

Presas de grava con pantalla de hormigón

F. RODRÍGUEZ-ROA (*); L. ÁLVAREZ (**)

RESUMEN En este estudio se analizan los aspectos más relevantes del comportamiento de la presa Santa Juana, situada sobre el río Huasco, al Norte de la ciudad de Santiago de Chile. Esta presa, construida por la empresa española AGROMAN, tiene una altura máxima de 100 m aproximadamente, y está compuesta por gravas compactadas. Como elementos impermeabilizantes dispone de una pantalla de hormigón sobre su talud de aguas arriba, de una "pared moldeada" que atraviesa el fluvial de fundación hasta la roca, y de un plinto que une el pie de la pantalla con la cabeza de la pared.

A objeto de poder predecir el comportamiento cinemático del conjunto pantalla-plinto-pared, durante la construcción del muro y llenado del embalse, se adaptó el conocido programa FEADAM, a los requerimientos de modelación de las juntas contempladas en el plinto. En este trabajo se examina, además, mediante el programa QUAD-4, la respuesta sísmica de dicha presa, incluyendo el efecto hidrodinámico en base a un procedimiento de cálculo simplificado.

GRAVEL-FILL DAMS WITH CONCRETE FACING

ABSTRACT The most relevant aspects concerning the response of Santa Juana dam are analyzed. This dam, located on the Huasco river North of Santiago, Chile, is a 100 m-high concrete-faced gravel-fill dam built by the Spanish firm AGROMAN. A cast-in-place concrete wall was employed as seepage cut-off in the foundation soil. The wall's crown was tied through a concrete plinth to the toe of the upstream concrete facing of the dam.

In order to predict the kinematic behaviour of the facing-plinth-wall arrangement during the construction stage and filling of the reservoir, the well-known FEADAM program had to be adapted to simulate the stress-strain behavior of the joints located in the plinth. The dynamic response of the dam was using the QUAD-4 program. In this analysis a simplified procedure was considered to include hydrodynamic effects.

Palabras clave: Gravas compactadas; Pantalla; Plinto; Pared.

1. INTRODUCCIÓN

Las presas de materiales sueltos de tipo zonificadas, conformadas por espaldones de grava y/o enrocado, y núcleos impermeables, adecuadamente proyectadas y construidas, han tenido un excelente comportamiento en Chile, incluso después de haber sido sometidas a movimientos sísmicos de gran magnitud.

Sin embargo, en algunas ocasiones, por razones económicas, o bien por inexistencia de suelos apropiados para la construcción de un núcleo impermeable en los alrededores del sitio de emplazamiento del muro de la presa, se ha buscado otro tipo de solución.

Dentro de este contexto se encuentra la presa de Santa Juana, construida recientemente en la zona Norte del país, por la empresa española AGROMAN. El muro de esta presa está constituido por un material granular grueso, debidamente compactado, provisto de una pantalla de hormigón en el paramento de aguas arriba.

El original diseño empleado para esta presa persigue adaptar la obra a las condiciones geotécnicas propias que

presenta su sitio de emplazamiento. Por ello que el muro será de grava compactada, y no de enrocado como ha sido lo usual en estas presas con pantalla de hormigón (ICOLD, 1989; Cooke y Sherard, 1987). Sus elementos constitutivos, incluyendo la pantalla, irán apoyados sobre el depósito de origen fluvial subyacente, y no sobre un basamento rocoso. Para la impermeabilización del suelo granular de cimentación se contempla construir una pared vertical, hormigonada in situ, seis metros aguas arriba del pie de la pantalla. Entre la cabeza de dicha pared y el extremo inferior de la pantalla, se intercalará una estructura de hormigón, la cual en la zona central del valle es horizontal. Esta estructura es conocida con el nombre de "plinto" (concrete plinth).

En el presente trabajo se muestran los resultados más relevantes derivados de una investigación sobre el comportamiento estático y sísmico de la presa Santa Juana.

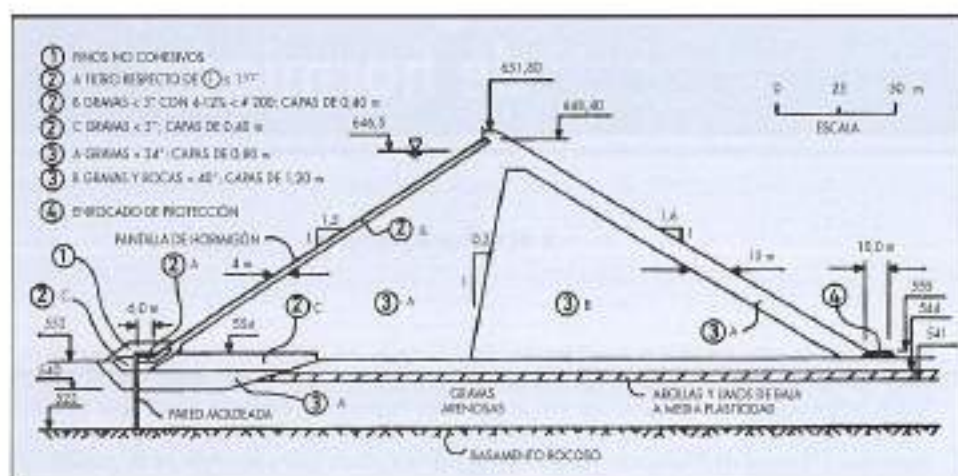
2. DISEÑO DE LA PRESA SANTA JUANA

La presa Santa Juana se encuentra situada sobre el río Huasco, a una distancia de 650 km, aproximadamente, al Norte de la ciudad de Santiago de Chile. Su altura máxima es del orden de 100 metros, y su longitud en el coronamiento es de 390 metros. En la Fig. 1 se ilustra la sección transver-

(*) Profesor de Ingeniería Geotécnica, P. Universidad Católica de Chile.

(**) Jefe del Proyecto Santa Juana, Dirección de Riego, MOP, Chile.

FIGURA 1. Sección transversal de la presa y de su cimentación considerada en la modelación.



sal estudiada de la presa, cuyo proyecto fue desarrollado por MN Ingenieros Ltda. (1992).

Bajo la cota 540 el suelo de fundación está compuesto por gravas arenosas densas con escasos finos, con bolones, y clastos aislados de hasta 100 cm de diámetro. Sobre este nivel se detectó la presencia errática de arcillas y limos de baja a mediana plasticidad y ocasionalmente de arenas limosas y arenas limpias, lo que llevó a efectuar un mejoramiento del subsuelo en las inmediaciones del plinto, como se observa en la Fig. 1. En todo caso, ensayos triaxiales cíclicos ejecutados en el horizonte de suelo fino, incluyendo las arenas limosas y arenas limpias, indicarían que tales suelos no presentan riesgos de una licuefacción asociada a grandes movimientos o fenómenos de flujo plástico (Petrus Ings., 1993). Para efectos de la modelación, como una aproximación a la realidad física, se ha considerado una capa horizontal de suelo fino, de espesor constante, entre las cotas 541 y 544.

Con el propósito de conseguir un plinto lo suficientemente flexible, capaz de absorber asentamientos diferenciales significativos, se incluyeron en su estructura juntas transversales, y además, tres juntas longitudinales: una en la unión entre la pared y el plinto, otra en el centro de éste, y una tercera en la unión entre el plinto y la pantalla (v. Figs. 2, 3 y 4).

La pared impermeabilizante de los depósitos sedimentarios del río Huasco, conocida en Chile con el nombre de "pa-

red moldeada", tiene un espesor de 80 cm, y se empotró al menos 50 cm en la roca. En sus diez metros superiores está constituida por un hormigón con una resistencia cúbica a los 28 días no inferior a 150 kg/cm^2 , y reforzado con armaduras de acero, en tanto que el resto de la pared se construyó con un hormigón sin refuerzos de acero, que tiene una resistencia a los 28 días, no menor de 100 kg/cm^2 .

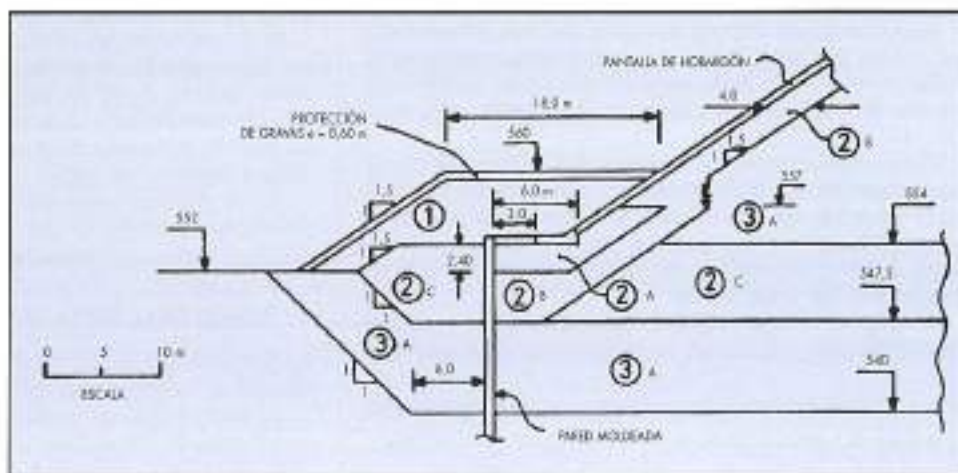
La pantalla de hormigón que se colocó sobre el talud de aguas arriba de la presa tiene un espesor que varía gradualmente, desde 31 cm en la parte superior, hasta 50 cm en el pie de ella. La resistencia a los 28 días de este hormigón es superior a 250 kg/cm^2 . Para absorber los esfuerzos por retracción de fraguado, y por cambios térmicos, se usaron armaduras de acero que se colocaron en el plano medio de la pantalla. Su cuantía es de 0,4% en la dirección vertical y de 0,35% en dirección horizontal.

La disposición de las juntas horizontales en la pantalla fue dejada al criterio o determinación de la Empresa Constructora, pero ellas fueron tratadas como juntas de construcción, en la forma habitual.

Las juntas verticales en la pantalla se especificaron cada 15 m de ancho, y en ellas se usó dispositivos laminados de cobre, para conseguir su impermeabilización.

A fin de reducir el volumen total del material compactado de la presa, en la zona del coronamiento se construyó

FIGURA 2. Ampliación de la zona del plinto.



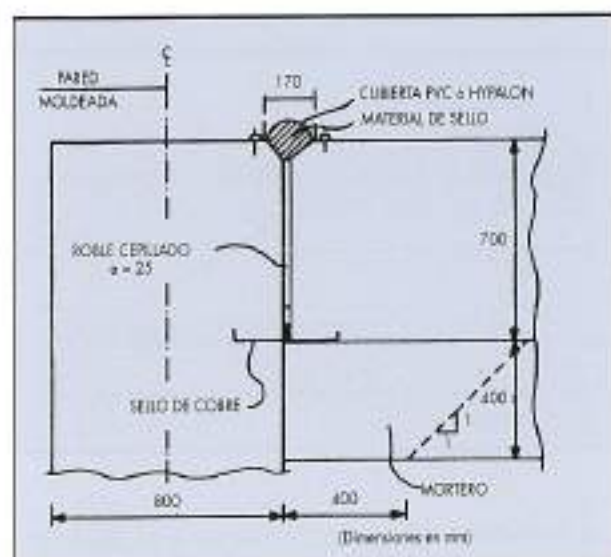


FIGURA 3. Detalle junta pared-plinto.

un muro de hormigón de 5,0 m de altura. La economía conseguida mediante este procedimiento superaría ampliamente el costo de dicho muro (Nenadovich Ingenieros, 1992).

3. ANÁLISIS ESTÁTICO

3.1. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Para la modelación del proceso constructivo de la presa, y del llenado del embalse, se utilizó una versión modificada en Chile del programa FEADAM (Duncan *et al.*, 1980), a objeto de poder reproducir, entre otros aspectos, el comportamiento

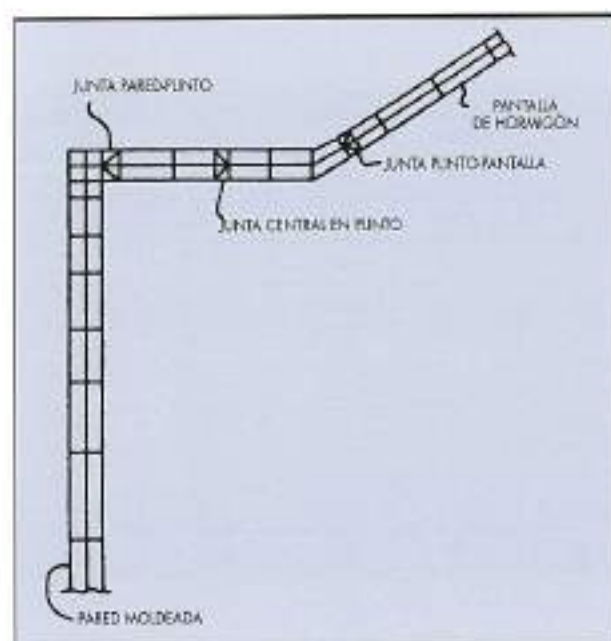


FIGURA 5. Malla de elementos finitos en el plinto.

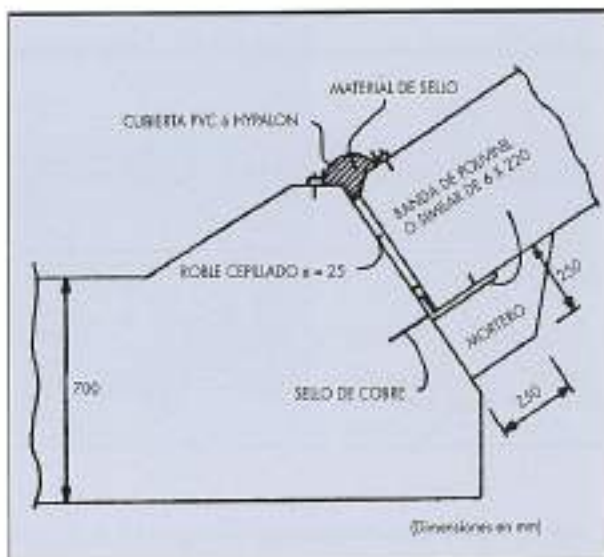


FIGURA 4. Detalle junta plinto-pantalla.

tensodeformacional del material de relleno, o madera intercalada, en las juntas longitudinales del plinto (v. Figs. 2, 3 y 4). No obstante que dichas juntas no poseen elementos de conexión estructural propiamente tal, en la realidad ellas pueden transmitir esfuerzos normales de compresión, y también, en ese caso, esfuerzos de corte por fricción.

La malla empleada en el análisis estático estuvo constituida por 2.172 nudos y 2.133 elementos finitos. En su trazado se incluyeron capas de elementos de espesor reducido, adyacentes a las estructuras de hormigón, con el propósito de examinar el comportamiento de las zonas de contacto suelo-hormigón. Dada la gran extensión de esta malla, y la pequeña dimensión de sus elementos, sólo se ilustra aquí la discretización realizada en el sistema pared-plinto-pantalla (v. Fig. 5), y en la zona del coronamiento de la presa (Fig. 6).

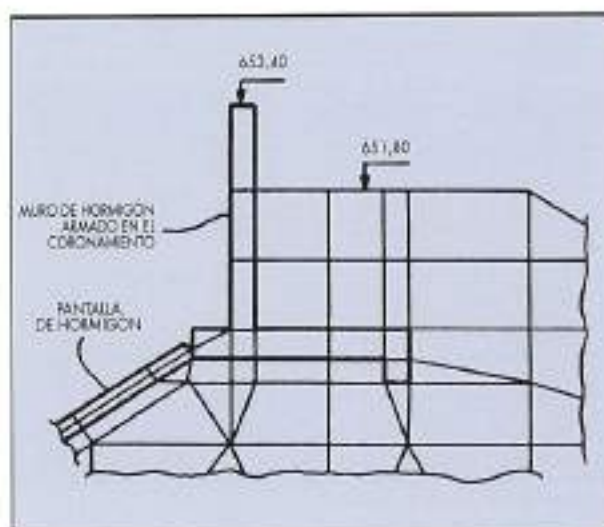
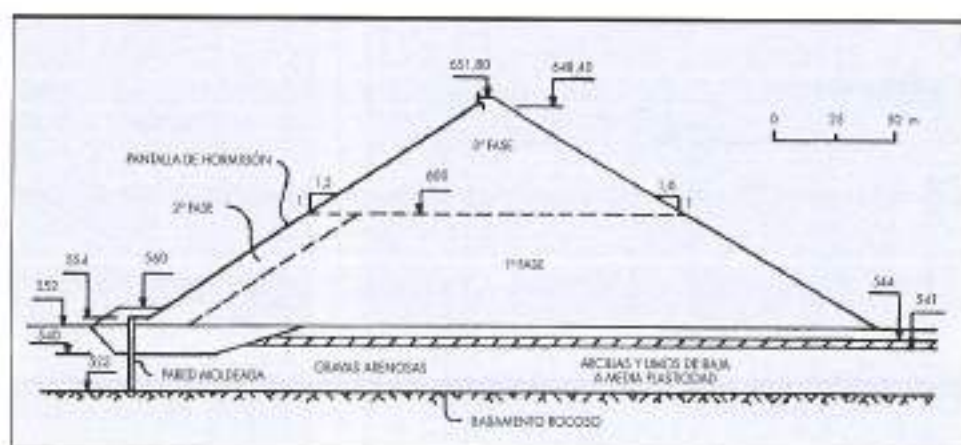


FIGURA 6. Detalle de la malla de elementos finitos en la zona del coronamiento de la presa.

FIGURA 7. Fases constructivas en que se subdividió la ejecución de la presa de Santa Juana.



Para las diversas estructuras de hormigón se supuso leyes tensión-deformación elásticas lineales, definidas por parámetros hiperbólicos equivalentes. Hipótesis que también se hizo extensiva para simular el comportamiento de la madera intercalada en las juntas del plinto, cuando ésta es sometida a tensiones normales de compresión, pero de producirse tensiones normales de tracción en ella, el modelo le asigna un Módulo de Young nulo, puesto que la junta asociada correspondiente tendería a abrirse.

Los parámetros hiperbólicos empleados en el modelo para los diferentes materiales involucrados (v. Tabla I), fueron determinados mediante ensayos de corte triaxial utilizando probetas de 4" de diámetro, y, además, con ensayos de compresión simple. También se tuvo en consideración algunos resultados alcanzados en investigaciones anteriores (v. Rodríguez-Roa et al., 1990 y 1995).

Para el suelo granular de cimentación predominante, se adoptaron los parámetros ajustados por Jiménez (1986) para el fluvial de fundación de la presa Colbún, durante el *back analysis* que éste hiciera de dicha obra. Sólo se cambió el factor de K_b con el propósito de conseguir una mayor consistencia física con el resto de los parámetros hiperbólicos.

La simulación del proceso constructivo de la presa trató de ajustarse en la medida de lo posible a la situación real. Por ello que la primera fase constructiva consistió en la ejecución de una parte del muro subdividida en 17 capas o toncadas, hasta la cota 600, según se ilustra en la Fig. 7. A continuación, se modeló simultáneamente la excavación y hormigonado de la pared vertical, impermeabilizante del fluvial. Para conseguir esto en la modelación secuencial, se iniciaron en cero, en ese momento, sus desplazamientos nodales, y las deformaciones unitarias correspondientes a sus diferentes elementos finitos. En estos elementos se conservaron las tensiones horizontales existentes, en tanto que las verticales se corrigieron manualmente, conforme al mayor peso unitario del hormigón de la pared, con respecto al peso del suelo de cimentación excavado. En relación a las tensiones de corte iniciales en la pared, éstas se hicieron iguales a cero.

Durante la segunda fase constructiva se completó la ejecución de la parte restante de la presa hasta la cota 600, añadiendo a la colocación de cada capa de relleno compactado, el respectivo tramo de las estructuras de hormigón. Finalmente, en la tercera y última fase se llevó a cabo la construc-

Materiales	Parte sup. pared	Parte inf. pared	Pantalla y plinto	Madero	Suelo grueso fundac.	Suelo fino fundac.	Relleno fundac.	Muro presa	Relleno sobre plinto
k	165056.0	133172.8	213087.0	10.000.0	650.0	110.0	997.0	1484.0	60.0
n	0.0	0.0	0.0	0.01	0.5	0.45	0.44	0.44	0.45
k_s	91698.0	73984.9	118381.0	5555.5	433.0	99.5	607.0	904.0	50.0
m	0.0	0.0	0.0	0.01	0.5	0.2	0.16	0.16	0.20
R_1	0.0	0.0	0.0	0.01	0.7	0.7	0.82	0.82	0.70
C (kg/m ²)	—	—	—	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0
ϕ_0	—	—	—	50.0	43.0	31.0	50.0	50.0	30.0
λ/ϕ	—	—	—	0.0	5.0	0.0	9.0	9.0	0.0
K_a	1/4	1/4	1/4	1/4	0.33	0.54	0.33	0.33	0.50
γ (kg/m ³)	2.3	2.2	2.4	0.9	1.2*	0.97*	1.3*	2.35**	0.9*

(*) peso unitario del suelo sumergido.

(**) peso unitario del suelo húmedo.

TABLA I. Parámetros hiperbólicos.

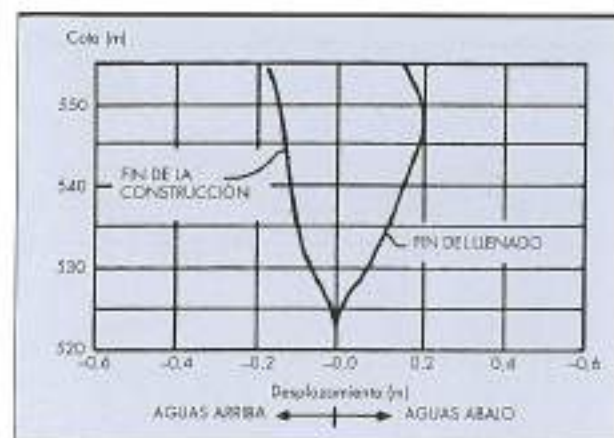


FIGURA 8. Deformada de la "pared moldeada".

ción de la presa desde la cota 600 hasta su coronamiento, mediante la consideración de 17 tongadas adicionales.

El análisis del llenado del embalse implica considerar los empujes hidrostáticos ejercidos sobre el paramento de aguas arriba de la pared, sobre el plinto y sobre la pantalla. No se tuvo en cuenta el efecto de boyancia sobre el relleno fino no cohesivo dispuesto sobre el plinto, debido a que por su reducida extensión, y para una mayor simplicidad del cálculo, se consideró directamente su peso unitario sumergido durante la construcción de dicho relleno, en la Fase N° 2 (v. Fig. 7).

Dado que la estructuración del programa FEADAM permite la aplicación secuencial de fuerzas exteriores a la presa, después de terminada su construcción, conservando el carácter no lineal de las leyes constitutivas adoptadas, el proceso de llenado del embalse se subdividió en cinco etapas parciales.

3.2. RESULTADOS NUMÉRICOS

En la Fig. 8 se exhibe la deformada experimentada por la pared moldeada al término del proceso constructivo, y al finalizar el llenado del embalse. Se observa que el desplazamiento horizontal máximo alcanzado, medido con relación a su posición de equilibrio, es del orden de 20 cm, primero hacia aguas arriba (fin construcción) y luego hacia aguas abajo (fin del llenado). Esto significa que el corrimiento ab-

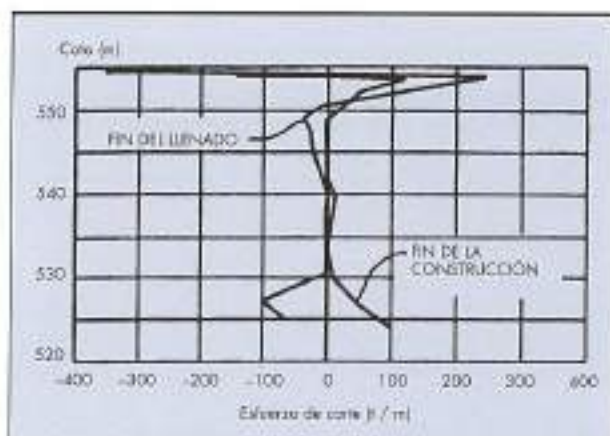


FIGURA 10. Esfuerzos de corte en "pared moldeada".

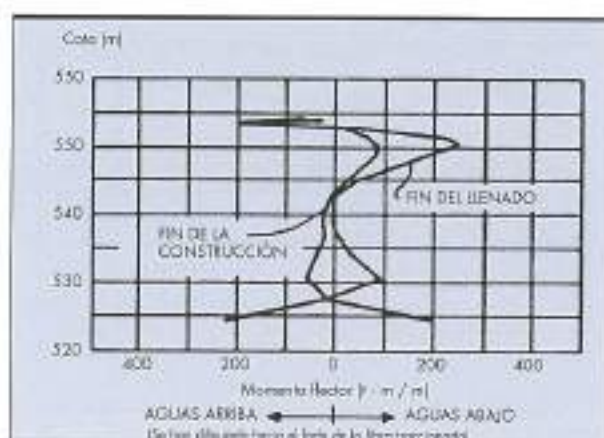


FIGURA 9. Momentos flectores en la "pared moldeada".

soluta máxima que se producirá en la cabeza de la pared, durante la operación del embalse, será aproximadamente igual al doble.

La variación de los momentos flectores inducidos en la pared, con la profundidad, pone en evidencia que en sus 10 m superiores, es decir en la zona compuesta por hormigón armado, la condición estructural crítica tiene lugar después del llenado (v. Fig. 9). Por su parte, el tramo de pared no armada registra los momentos máximos en sus 10 m inferiores, en las cercanías del empotramiento rocoso, momentos que en esta zona podrían estar influenciados por un efecto de borde de la malla de elementos finitos.

Los esfuerzos de corte inducidos en la pared moldeada, se muestran en la Fig. 10. Nótese el considerable aumento que acusa el esfuerzo de corte después del llenado, en la sección próxima a la unión pared-plinto.

El esfuerzo axial máximo ejercido sobre la pared moldeada resulta del orden de 450 ton/m (v. Fig. 11).

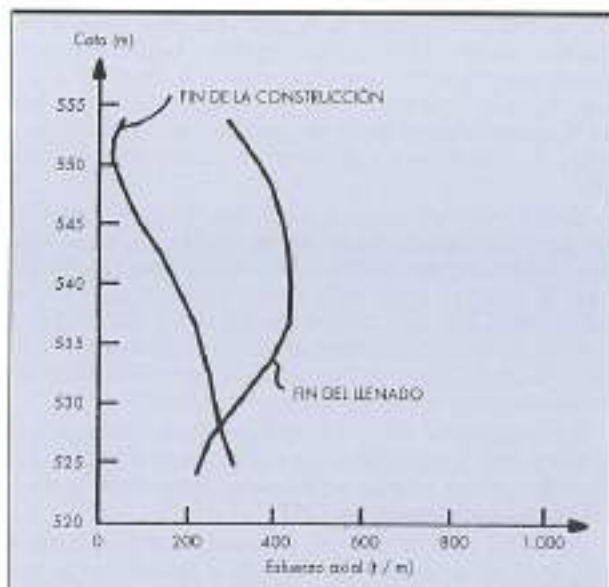


FIGURA 11. Esfuerzos axiales en la "pared moldeada".



FIGURA 12. Esfuerzo normal en el plinto.

Examinadas las tensiones normales y tensiones de corte presentes en cada uno de los elementos finitos representativos de las zonas de contacto suelo-pared, tanto en el paramento de aguas arriba como el paramento de aguas abajo, se llegó a la conclusión que la consideración de elementos-junta o elementos- interfaz en ambos costados de la pared, no habría inducido mayores cambios por este concepto en la magnitud de los corrimientos, ni en los esfuerzos internos de la pared moldeada.

El plinto resulta comprimido en toda su extensión, evidenciando su esfuerzo axial un incremento considerable al fin del llenado del embalse (Fig. 12).

De vital importancia en el diseño de presas del tipo de Santa Juana, es el análisis de los movimientos generados en el sistema estructural pared-plinto-pantalla en las diferentes situaciones que pueden presentarse. En la Fig. 13 se ilustra la configuración deformada que adopta dicho sistema al término de la construcción, y al fin del llenado del embalse, respectivamente. En dicha figura la escala de corrimientos ha sido ampliada en 10 veces, con respecto a la realidad. En ambos casos se observa un marcado asentamiento del pie de la pantalla, y un giro del plinto en dirección hacia aguas abajo; movimientos que son más intensos después del llenado. Indudablemente, estos corrimientos son inducidos en cierta medida por la curvatura o deformada que se produce en la superficie del suelo de cimentación de la presa, a lo cual se suma el efecto derivado de la mayor concentración de tensiones que sufre el subsuelo en la zona basal o de apoyo de la pantalla de hormigón.

Debido a los movimientos señalados, se registra después del llenado un asiento diferencial de 16 cm entre el pie de la pantalla y la cabeza de la pared moldeada. Esto va acompañado de una separación en la parte superior de la junta pared-plinto de 1.5 cm, y de una apertura en la zona inferior de la unión central del plinto de 0.2 cm. Adicionalmente, el pie de la pantalla exhibe una separación de 0.3 cm en su extremo interior, con respecto al plinto subyacente.

La magnitud de tales aperturas serían admisibles para el tipo de juntas contempladas, las cuales, según el proyecto de la presa podrían aceptar movimientos relativos de hasta 5 cm (Nenadovich Ingenieros, 1992).

En la fig. 14 se indican las tensiones medias de compresión axial determinadas a lo largo de la pantalla de hormigón, al fin de la construcción y del llenado del embalse. La tensión máxima alcanzada es del orden de 105 kg/cm².

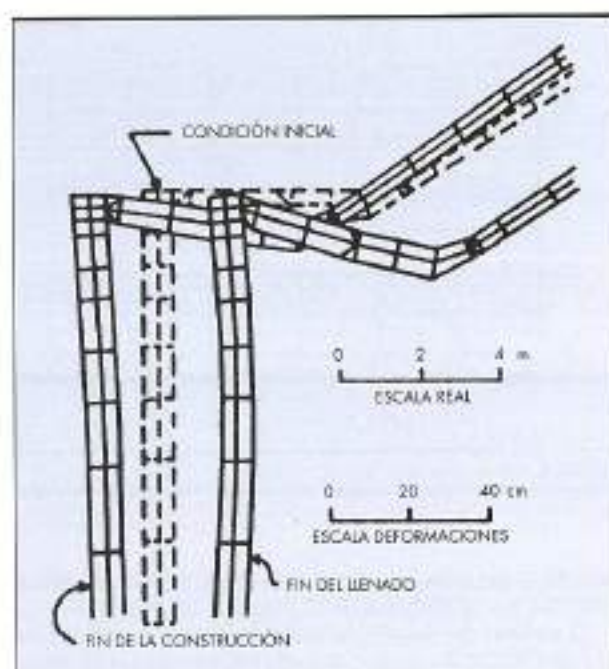


FIGURA 13. Movimientos del sistema estructural pared-plinto-pantalla.

Estructuralmente, si nos olvidamos de la colaboración de las laderas rocosas, la pantalla de hormigón está simplemente sobrepuesta sobre el talud de la presa y sobre la junta de apoyo basal. De manera que los esfuerzos transmitidos al plinto, y en consecuencia a la pared moldeada, son dependientes en gran medida del estado tensional que se desarrolla en la zona de contacto entre la pantalla y el cuerpo de la presa propiamente tal. Analizada la situación existente en dicha zona de contacto, en la hipótesis de interfaz muy rugosa, se pudo comprobar que al no incorporarse elementos-interfaz en la modelación, el esfuerzo axial transmitido por el pie de la pantalla resulta sobrevalorado en un 44% al término del proceso constructivo, y en un 13.8% al finalizar el llenado del embalse. Esto para un ángulo de fricción máxima considerado en el contacto hormigón-suelo, de $\delta = 40^\circ$. Si dicho ángulo se reduce a 30° , los porcentajes anteriores se convierten en 54% y 16.2%, respectivamente. Es decir, al asentarse el material de relleno del muro, éste trata

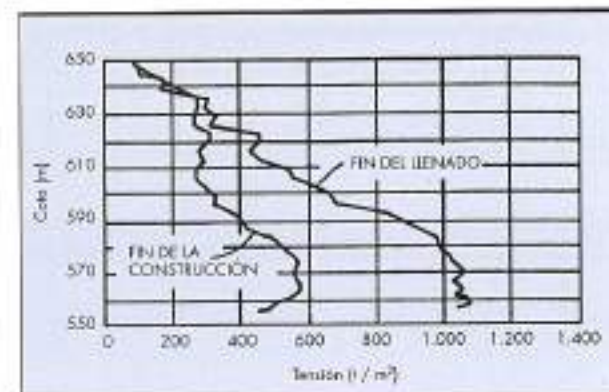


FIGURA 14. Tensión media de compresión axial en la pantalla.

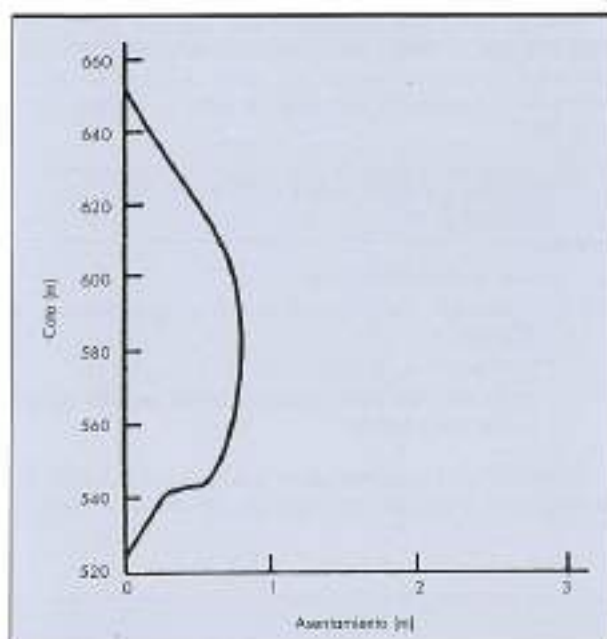


FIGURA 15. Asentamientos en eje de la presa. Fin de la construcción.

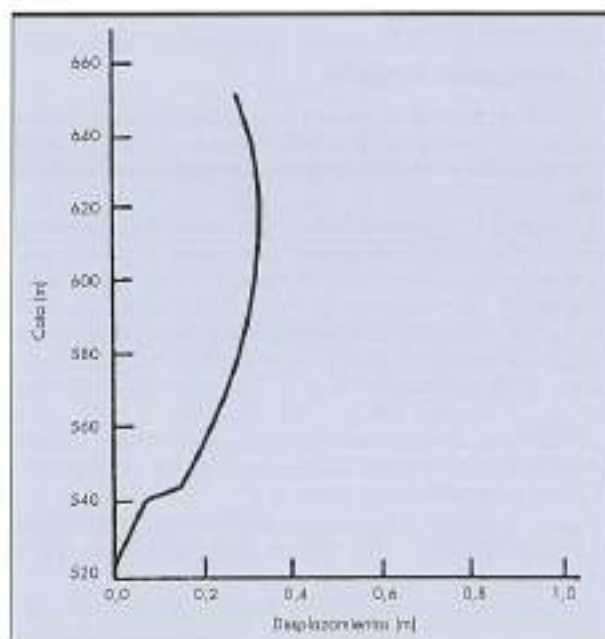


FIGURA 16. Desplazamientos horizontales en eje de la presa. Fin del llenado.

de arrastrar consigo a la pantalla, generando tensiones de corte más altas que los valores admisibles dados por la ley de Coulomb.

El máximo asentamiento registrado en el eje de la presa, una vez finalizada la construcción, es ligeramente superior a 80 cm, y éste se produce en la cota 580 (Fig. 15). Por otra parte, debido al empuje hidrostático, se generan en el eje corrimientos horizontales de hasta 30 cm de magnitud, aproximadamente (Fig. 16). Es interesante observar, asimismo, en las figuras 15 y 16, el pronunciado efecto que acusan los mo-

vimientos de la presa, entre las cotas 541 y 544, producto de la consideración de una capa de suelo fino en esa zona, en la presente investigación.

Con el propósito de conocer el grado de seguridad de la presa frente a una posible falla por esfuerzo de corte, en las diferentes partes del prisma y de su cimentación, se han dibujado en la Fig. 17, las curvas de igual cociente $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)$ actuante / $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en falla. Los resultados obtenidos ponen en evidencia que la estabilidad estática de la presa está plenamente garantizada.

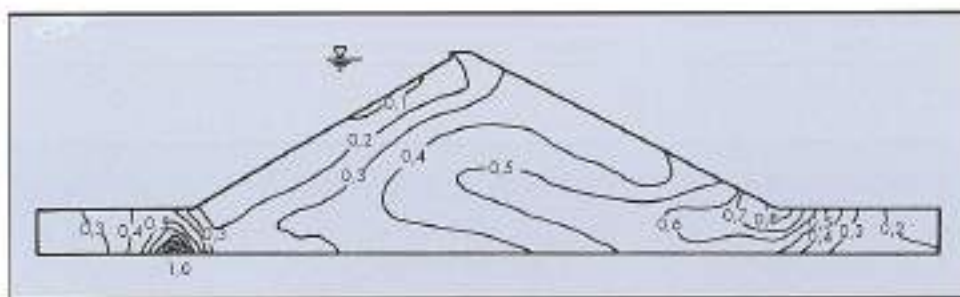
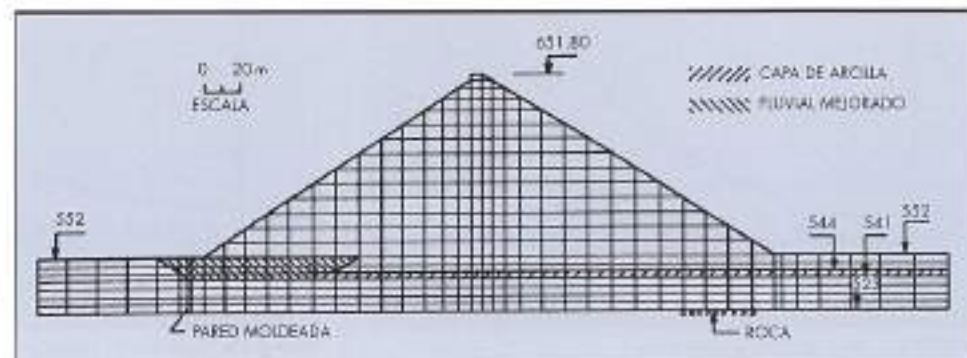
FIGURA 17. Valores del cociente $(\sigma_1 - \sigma_3)$ actuante / $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en falla al término del llenado.

FIGURA 18. Malla de elementos finitos usada en análisis sísmico.

4. ANÁLISIS SÍSMICO

4.1. MODELACIÓN NUMÉRICA

El estudio sísmico de la presa y de su cimentación se efectuó mediante el programa QUAD-4 (Idriss *et al.*, 1973), tanto para la condición de embalse lleno, como para la de embalse vacío.

Teniendo en consideración las conocidas características computacionales de dicho programa fue preciso reducir aquí substancialmente el número de nudos y de elementos finitos de la malla, con respecto a la empleada en el análisis estático (v. Fig. 18). Aún así, el tiempo computacional requerido para "cada iteración" dentro de un proceso de ajuste cualquiera de los parámetros "G" y "D", fue del orden de 2 horas en una *Workstation* HP-APOLLO 705, para la malla reducida utilizada. Es decir, asumiendo un número total de cinco iteraciones, se necesitaría de un tiempo global de proceso de 10 horas para cada caso a analizar.

La no inclusión de la pantalla de hormigón, ni del plinto, en la discretización (v. Fig. 18), no afectaría mayormente la respuesta sísmica de la presa.

Puesto que las propiedades dinámicas de los suelos dependen de la presión media efectiva existente en cada punto considerado, antes de la ocurrencia del evento sísmico (Seed e Idriss, 1970), fue necesario reexaminar la presa Santa Juana con el programa FEADAM para el caso estático, usando la malla indicada en la Fig. 18.

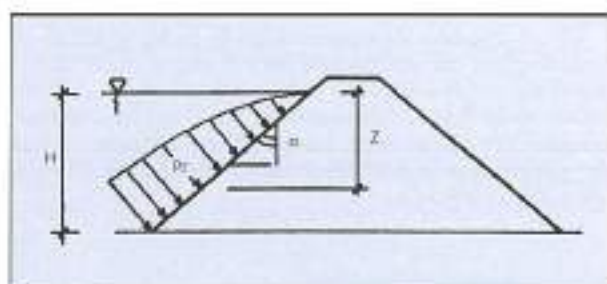


FIGURA 19. Electrohidrodinámico (Prisco *et al.*, 1985).

Prisco *et al.* (1985) proponen una relación parabólica para evaluar en forma pseudoestática el empuje de agua adicional de origen sísmico, p_z , sobre el talud de aguas arriba de una presa de hormigón, la cual se expresa como (Fig. 19):

$$p_z = k_h \left(\frac{7}{8} \times \cos^2 \alpha \times \gamma_w \times \sqrt{HZ} \right) (\text{ton} / \text{m}^2)$$

en donde,

k_h : coef. sísmico horizontal

H y Z : distancias, en metros, definidas gráficamente en la Fig. 19.

γ_w : peso unitario del agua (ton/m^3)

α : inclinación del talud de aguas arriba, medida con relación a la vertical.

Del examen de esta relación se concluye que la acción hidrodinámica podría ser considerada, de manera simplifi-

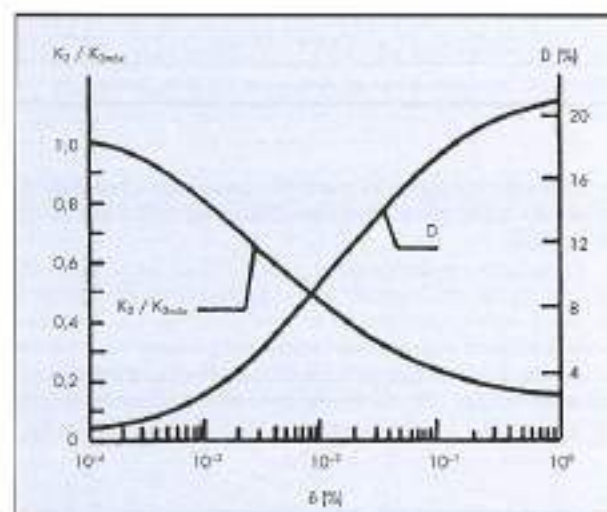


FIGURA 20. Rellenos granulares compactados.

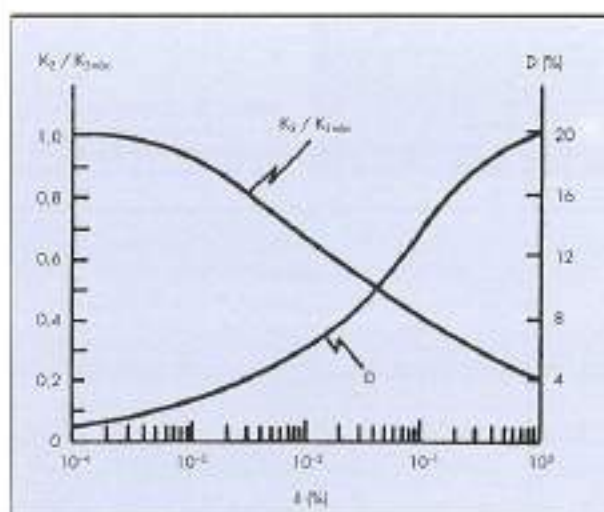


FIGURA 21. Suelo granular en fundación.

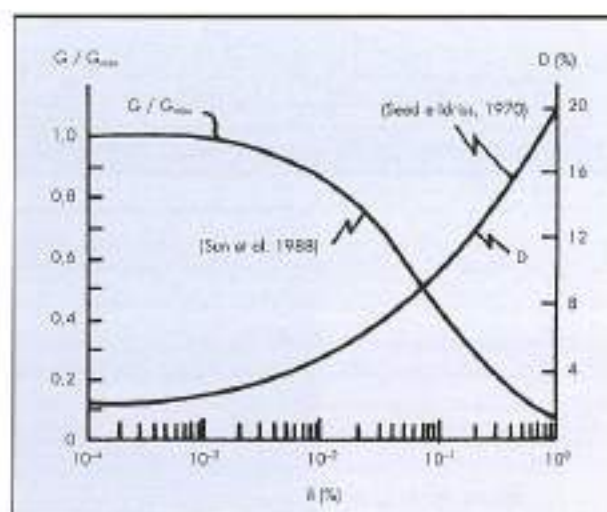


FIGURA 22. Suelo fino en fundación.

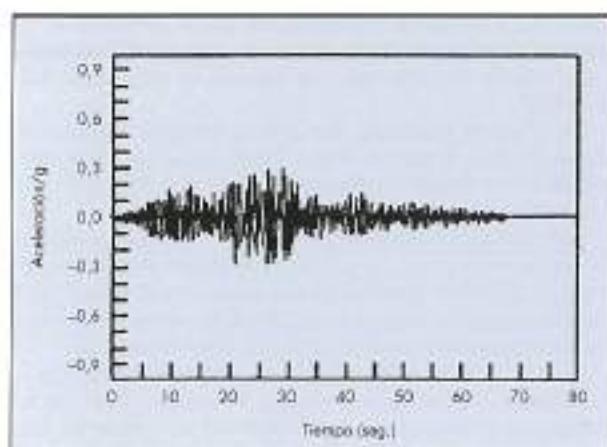


FIGURA 23. Sismo de diseño usado en la roca.

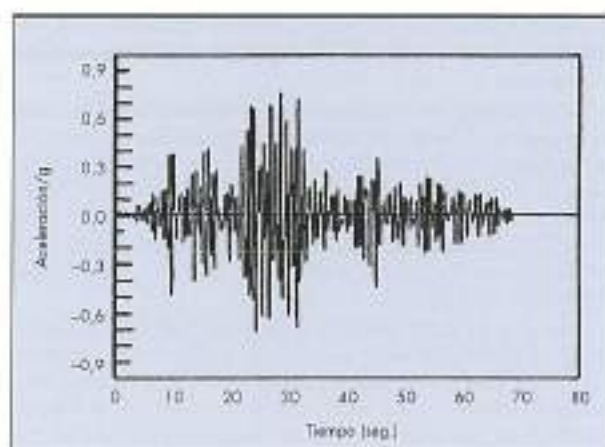


FIGURA 24. Historia de aceleraciones en el coronamiento. Enbolado lleno.

cada, como el efecto que el sismo ejerce sobre una cierta masa de agua equivalente, adherida al talud de aguas arriba de la presa. Esta simplificación, si bien, en rigor, no sería aplicable a un estudio de respuesta sísmica en el tiempo, permite al menos evaluar, en una primera aproximación, el grado de importancia del efecto hidrodinámico.

El peso de agua equivalente, adosado al talud de aguas arriba, se hizo por consiguiente igual a:

$$pw = \left(\frac{7}{8} \times \cos^2 \alpha \times \gamma_w \times \sqrt{HZ} \right) (\text{ton} / \text{m}^2)$$

En la modelación numérica dicho "pw", se agregó al peso propio de la capa de elementos finitos situada inmediatamente adyacente al talud de aguas arriba del muro.

4.2. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS MATERIALES

Las leyes ajustadas para el cociente $k_2/k_2 \text{ máx}$ y para el Amortiguamiento, D , en función de la deformación angular, para el material del muro de la presa, y para el suelo granular predominante de su cimentación, fueron obtenidas a partir de ensayos triaxiales cíclicos realizados en probetas de 4" de diámetro (v. Figs. 20 y 21). En estos materiales se adoptó un valor de $k_2 \text{ máx}$ igual a 180, y a 150, respectivamente, de acuerdo a los antecedentes disponibles en la literatura técnica (Seed *et al.*, 1986).

Para el suelo fino detectado en la parte superior de la cimentación se utilizaron las curvas indicadas en la Fig. 22. Su Módulo de Corte dinámico, máximo, se calculó en términos del índice de huecos (igual a 0,71 aproximadamente), y de la presión media efectiva inicial de confinamiento, conforme a la expresión propuesta por Hardin y Black (1968).

Se asumió un comportamiento elástico lineal para el hormigón de la pared moldeada, el cual fue definido por un Módulo de Corte dinámico de 150.000 kg/cm^2 y un Amortiguamiento de 2%.

4.3. SISMO DE DISEÑO USADO. RESULTADOS OBTENIDOS

A falta de registros sísmicos en la zona, se ha empleado en esta investigación como punto de partida el acelerograma registrado durante el terremoto del 3 de marzo de 1985, en Valparaíso, en la U.F.S.M., componente N70E, como movimiento representativo del basamento rocoso.

Este acelerograma corresponde a un registro en roca, con distancia hipocentral del orden de 40 km. Su aceleración

máxima es de 0,179 g, y su período predominante de 0,15 seg.

De acuerdo al estudio de riesgo sísmico efectuado para el sitio de la presa (Nenadovich Ings., 1992), la aceleración máxima del sismo de diseño sería de 0,3 g. De manera que, aceptando este valor, para conseguir el sismo de diseño se escalaron convenientemente las ordenadas del acelerograma de la U.F.S.M. antes mencionado (v. Fig. 23).

Las aceleraciones inducidas en la presa experimentan una amplificación que aumenta con la altura del punto considerado, alcanzándose una aceleración máxima de 0,75 g en el coronamiento. Al mismo tiempo, a medida que nos desplazamos desde la base de la presa hacia arriba, se advierte una clara filtración de las frecuencias más altas del sismo aplicado en la roca, apreciándose que las historias de aceleraciones calculadas desde la cota 500, hasta el coronamiento, presentan un período predominante casi idéntico, el cual se aproxima al período fundamental del conjunto presa-fundación, T_0 , que en este caso, para el sismo de diseño usado, es de 1,0 seg (Fig. 24).

En la Fig. 25 se aprecia la gran variación registrada por el "Coeficiente de Amplificación Sísmica" —definido aquí como la aceleración máxima, $a_{\text{máx}}$, dividida por 0,3 g— a lo largo de la cota 552 correspondiente al nivel de la superficie del terreno natural. Del análisis de esta figura se concluye que dicho Coeficiente se mueve aproximadamente entre "1", en la base de apoyo de la presa, y "3" cuando nos situamos aguas arriba, lejos de la zona de influencia de dicha estructura. La exclusión de la acción hidrodinámica en el modelo, no tiene mayor incidencia en los resultados, conforme a lo observado en esta figura.

Con el objeto de complementar el análisis se confeccionó la Fig. 26, en la cual se ha dibujado un perfil vertical de la amplificación sísmica asociado al eje de la presa. Nuevamente se aprecia que el considerar o no considerar el efecto hidrodinámico, no se traduce en cambios significativos, al menos en lo que respecta al fenómeno de amplificación, en este tipo de presas. En esta figura se ha incluido, también, el perfil vertical de amplificación sísmica que tendría lugar en el terreno natural, en la condición de campo libre, es decir, antes de la construcción de la presa. Esto, tanto para una situación hipotética que considera la existencia de una capa uniforme de arcilla entre las cotas 541 y 544, como para el caso en que no existiera dicha capa. Las amplificaciones máximas obtenidas en la superficie del terreno natu-

ral resultaron iguales a 2.9 y 3.5, respectivamente, o sea, superiores incluso al valor de 2.5 calculado en el coronamiento de la presa.

Se desprende, en consecuencia, la importancia que tiene en la ingeniería práctica, en estudios de predicción del comportamiento sísmico de presas, el incluir en la modelación el suelo de fundación, y aplicar el sismo de diseño en el basamento rocoso, apoyándonos en registros reales medidos en roca. El utilizar registros sísmicos obtenidos en la superficie del terreno, en la condición de campo libre, no tiene fundamento físico alguno.

Los análisis realizados con el programa QUAD-4 considerando el efecto hidrodinámico, y sin considerarlo, tampoco reflejaron cambios de significación en lo relativo a las tensiones y deformaciones sufridas por la presa. En la Fig. 27 se exhibe la variación obtenida en el eje de la presa, para las tensiones de corte máximas, en los dos casos examinados.

Tanto o más importante que la magnitud de las tensiones de corte resultantes, es el nivel alcanzado por las deformaciones. La deformación angular *peak* registrada en el cuerpo de la presa es del orden de 0.12%, en la cota 600, aproximadamente, cifra que disminuye hacia abajo, hasta llegar a la fundación, en donde acusa un notable incremento entre las cotas 541 y 544, debido a la capa de suelo fino intercalada (v. Fig. 28). Resultado que confirma una vez más la necesidad que hubo de mejorar el suelo de fundación de la presa en las inmediaciones del plinto.

Si bien es cierto que en la modelación sísmica no se incluyó explícitamente la pantalla de hormigón, conservadoramente podemos asumir que ésta seguirá las deformaciones del talud de aguas arriba de la presa. En base a esta hipótesis se ha confeccionado la Fig. 29, que muestra las deformaciones angulares máximas que se producirían en la pantalla, y también en la pared moldeada.

El valor *peak* aparece en la pantalla en la cota 627, y es igual a 0.133%. Este valor *peak* se hace igual a 0.15% para el caso de embalse vacío. Estas cifras si bien son altas para una estructura de hormigón, no alcanzarían a producir su agrietamiento total, puesto que dichas deformaciones angulares máximas son inferiores al valor de 0.2%, registrado en

una probeta cilíndrica confeccionada con el hormigón de la pantalla, y sometida a un ensayo de compresión no confinada, cuando la carga aplicada alcanza la resistencia máxima "qu".

En la pared moldeada, las deformaciones angulares de origen sísmico tendrían menor relevancia, según se desprende de los resultados ilustrados en la Fig. 29, y por ende su comportamiento sería satisfactorio.

Por otra parte, teniendo en consideración los resultados obtenidos, en relación a la magnitud de las deformaciones sísmicas, y la gran flexibilidad que las juntas longitudinales y transversales le otorgan al plinto, cabría esperar, también, un buen comportamiento dinámico de esta estructura.

Para el estudio de la estabilidad sísmica del muro de la presa Santa Juana, en la condición de embalse lleno, se recurrió a un procedimiento combinado del método de los Elementos finitos con el Método de Newmark (1965). Con este propósito se examinaron diversas cuñas ubicadas en el talud de aguas abajo, a diferentes alturas, obteniéndose en todas ellas desplazamientos plásticos acumulados inferiores a 0.1 cm.

Curiosamente, la magnitud y distribución de las aceleraciones producidas en el cuerpo de la presa no sufren, en la condición de embalse vacío, variaciones mayormente significativas con respecto a los resultados alcanzados anteriormente para la situación de embalse lleno. Lo propio sucede con el valor del período fundamental, T_0 , y con el fenómeno de amplificación sísmica.

La escasa cuantía que evidencian, en la situación de embalse vacío, los desplazamientos plásticos acumulados en el talud de aguas arriba, garantizaría, también, el buen comportamiento sísmico de la presa Santa Juana, en dicha condición.

5. CONCLUSIONES

Mediante los resultados obtenidos en esta investigación se ha podido confirmar que el tipo de diseño usado para el sistema pared moldeada-plinto-pantalla de hormigón, en la presa Santa Juana, cimentada sobre un depósito fluvial, es viable.

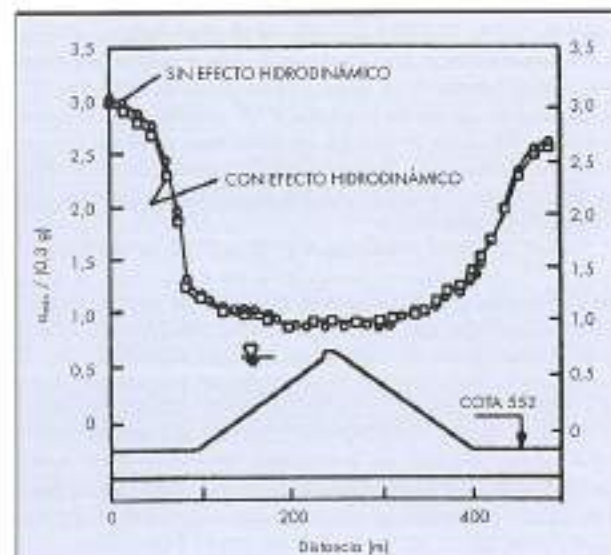


FIGURA 25. Amplificación sísmica a la larga de cota 552.

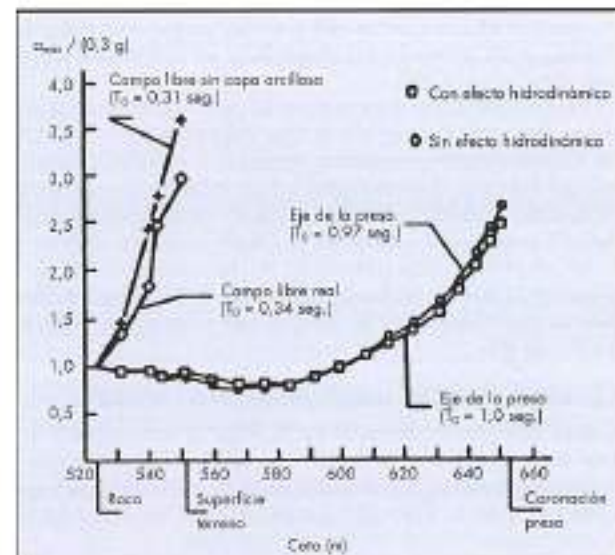


FIGURA 26. Amplificación sísmica versus Cota (m).

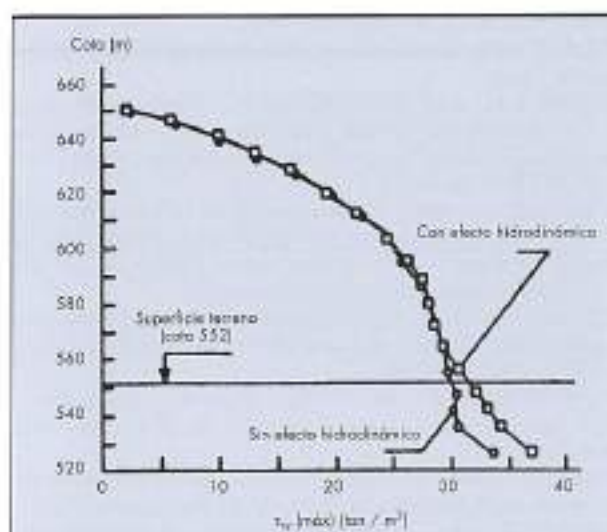


FIGURA 27. Tensiones de corte máximas en el eje de la presa.

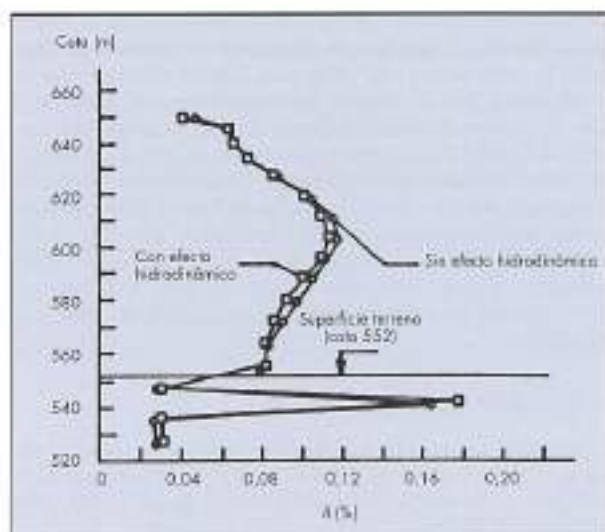


FIGURA 28. Deformaciones angulares máximas en el eje de la presa.

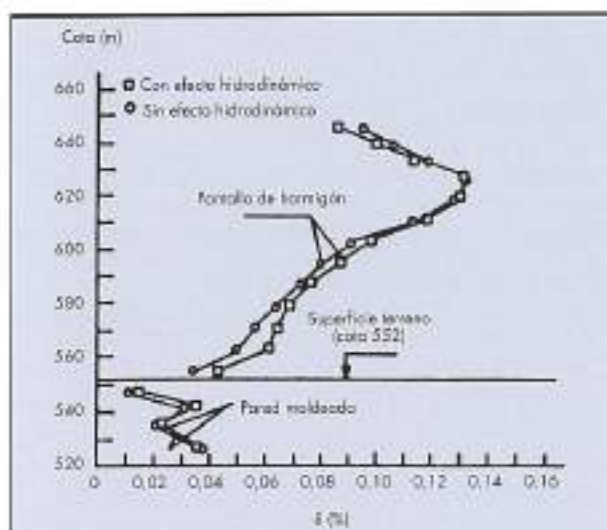


FIGURA 29. Deformaciones angulares máximas en estructuras de hormigón.

La modelación llevada a cabo ha permitido dilucidar la gran interrogante asociada al análisis cinemático de dicho sistema. En la presa Santa Juana, los movimientos relativos producidos en las juntas longitudinales del plinto al término de su proceso constructivo, y después del llenado del embalse, resultan inferiores al valor admisible de 5 cm, especificado en el Proyecto.

El corrimiento horizontal máximo de la cabeza de la pared moldeada, durante la operación del embalse, sería aproximadamente igual a 40 cm. Durante dicho movimiento las sollicitaciones máximas por flexión aparecen en su tercio superior.

La no consideración de elementos-interfaz en la zona de apoyo de la pantalla de hormigón sobre el talud de la presa, se traduce en una sobrevaloración significativa del esfuerzo axial transmitido hacia el pie de la pantalla. Hecho originado por un "fenómeno de colgamiento" del material que conforma el cuerpo de la presa, al asentarse éste.

Para un ángulo máximo de fricción, δ , en el contacto suelo-hormigón, igual a 40° , tal sobrevaloración varía de 44% a 13,8%, según se evalúe el término de la construcción, o la condición posterior al llenado, respectivamente. Dichos porcentajes pasan a ser 54% y 16,2%, correspondientemente, para un ángulo $\delta = 30^\circ$.

Ha quedado en evidencia la inaplicabilidad de registros sísmicos medidos en la superficie del terreno, en la condición de "campo libre", para el análisis de respuesta sísmica de grandes presas. Es necesario incorporar en este tipo de estudios el terreno de fundación y trabajar con sísmos de diseño aplicados en el basamento rocoso.

El valor peak de las deformaciones angulares sísmicas registradas por la pantalla de hormigón fluctuaría entre 0,133% y 0,15%, para las condiciones de embalse lleno y embalse vacío, respectivamente. De acuerdo al análisis efectuado, si bien dichas deformaciones son altas para el hormigón, se ha podido concluir que, incluso en un evento sísmico de las características que tiene el sísmo de diseño aquí considerado, no se alcanzaría a producir su agrietamiento total.

La deformación angular máxima de la pared moldeada, de origen sísmico, se produce en la cota 543, en la situación de presa vacía, y alcanza a 0,06%.

La consideración del efecto hidrodinámico en el análisis sísmico de presas de grava con pantalla de hormigón, del tipo de Santa Juana, no tendría mayor significación en los resultados numéricos obtenidos.

El fenómeno de amplificación sísmica en dicho tipo de presas depende fundamentalmente de la altura y geometría del prisma, de las propiedades dinámicas del muro y de su cimentación, y de las características del sísmo de diseño. La consideración del nivel del agua en el embalse no tiene en este sentido una mayor incidencia.

Los resultados alcanzados han permitido confirmar que la estabilidad de la presa y de su cimentación, está plenamente garantizada.

No obstante lo anterior, se recomienda instrumentar adecuadamente el muro de la presa y sus estructuras anexas de hormigón. De esta manera podrán medirse, entre otras variables de interés, los desplazamientos relativos que induda-

blemente se producirán en las juntas verticales de la pantalla de hormigón, debido a la diferencia de asentamientos de ésta, entre la parte central del valle y las laderas rocosas, interrogante que si bien no tendría una mayor trascendencia en el caso particular de la presa Santa Juana, no puede ser contestada cuantitativamente mediante un modelo bidimensional, como el usado en la presente investigación. Por otro lado, mediante un control periódico de las mediciones registradas en esta obra, tan singular en muchos aspectos, podremos validar en terreno las hipótesis asumidas en el modelo numérico, y eventualmente extraer valiosas experiencias que sin duda permitirán perfeccionar los actuales métodos de cálculo.

6. RECONOCIMIENTOS

El presente trabajo ha sido factible gracias al apoyo financiero otorgado por FONDECYT a través del Proyecto N° 1930704, y a la activa colaboración prestada por la Dirección de Riego del MOP.

Se agradece, además, la valiosa participación que tuvo en esta investigación el Ingeniero Civil Sr. Luis Vidal, Jefe del Proyecto de la Presa Puclaro de la Dirección de Riego del MOP, como asimismo, la colaboración del profesor Jorge Troncoso.

7. REFERENCIAS

- COOKE, J. B. and SHERARD, J. L. (1987), "Concrete-Face Rockfill Dam: II. Design", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, V. 113, N° 10, New York.
- DUNCAN, J. M., et al. (1980) "PEADAM: A Computer Program for Finite Element Analysis of Dams", *Geotechnical Engineering Report N° UCB/GT/80-02*, U. of California, Berkeley.
- HARDIN, B. O. and W. L. BLACK (1968), "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay", *Journal of Soils Mechanics*, ASCE, SM2, 353-369, New York.
- ICOLD (1989), "Rockfill Dams with Concrete Facing", Bulletin 70, Paris.
- IDRISS, I. M., et al. (1973), "QUAD-4: A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures", *EERC*, Report N° 73-16, Berkeley.
- JIMÉNEZ, G. (1986), "Parámetros de la Relación Hiperbólica Tensión-Deformación de Suelos que forman algunas Presas Chilenas", *Memoria para optar al Título de Ing. Civil*, Universidad de Chile, Santiago de Chile.
- NENADOVICH, M., INGENIEROS (1992), "Proyecto Embalse Santa Juana", *Informe Final, Dirección de Riego, MOP*, Santiago de Chile.
- NEWMARK, N. M. (1965), "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", *Geotechnique* N° 15, N° 2, 139 - 160, London.
- PETRUS Ingenieros (1993), "Informe Geotécnico Embalse Santa Juana", *Dirección de Riego, MOP*, Santiago de Chile.
- PRISCU, R., et al. (1985), "Earthquake Engineering for Large Dams", *John Wiley & Sons*, New York.
- RODRÍGUEZ-ROA, F., et al. (1990), "Análisis Numérico de Presas de Tierra", *Depto. de Ingeniería Estructural y Geotécnica*, P. Universidad Católica de Chile, DIE-N° 90-7, Santiago de Chile.
- RODRÍGUEZ-ROA, F., et al. (1995), "Comportamiento de Presas con Pantalla de Hormigón en Talud de Aguas Arriba", *Informe Final, Proyecto de Investigación FONDECYT 1930704*, Santiago de Chile.
- SEED, H. B., and IDRISS, I. M. (1970), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis", *EERC*, Report N° 70-10, University of California, Berkeley.
- SEED, H. B., et al. (1986), "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils", *Journal of Geotechnical Eng. Division*, ASCE, New York.
- SUN, J.I., et al. (1988), "Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils", *EERC*, Report N° 88-15, Berkeley.



CON G.O.C. ESTARÁ ASISTIDO

En **G.O.C.** encontrará la información, el seguimiento permanente y la asistencia técnica a su proyecto y obra.

Con **G.O.C.** tendrá la mejor asistencia.



G.O.C.

CONSULTORÍA Y GESTIÓN DE LA CALIDAD

EN VIGO: C/ DOCTOR CANO 5, BAJO. TELF.: 902 377 111.

EN MADRID: C/ AMARA, 8, 1ª O. TELF.: 902 165 045.





Cimentaciones especiales

Edificaciones

Instalaciones mecánicas

Obras hidráulicas

Obras marítimas

Puentes y estructuras

Carreteras y ferroviarias

Restauración de patrimonio

Refuerzos estructurales

Urbanizaciones y obra industrial

CYES
CONSTRUCCIONES
Y ESTUDIOS, S.A. ■

**Cyes Valencia,
Castellón y Baleares:**

Edif. La Lonja, Muelle del Caballat, s/n.
Tel.: (96) 367 55 12
Fax: (96) 367 00 49
46024 Valencia

**Cyes Alicante
y Murcia:**

Rambla Méndez Núñez, 22, 1º, 2º
Tel.: (96) 514 00 59
Fax: (96) 514 02 04
03002 Alicante

Cyes Zona Centro

C/ Rafael Calvo, 18, 5º, 5º
Tel.: (91) 319 04 45
Fax: (91) 319 06 33
28010 Madrid