t \cdot p_E \cdot dy \quad (15)$$

$$dEP_v = t \cdot p_E \cdot \text{tg}\phi_u \cdot dy \quad (16)$$

por lo que las fuerzas totales (Fig.11) serían

$$EP_h = t \int_0^h p_E \cdot dy \quad (17)$$

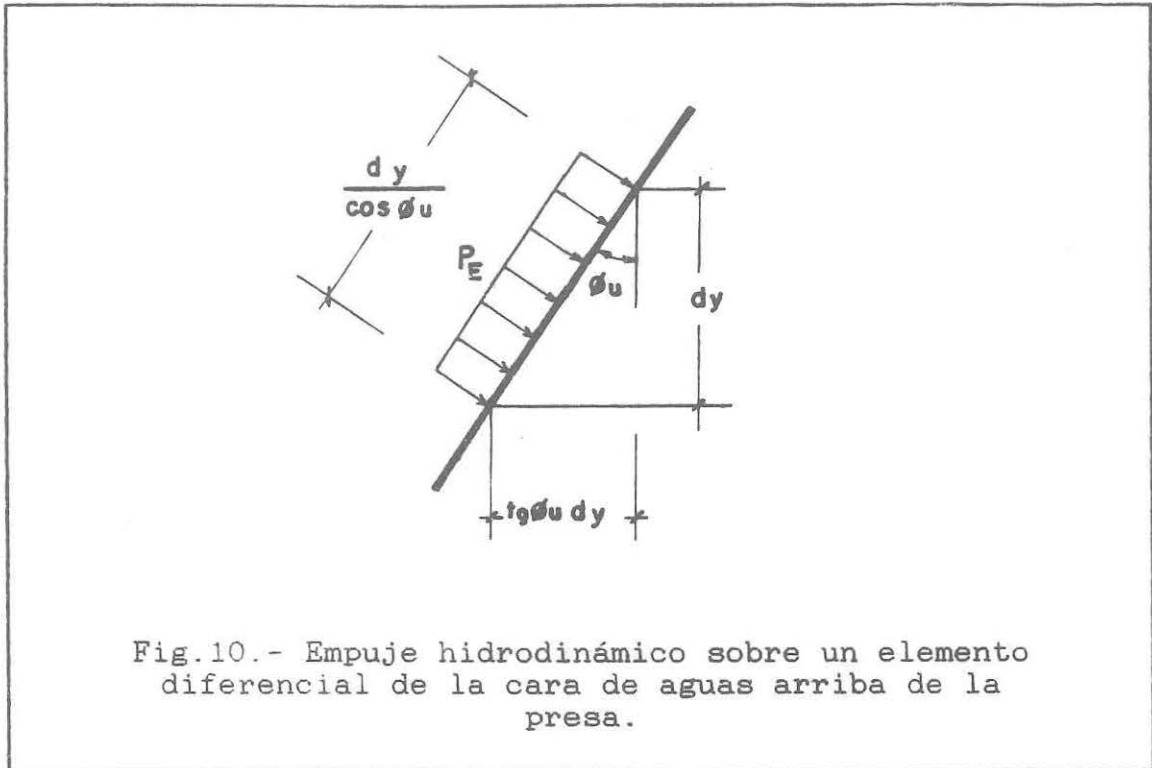


Fig.10.- Empuje hidrodinámico sobre un elemento diferencial de la cara de aguas arriba de la presa.

$$EP_v = t \int_0^h p_E \cdot tg \phi_u \cdot dy \quad (18)$$

donde:

- EP_h componente horizontal de la fuerza resultante del empuje hidrodinámico.
- EP_v componente vertical de la fuerza resultante del empuje hidrodinámico.
- ϕ_u ángulo formado por la cara de aguas arriba de la presa y la vertical, a la profundidad en que se evalúa la presión.

El punto de aplicación de la componente horizontal **EP_h** estará ubicado a una profundidad **h*** (Fig.11) igual a

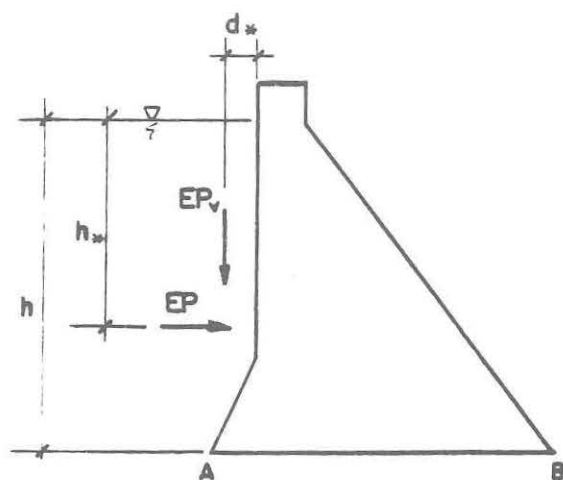


Fig.11.- Fuerza resultante del empuje hidrodinámico.

$$h_* = \frac{\int_0^h p_E \cdot y \cdot dy}{\int_0^h p_E \cdot dy} \quad (19)$$

mientras que el punto de aplicación de la componente vertical EP_v estará a una distancia horizontal d_* (Fig.11) del punto de encuentro de la superficie del agua con la cara de la presa, igual a

$$d_* = \frac{\int_0^h p_E \cdot y \cdot \text{tg} \theta \cdot \text{tg} \phi_u \cdot dy}{\int_0^h p_E \cdot \text{tg} \phi_u \cdot dy} \quad (20)$$

donde:

- h* profundidad del punto de aplicación de EP_h .
- d* ubicación del punto de aplicación de EP_v (Fig.11).
- θ ángulo que forma la cuerda de la cara de aguas arriba de la presa, desde la superficie del agua hasta la profundidad y, con la vertical (Fig.12).

Distintos investigadores han propuesto diferentes fórmulas para evaluar la sobrepresión p_E . Analizaremos aquí los planteamientos de C.N. Zangar y H.M. Westergaard por ser los de uso más frecuente.

A. Modelo de C.N. Zangar

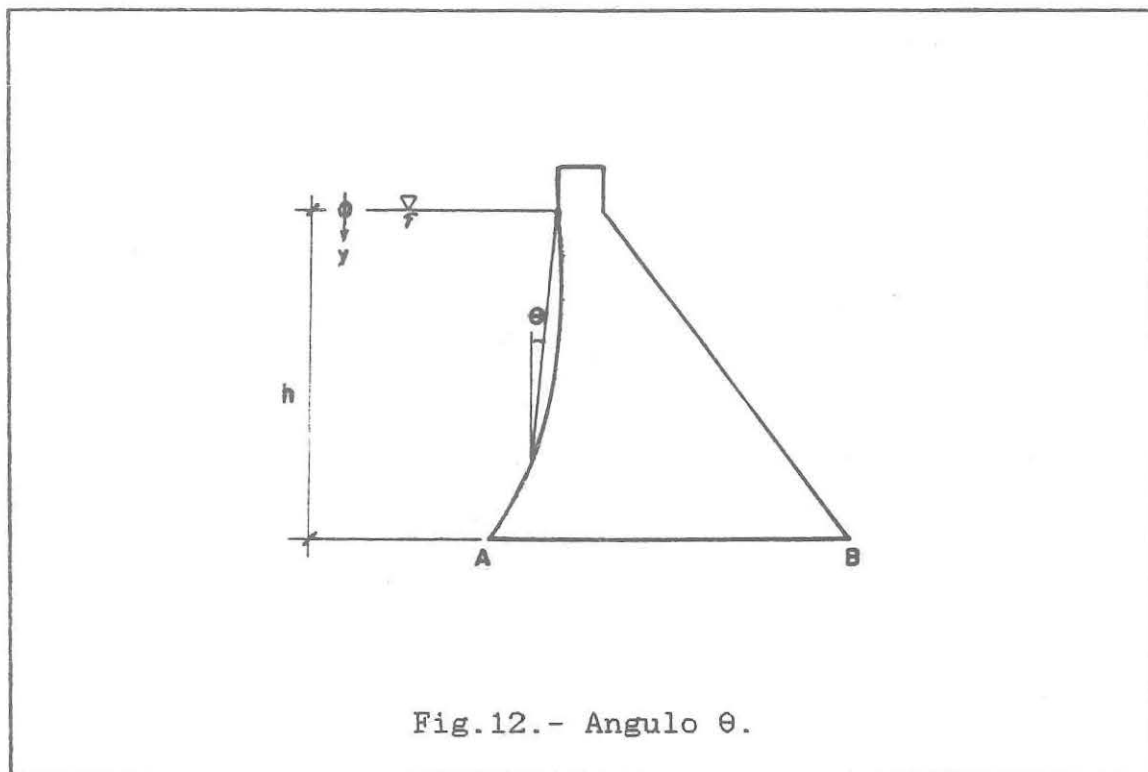
Si hacemos la simplificación de considerar la componente horizontal del sismo armónica, el coeficiente de sobrepresión sísmica C_E , de acuerdo a C.N. Zangar⁴, es

$$C_E = g(\theta') \cdot f(\alpha) \quad (21)$$

$$g(\theta') = 0.0193 (90^\circ - \theta')^{0.808} \quad (22)$$

$$f(\alpha) = \frac{1}{2} [\alpha(2-\alpha) + \sqrt{\alpha(2-\alpha)}] \quad (23)$$

⁴ C.N. Zangar, "Hydrodynamic Pressures on Dams due to Horizontal Earthquakes" (1952).



$$\alpha = \frac{y}{H} \quad (24)$$

donde:

α influencia de la inclinación de la cara de aguas arriba en el coeficiente de sobrepresión sísmica.

θ' ángulo, en grados sexagesimales, entre la cara de la presa y la vertical. En caso de que la cara de la presa tenga una inclinación variable, se le deberá considerar como vertical si más de la mitad lo es; de lo contrario, como inclinada, con un ángulo igual al que forme la vertical y la línea que une la superficie del agua en la cara de la presa con el pie de la presa (Fig.13). Nótese que el valor de θ' es único para toda la sección vertical de la presa y no depende de la profundidad h

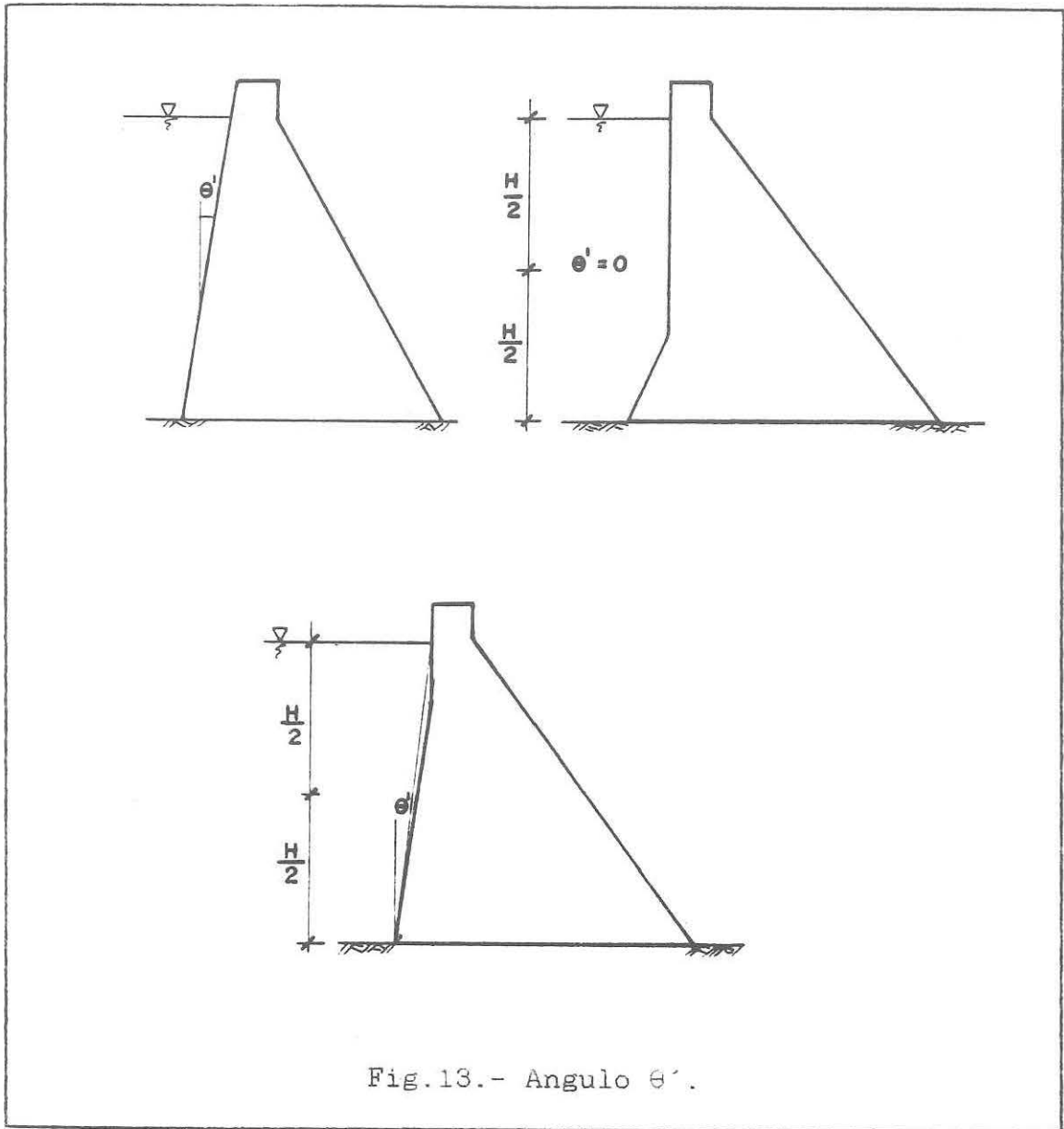


Fig.13.- Angulo θ' .

del plano horizontal en estudio.

- f(α) influencia de la profundidad relativa en el coeficiente de sobrepresión sísmica.
- α profundidad relativa.

A.1. Componente Horizontal de la Fuerza

La fuerza horizontal EP_h , según las ecuaciones 17, 14 y 21, puede escribirse como

$$EP_h = t \int_0^h g(\theta) \cdot f(\alpha) \cdot \phi_h \cdot \gamma_w \cdot H \cdot dy \quad (25)$$

lo que, considerando las ecuaciones 22, 23 y 24, es igual a

$$EP_h = \frac{1}{2} \cdot t \cdot \phi_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 \cdot I_1 \quad (26)$$

donde:

$$I_1 = g(\theta) \int_0^{h/H} [\alpha(2-\alpha) + \sqrt{\alpha(2-\alpha)}] \cdot d\alpha \quad (27)$$

Análogamente podemos determinar la ubicación del punto de aplicación de esta fuerza que, según las ecuaciones 19, 14, 21, 22, 23 y 24, puede escribirse como

$$h_s = h \cdot I_2 \quad (28)$$

donde:

$$I_2 = \frac{\int_0^{h/H} \alpha [\alpha (2-\alpha) + \sqrt{\alpha (2-\alpha)}] d\alpha}{\frac{h}{H} \int_0^{h/H} [\alpha (2-\alpha) + \sqrt{\alpha (2-\alpha)}] d\alpha} \quad (29)$$

El valor de I_2 oscila entre 0.60 y 0.62, siendo 0.61 un valor satisfactorio para efectos prácticos.

A.2. Componente Vertical de la Fuerza

La fuerza vertical EP_v , según las ecuaciones 18, 14 y 21, es igual a

$$EP_v = t \int_0^h g(\theta) \cdot f(\alpha) \cdot \phi_h \cdot \gamma_w \cdot H \cdot \text{tg} \Phi_u \cdot dy \quad (30)$$

lo que, considerando las ecuaciones 22, 23 y 24, puede expresarse como

$$EP_v = \frac{1}{2} t \cdot \phi_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 \cdot I_3 \quad (31)$$

donde:

$$I_3 = g(\theta) \int_0^{h/H} [\alpha(2-\alpha) + \sqrt{\alpha(2-\alpha)}] \operatorname{tg}\Phi_u \cdot d\alpha \quad (32)$$

La posición del punto de aplicación de la componente vertical, según la ecuación 20 y las expresiones 14, 21, 22, 23 y 24, es

$$d_v = h \cdot I_4 \quad (33)$$

donde:

$$I_4 = \frac{\int_0^{h/H} \operatorname{tg}\theta \cdot \operatorname{tg}\Phi_u \cdot \alpha [\alpha(2-\alpha) + \sqrt{\alpha(2-\alpha)}] d\alpha}{\frac{h}{H} \int_0^{h/H} \operatorname{tg}\Phi_u [\alpha(2-\alpha) + \sqrt{\alpha(2-\alpha)}] d\alpha} \quad (34)$$

En el caso particular en que la cara anterior de la presa sea plana, es decir $\operatorname{tg}\Phi_u = \operatorname{tg}\theta = \text{constante}$, podrá decirse

$$I_3 = \operatorname{tg}\Phi_u \cdot I_1 \quad (35)$$

lo que equivale a $EP_v = \operatorname{tg}\Phi_u EP_h$ y también

$$I_4 = \operatorname{tg}\Phi_u \cdot I_2 \quad (36)$$

Nótese que, de acuerdo a las expresiones 32 y 34, para considerar la cara anterior plana es suficiente que lo sea por

sobre el plano horizontal en estudio (Fig.14), puesto que esto permitirá colocar fuera de la integral los términos $tg\theta$ y $tg\Phi_u$. En este caso Φ_u y θ no necesariamente deben ser iguales a θ' .

B. Modelo de H.M. Westergaard

Por otro lado H.M. Westergaard⁵ propone otra fórmula para evaluar el coeficiente de sobrepresión sísmica C_E . Según este modelo se tiene

$$C_E = \frac{g(\theta) \cdot f(\alpha)}{\sqrt{1 - 7.75 (H/1000 t_E)^2}} \quad (37)$$

$$g(\theta) = 0.845 \cdot \exp(-1.526 \operatorname{tg}\theta) \quad (38)$$

$$f(\alpha) = \sqrt{\alpha} \quad (39)$$

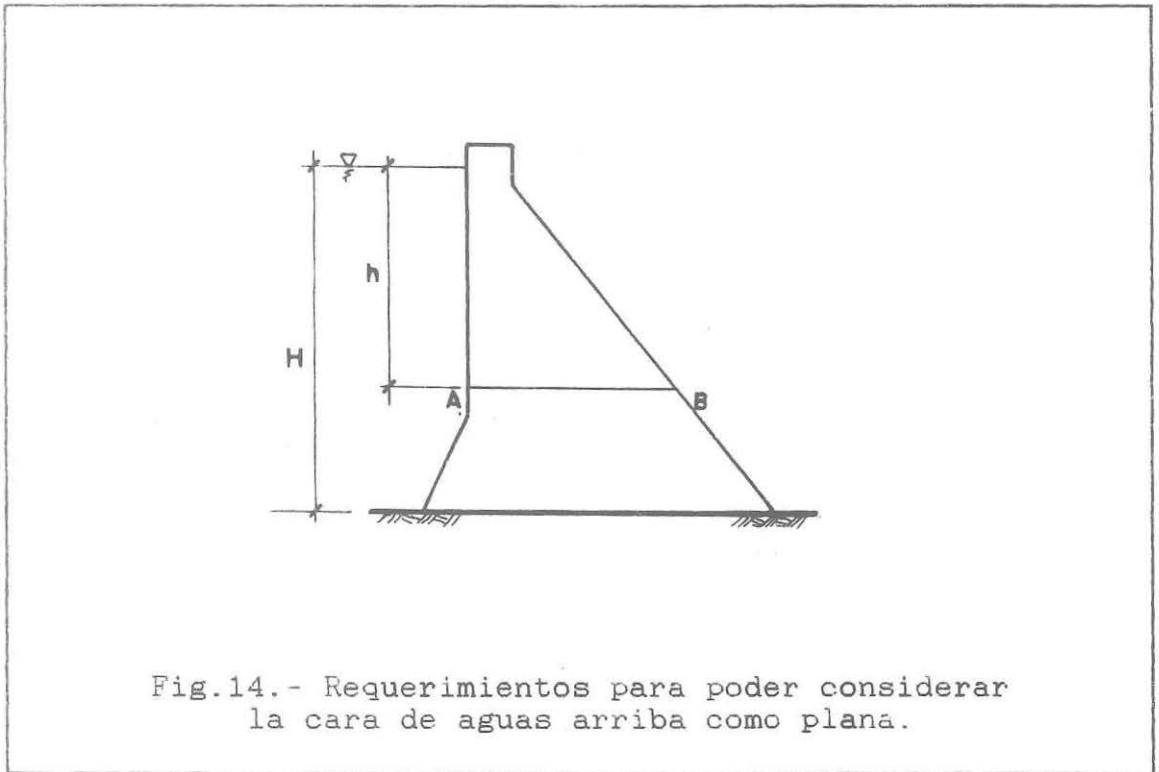
$$\alpha = \frac{y}{H} \quad (24)$$

donde:

$g(\theta)$ influencia de la inclinación de la cara de aguas arriba en el coeficiente de sobrepresión sísmica.

t_E período del sismo en segundos.

⁵ H.M. Westergaard, "Water Pressures on Dams During Earthquakes" (1933).



Nótese que el valor de θ puede ser variable con la profundidad, no siendo único para toda la sección.

B.1. Componente Horizontal de la Fuerza

La fuerza horizontal EP_h , según las ecuaciones 17, 14 y 37 puede escribirse como

$$EP_h = t \int_0^h \frac{g(\theta) \cdot f(s)}{\sqrt{1 - 7.75 (H/1000t_p)^2}} \phi_h \cdot \gamma_w \cdot H \cdot dy \quad (40)$$

lo que, considerando las ecuaciones 38, 39 y 24, es igual a

$$EP_h = \frac{\frac{1}{2} t \cdot \phi_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 \cdot I_1}{\sqrt{1 - 7.75 (H/1000 t_E)^2}} \quad (41)$$

donde:

$$I_1 = 2 \int_0^{h/H} g(\theta) \sqrt{\alpha} \cdot d\alpha \quad (42)$$

En forma similar se puede determinar la profundidad h_* del punto de aplicación de esta fuerza que, según la ecuación 19 y las expresiones 14, 37, 38, 39 y 24, es igual a

$$h_* = h \cdot I_2 \quad (43)$$

donde:

$$I_2 = \frac{\int_0^{h/H} \alpha \cdot g(\theta) \cdot \sqrt{\alpha} \cdot d\alpha}{\frac{h}{H} \int_0^{h/H} g(\theta) \cdot \sqrt{\alpha} \cdot d\alpha} \quad (44)$$

En caso de que la cara anterior sea plana entre la superficie del agua y el nivel del plano horizontal en estudio, es decir, $\text{tg}\theta = \text{constante}$, se tendrá

$$I_1 = 1.33 g(\theta) \left(\frac{h}{H}\right)^{1.5} \quad (45)$$

$$I_2 = 0.60 \quad (46)$$

B.2. Componente Vertical de la Fuerza

La fuerza vertical EP_v , según las ecuaciones 18, 14 y 37, puede escribirse como

$$EP_v = t \int_0^h \frac{g(\theta) \cdot f(\alpha)}{\sqrt{1 - 7.75 (H/1000 t_E)^2}} \phi_h \cdot \gamma_w \cdot H \cdot \operatorname{tg} \Phi_u \cdot dy \quad (47)$$

lo que, considerando las ecuaciones 38, 39 y 24, es igual a

$$EP_v = \frac{\frac{1}{2} t \cdot \phi_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 \cdot I_3}{\sqrt{1 - 7.75 (H/1000 t_E)^2}} \quad (48)$$

donde:

$$I_3 = 2 \int_0^{h/H} g(\theta) \cdot \sqrt{\alpha} \cdot \operatorname{tg} \Phi_u \cdot d\alpha \quad (49)$$

El punto de aplicación de la fuerza vertical EP_v , según la ecuación 20 y las expresiones 14, 37, 38, 39 y 24, está determinado por

$$d_v = h \cdot I_4 \quad (50)$$

donde:

$$I_4 = \frac{\int_0^{h/H} \alpha \cdot \operatorname{tg} \theta \cdot \operatorname{tg} \Phi_u \cdot g(\theta) \cdot \sqrt{\alpha} \cdot d\alpha}{\frac{h}{H} \int_0^{h/H} \operatorname{tg} \Phi_u \cdot g(\theta) \cdot \sqrt{\alpha} \cdot d\alpha} \quad (51)$$

Por último, si la cara de aguas arriba de la presa es plana, $\operatorname{tg} \Phi_u = \operatorname{tg} \theta = \text{constante}$, se tendrá, al igual que en el caso anterior,

$$I_3 = I_1 \cdot \operatorname{tg} \Phi_u \quad (35)$$

$$I_4 = I_2 \cdot \operatorname{tg} \Phi_u \quad (36)$$

C. COMPARACION DE LOS MODELOS DE ZANGAR Y WESTERGAARD

El análisis comparativo del modelo de Zangar y del de Westergaard, nos indica una gran similitud entre los valores de las fuerzas que se determinan.

En el Gráfico 2 se presentan las funciones $g(\theta)$ de Zangar y $g(\theta)$ de Westergaard, correspondientes a las ecuaciones 22 y 38. Puede notarse que para inclinaciones pequeñas de la cara de aguas arriba, la función según Westergaard es ligeramente mayor. Cuando la cara es vertical la diferencia entre ambas es del 15%, mientras que, para un ángulo de 8° , son iguales.

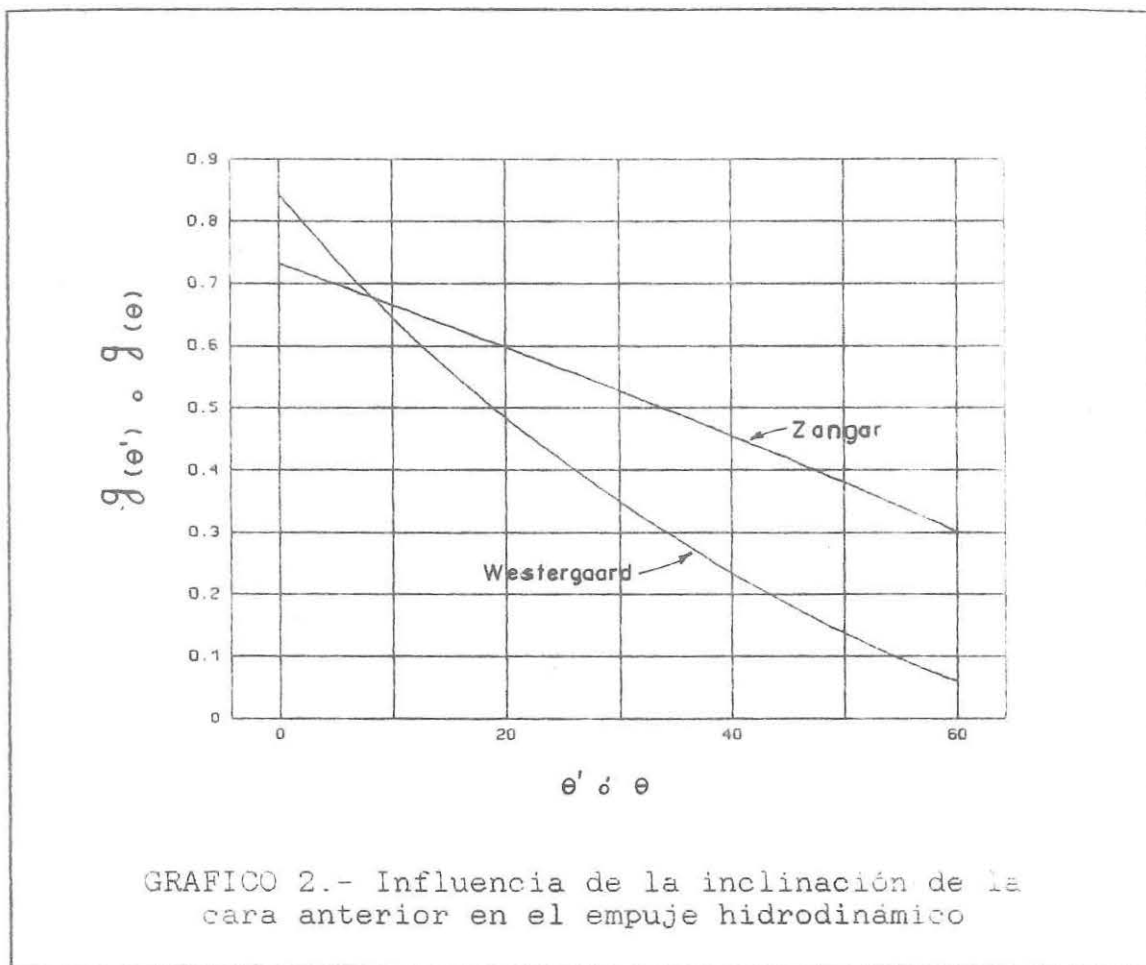
Tabla 2 : VALORES DE $I_1/g(\theta)$ Y DE I_2 vs. h/H

Tabulación de las ecuaciones 27 y 29 de Zangar, y 45 y 46 de Westergaard.

$\frac{h}{H}$	Zangar		Westergaard*	
	$\frac{I_1}{g(\theta)}$	I_2	$\frac{I_1}{g(\theta)}$	I_2
0.05	0.013	0.608	0.015	0.600
0.10	0.039	0.615	0.042	0.600
0.15	0.075	0.615	0.077	0.600
0.20	0.119	0.617	0.119	0.600
0.25	0.170	0.619	0.167	0.600
0.30	0.228	0.619	0.219	0.600
0.35	0.292	0.618	0.276	0.600
0.40	0.361	0.618	0.337	0.600
0.45	0.436	0.616	0.402	0.600
0.50	0.514	0.616	0.471	0.600
0.55	0.597	0.614	0.544	0.600
0.60	0.683	0.613	0.620	0.600
0.65	0.772	0.612	0.699	0.600
0.70	0.863	0.611	0.781	0.600
0.75	0.958	0.609	0.866	0.600
0.80	1.053	0.608	0.954	0.600
0.85	1.151	0.606	1.045	0.600
0.90	1.249	0.604	1.138	0.600
0.95	1.349	0.602	1.235	0.600
1.00	1.448	0.600	1.333	0.600

* Estos valores se aplican sólo en caso de que la cara anterior de la presa sea plana entre la superficie del agua y el nivel del plano horizontal en estudio.

La influencia de la profundidad en la distribución de la sobrepresión; está dada por las funciones $f(\alpha)$ señaladas en las ecuaciones 23 para Zangar y 39 para Westergaard. En el Gráfico 3 se verifica que según Zangar, las presiones son mayores en un 10% aproximadamente. Esta diferencia no es tan



clara cerca de la superficie y del fondo. Este efecto puede notarse también en el Gráfico 4, en el que el coeficiente de la fuerza $I_1/g(\theta)$ para el caso de Zangar es mayor, ahora es un 9%. Los coeficientes $I_1/g(\theta)$ graficados corresponden a las ecuaciones 27 para Zangar y 45 para Westergaard, considerando, en este segundo caso, la cara de la presa plana.

Puede notarse que ambos efectos, el de la inclinación de la cara de aguas arriba y el de la profundidad, se compensan parcialmente; determinándose fuerzas prácticamente iguales en caso de inclinaciones pequeñas (menores que 5°) de la cara de aguas arriba.

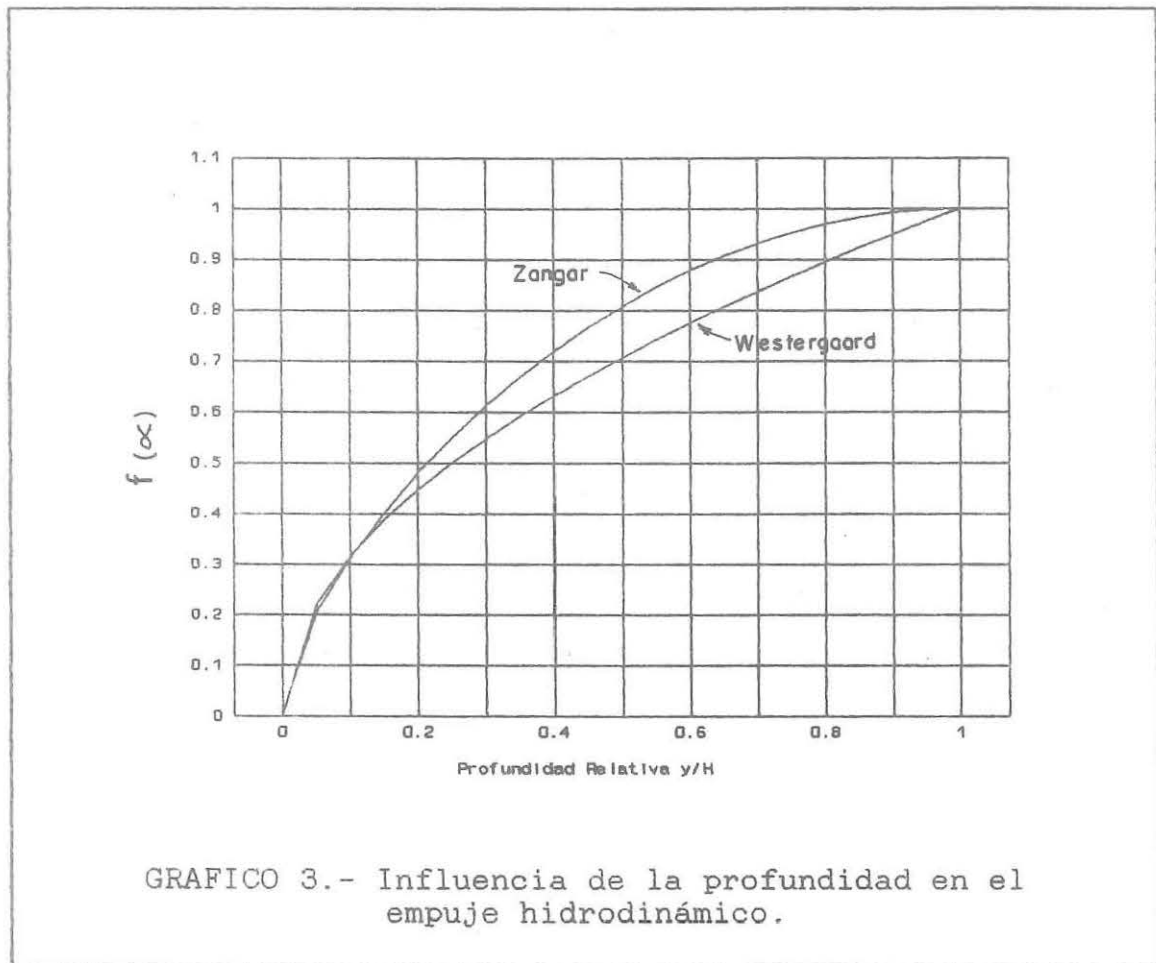


GRAFICO 3.- Influencia de la profundidad en el empuje hidrodinámico.

Debe considerarse además, que, según la ecuación 37 del modelo de Westergaard, el denominador del coeficiente de sobrepresión sísmica C_E aumenta ligeramente los valores de las fuerzas calculadas.

1.3.2. COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO

Se considerará que la componente vertical del sismo afecta a la masa de la estructura y al agua situada sobre la cara de la presa. Esto se manifiesta como un aumento o disminución de sus pesos, proporcional a la aceleración del sismo. Se ten-

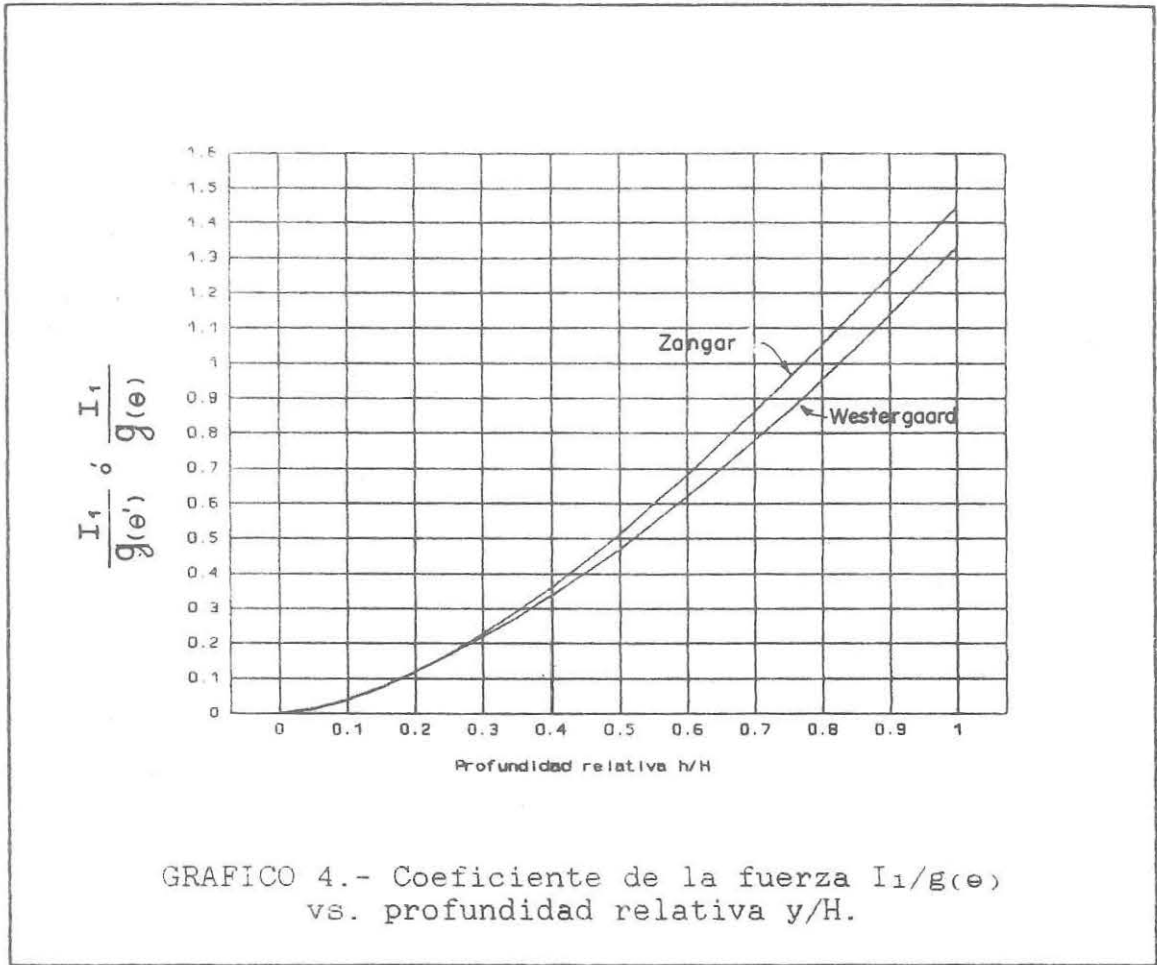


GRAFICO 4.- Coeficiente de la fuerza $I_1/g(\theta)$ vs. profundidad relativa y/H .

dria. entonces, unos pesos EW_v y EWP_v adicionales, tanto para la presa como para el agua que, para la condición de diseño, serían iguales a

$$EW_v = \pm \phi_v \cdot W \quad (52)$$

$$EWP_v = \pm \phi_v \cdot P_v \quad (53)$$

donde:

EW_v fuerza de inercia vertical máxima del cuerpo de la presa.

- EWP_v fuerza de inercia vertical máxima del agua situada sobre la cara de aguas arriba de la parte de la presa considerada.
- ϕ_v aceleración vertical máxima del sismo dividida entre la aceleración de la gravedad.

La aceleración vertical máxima del sismo debe determinarse en función de la sismicidad de la zona, de la probabilidad de daño admisible y de la vida útil de la presa. Es práctica común, por simplicidad en el análisis de presas, asumir la aceleración vertical del sismo igual a la mitad de la aceleración horizontal, es decir

$$\phi_v = \frac{1}{2} \phi_h \quad (54)$$

El aumento o disminución de los pesos del cuerpo de la presa o del agua, deberá seleccionarse de modo que siempre se analice la condición más desfavorable.

Debido a la poca masa de agua que se ve afectada por la vibración vertical de la presa, no se considera empuje hidrodinámico en este caso.

1.4. SOLICITACIONES SECUNDARIAS

Se denominan solicitaciones secundarias a aquellas cuya magnitud no suele ser determinante en el diseño de la estructura. Es frecuente, incluso, que no actúen o que, de hacerlo, sean tan pequeñas que se les considere despreciables. Puede existir el caso, sin embargo, en el que estas solicitaciones secundarias tengan una influencia que no pueda obviarse.

Entre las principales sollicitaciones secundarias tenemos la presión del sedimento del embalse, el impacto del oleaje, la presión del hielo, entre otras. Las fuerzas correspondientes a estos efectos serán analizadas a continuación.

1.4.1. PRESION DEL SEDIMENTO DEL EMBALSE

El sedimento del embalse provoca una presión, sobre la cara de la presa, adicional a la presión hidrostática. Un criterio, bastante simplificado, para evaluar la fuerza S_{sed} resultante de esta presión, considera que la componente vertical es despreciable y que únicamente es relevante la acción horizontal. Según este criterio tendríamos

$$S_{sed} = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma'_{sed} \cdot h^2_{sed} \quad (55)$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen} \phi'_{sed}}{1 + \text{sen} \phi'_{sed}} \quad (56)$$

donde:

S_{sed} fuerza resultante de la presión del sedimento del embalse.

K_a coeficiente de empuje activo.

γ'_{sed} peso específico sumergido del sedimento.

h_{sed} distancia vertical entre la superficie del sedimento y el nivel del plano horizontal en estudio.

ϕ'_{sed} ángulo de fricción interna del sedimento.

Esta fuerza actúa horizontalmente a $h_{sed}/3$ por sobre el plano horizontal en estudio.

Un valor referencial del peso específico sumergido del sedimento γ'_{sed} , correspondiente a un peso específico de los sólidos de 2.65 Tn/m^3 y a una porosidad de 0.4, es de 1 Tn/m^3 .

Es evidente que el criterio utilizado perderá precisión conforme aumente la inclinación de la cara de aguas arriba.

La fuerza S_{sed} , resultante de la presión del sedimento, no actuará cuando el nivel del sedimento se sitúe por debajo del plano horizontal en estudio.

1.4.2. IMPACTO DEL OLAJE

El oleaje, al impactar sobre la presa, ejercerá una fuerza S_{ola} que dependerá, fundamentalmente, de la altura de la ola y de la inclinación de la cara de la presa.

Cuando la superficie sobre la que golpea la ola es inclinada, como en un rompeolas o en una presa de terraplén, parte de la energía se disipa en el movimiento ascendente del agua, disminuyendo el efecto del golpe.

Si la ola impacta sobre una superficie vertical, puede afirmarse que

$$S_{ola} = 2 \cdot \gamma_w \cdot H_o^2 \quad (57)$$

donde:

S_{ola} fuerza generada por el impacto del oleaje.

H_s altura significativa de la ola, definida como el promedio del tercio superior del total de las olas.

Esta fuerza actuará horizontalmente al nivel de la superficie del agua.

La altura significativa de la ola H_{01a} dependerá de la velocidad del viento y de la mayor distancia que puede recorrer éste sobre el embalse (fetch). El valor de la altura significativa de la ola puede obtenerse de la Tabla 3.

1.4.3. PRESION DEL HIELO

En las zonas en las que existe la posibilidad de formación de una capa de hielo en la superficie del agua, el análisis debe considerar la presión que ejerce esta capa sobre la presa.

La fuerza resultante S_{ice} de la presión del hielo depende de muchas variables, como el espesor de la capa de hielo, el confinamiento lateral, la radiación solar, los cambios de temperatura, la velocidad y dirección del viento, etc. Esto dificulta el hacer un cálculo preciso de la magnitud de la fuerza, por lo que se sugieren únicamente aproximaciones a los verdaderos valores.

El United States Bureau of Reclamation (U.S.B.R.)⁶ recomienda tomar una presión de 15 Tn/m², por lo que la fuerza S_{ice} resultante sería

⁶ United States Bureau of Reclamation (U.S.B.R.), "Design of Gravity Dams" (1976).

TABLA 3 : ALTURA SIGNIFICANTE DE LA OLA H_s (m) vs. VELOCIDAD DEL VIENTO (m/s) Y FETCH (Km).

Fetch(Km)	Velocidad del viento (m/s)			
	10	15	20	30
0.1	0.06	0.12	0.17	0.26
0.2	0.11	0.16	0.22	0.34
0.4	0.16	0.23	0.32	0.47
1.0	0.24	0.35	0.47	0.72
2.0	0.32	0.48	0.66	1.00
4.0	0.45	0.67	0.94	1.40
10.0	0.67	1.06	1.43	2.15

Fuente: Institution of Civil Engineers (I.C.E.), "Floods and Reservoir Safety" (1978).

$$S_{ice} = 15Tn/m^2 \cdot t \cdot e \quad (58)$$

donde:

S_{ice} fuerza resultante de la presión del hielo.

e espesor de la capa de hielo.

Esta fuerza actúa horizontalmente al nivel de la superficie del agua.

Puede considerarse que para espesores de la capa de hielo menores que 0.4 m, la fuerza S_{ice} es despreciable.

2. CONDICIONES DE CARGA

La determinación de las condiciones de carga con las que debe analizarse una presa es una etapa fundamental en el diseño, y es una decisión del proyectista en función de las particularidades del caso.

Las presas de gravedad deben diseñarse para distintas condiciones de carga. Cada condición de carga constituye una posible combinación de fuerzas. El considerar, en una condición de carga, fuerzas de ocurrencia simultánea muy improbable puede ser una alternativa demasiado conservadora, que no sea necesario analizar. Es por esto que es importante determinar las condiciones de carga, de modo que se satisfagan los requerimientos de economía y de seguridad.

El United States Bureau of Reclamation (U.S.B.R.)⁷ recomienda el análisis de las siguientes condiciones de carga:

i) **NORMAL:** considera el nivel normal del agua en el reservorio (nivel de la cresta del aliviadero) y las cargas muertas correspondientes.

ii) **INUSUAL:** considera el nivel máximo del agua en el reservorio (nivel durante la avenida de diseño) y las cargas muertas correspondientes. Esta condición debe evaluarse considerando el sistema de reducción de la presión interna y de la subpresión (drenes), operativo y obstruido; lo cual supone dos casos independientes.

⁷ United States Bureau of Reclamation (U.S.B.R.), "Design of Gravity Dams" (1976).

iii) **EXTREMA:** que considera el nivel normal del agua en el reservorio (nivel de la cresta del aliviadero), las cargas muertas correspondientes y las fuerzas generadas por el sismo de diseño. Esta condición debe evaluarse considerando obstruido el sistema de reducción de la presión interna y de la subpresión.

En caso de reservorio vacío, la condición crítica se presentará durante el sismo de diseño. Dado el carácter excepcional de la carga y el poco o nulo riesgo para la vida humana y para la propiedad (salvo la presa misma) que supone una falla en este caso, puede considerarse ésta como una condición de carga EXTREMA.

En todos los casos, para evaluar las sollicitaciones secundarias, deberá considerarse el nivel máximo que se espera alcancen los sedimentos en el embalse, una velocidad del viento promedio y un espesor de la capa de hielo también promedio.

CONCLUSIONES

En este texto hemos intentado exponer de una manera clara y concisa la forma de calcular la magnitud de las fuerzas más relevantes que actúan sobre la presa.

Con respecto al peso propio de la estructura, se ha visto que es recomendable considerar el peso específico saturado del material de la presa, para tomar en cuenta el peso del agua que satura la presa.

Por otro lado, con referencia a la acción del agua se planteado la equivalencia estática entre el sistema de fuerzas de flujo (fuerzas de cuerpo) que actúan sobre cada punto de la presa y el sistema de fuerzas (fuerzas de superficie) que actúan sobre las caras exteriores de la parte de la presa considerada. Esta equivalencia permite evaluar con facilidad las fuerzas producidas por la acción del agua, a la vez que pone de manifiesto el verdadero carácter de estas fuerzas que, en rigor, son fuerzas de cuerpo.

Con relación a la acción de la presión interna se ha considerado conveniente utilizar un valor de la porosidad superficial efectiva de 0.91, de acuerdo a Leliavsky. En caso de analizar la subpresión el valor que se recomienda es 1.00.

Adicionalmente, de considerar, como se indicó al inicio de estas conclusiones, el peso específico saturado del material de la presa al momento de evaluar el peso propio de la estructura, podrá afirmarse que tanto el coeficiente de presión interna como el de subpresión son iguales a la porosidad superficial efectiva, es decir a 0.91 y 1.00 respectivamente.

Fuerzas actuantes sobre las presas de gravedad.

Con respecto al efecto sísmico, creemos importante insistir en la necesidad de hacer análisis dinámicos cuando la importancia de la presa y la magnitud del sismo lo ameriten. En todo caso, con estructuras pequeñas o cuando el sismo no gobierna el diseño, el análisis sísmico de tipo estático, que planteamos aquí, es suficiente.

La evaluación del empuje hidrodinámico, mediante los modelos de Zangar y Westergaard, ha demostrado arrojar resultados muy similares. De hecho, la diferencia entre las fuerzas calculadas con ambas metodologías, suele ser de menos del 10%

Con referencia a las condiciones de carga recomendadas, se han tomado en cuenta las sugeridas por el United States Bureau of Reclamation (U.S.B.R.), tratando siempre de combinar los criterios de seguridad y economía.

Por último, quisieramos hacer hincapié en que la correcta evaluación de las fuerzas actuantes sobre la presa es fundamental para la determinación posterior de los esfuerzos y para el análisis de su estabilidad. Esto es lo que hace que esta etapa del diseño tenga tanta importancia.

BIBLIOGRAFIA

1. American Society of Civil Engineerings (A.S.C.E.) y United States Committee on Large Dams (U.S.C.O.L.D.). "Arch Dams. Embankment Dams. Concrete Gravity Dams." A.S.C.E., U.S.A. (1967).
2. Creager, W.P., J.D. Justin y J. Hinds. "Engineering for Dams". John Wiley and Sons Inc., Nueva York (1945).
3. Golzé, A.R.. "Handbook of Dam Engineering". Van Nostrand Reinhold Company, Nueva York (1977).
4. Gómez Navarro, J.L. y J.J. Aracil. "Saltos de Agua y Presas de Embalse". Publicaciones de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid (1945).
5. Hanna, F.W. y R.C. Kennedy. "Design of Dams". McGraw - Hill Book Company Inc., Nueva York (1938).
6. Leliavsky, S.. "Dams". Chapman and Hall Ltd., Londres (1981).
7. Novak P., A. Moffat, C. Nalluri y R. Narayanan. "Hydraulic Structures" Unwin Hyman Ltd., Londres (1990).
8. Portland Cement Association (P.C.A.). "Presas Pequeñas de Concreto". Editorial Limusa S.A., Méjico (1978).
9. Rescher, O.. "Concrete Dams". International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering (I.H.E.), Delft (1983).
10. Rescher, O.. "Design of Dams, Spillways and Outlets". International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering (I.H.E.), Delft (1983).
11. Schoklitsch, A.. "Construcciones Hidráulicas". Editorial Gustavo Gili S.A., Barcelona (1968).

Fuerzas actuantes sobre las presas de gravedad.

12. Thomas, H.H..
"The Engineering of Large Dams".
John Wiley and Sons Ltd., Londres (1976).
13. United States Department of the Interior - Bureau of
Reclamation (U.S.B.R.).
"Diseño de Presas Pequeñas".
C.E.C.S.A., Méjico (1966).
14. United States Department of the Interior - Bureau of
Reclamation (U.S.B.R.).
"Design Standars No.2. Concrete Dams".
U.S.B.R., Denver (1966).
15. Varlet, H..
"Presas de Embalse".
Interciencia, Madrid (1972).