

Esfuerzos de compresión en la cara de concreto en presas de enrocamiento de gran altura

Neftalí Sarmiento Solano, Miguel P. Romo Organista
Instituto de Ingeniería, UNAM, México



ABSTRACT

3D analyses of concrete face rockfill dam of great height are carried out, which consider interface elements for the modeling of constructive joints in the face slab. In accordance with the presented results there are mainly three factors that can cause an increment in the traverse and longitudinal compression stresses in the slab under reservoir load: narrow valleys, height of the curtain and rockfill deformations, being the last factor the most important. Also, a bad compacted material under the face slab together with the use of vertical joints with stiff fillers would cause an increase of 1.5 times the compression stresses in the concrete face as compared to these developed when the filler of construction joints, is compressible.

RESUMEN

Se realizan análisis 3D de presas de enrocamiento con cara de concreto de gran altura, los cuales consideran elementos de interfaz para modelar las juntas constructivas que integran la losa. De acuerdo con los resultados presentados existen tres factores principales que pueden ocasionar un incremento en los esfuerzos de compresión transversal y longitudinal en los paneles de concreto al final del llenado del embalse: la estrechez del valle, la altura de la cortina y la deformabilidad del enrocamiento, siendo este último factor el de mayor consideración. Además, un material mal compactado debajo de la losa junto con el uso de juntas verticales sin relleno compresible (rígidas), provocaría que los esfuerzos de compresión en la cara de concreto se incrementen de forma considerable, hasta 1.5 veces con relación al modelo donde se consideran juntas verticales con rellenos compresibles.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Comportamiento al final del llenado del embalse

La cara de concreto, en presas de enrocamiento, sufre su mayor distorsión al final del llenado del embalse y su deformación depende completamente de la deformación del pedraplén, ante las presiones hidrostáticas. El desplazamiento normal máximo que se ha registrado en la membrana de numerosas presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC) ante la carga de agua, se presenta a una elevación entre 0.3-0.5 de la altura de la cortina (H), y es aproximadamente de 0.1% de H (Hacelas et al., 1985; Giudici et al., 2000).

Debido a que el movimiento de la losa es hacia el centro del cañón (en dirección normal al eje del cauce), se desarrollan esfuerzos de compresión en la parte central de la losa, y de tensión en regiones cercanas a la junta perimetral y en la cresta. Por lo cual, existe una clara tendencia de las juntas estructurales verticales ubicadas en el centro de la losa a cerrarse, mientras que la junta perimetral y aquellas juntas verticales cercanas a los márgenes tienden a abrirse.

Los mayores movimientos de juntas por llenado del embalse se presentarán precisamente en la junta perimetral, y dependerán principalmente de la compresibilidad del material de apoyo de la losa cercano al plinto. Un enrocamiento compresible en esta zona causará desplazamientos verticales (y normales a la losa de concreto) de tal magnitud que pueden afectar

considerablemente los sellos a lo largo de dicho contacto.

Por otra parte, se considera que el empuje hidrostático presiona, a tal grado, la losa de concreto contra el material de apoyo, que previene su separación del enrocamiento. Puesto que la resistencia contra el deslizamiento de la losa aumenta con el incremento de presión de agua, es lógico suponer que los posibles modos de falla de la cara de concreto se presentarán en sus partes superiores y no a profundidades mayores del embalse. Sin embargo, esto no puede asegurarse en el comportamiento de la junta perimetral, donde la mayor carga se aplica en la parte inferior de la losa provocando los mayores movimientos y distorsiones en el contacto losa-plinto.

1.2 Fallas en la cara de concreto.

Existe el caso de la presa Campos Novos en Brasil de 202 m de altura, que durante el primer llenado del embalse al alcanzar casi el 90% de su capacidad máxima (octubre de 2005), se presentó una ruptura a lo largo de una junta vertical (entre las losas centrales 16 y 17). Investigaciones bajo el agua con equipo especial mostraron que esta ruptura se encontraba a más de 100 m de profundidad. Al completar el vaciado del embalse por medio de la apertura de uno de los túneles de desvío (junio de 2006), se descubrió una grieta transversal en la cara de concreto de aproximadamente 300 m de longitud y a una elevación entre 0.3-0.4 de la altura de la cortina, tal como se muestra en la Figura 1.



Figura 1. Agrietamiento en la cara de concreto de la presa Campos Novos, en Brasil, junio de 2006.

Usualmente aparecen fisuras en la losa de concreto en este tipo de cortinas debido a la deformación del enrocamiento cuando se llena el embalse de la presa. Existen factores como la litología del material del terraplén, tamaño, distribución y forma del grano, grado de compactación, intervalo de tiempo entre las fases de construcción, forma del valle, discontinuidades en la cimentación, entre otros, que propician efectos negativos en la respuesta de la cortina ante la carga de agua. Por lo cual, es difícil de predecir con exactitud la magnitud y distribución espacial de la deformación de la cortina y de la cara de concreto.

Aunque existen varios factores, como los mencionados, que pudieron ocasionar el tipo de falla que ocurrió en la cara de concreto de la presa Campos Novos en Brasil, algunos autores lo atribuyen a excesivos esfuerzos a compresión en las direcciones longitudinal y transversal que se desarrollaron en la zona central de la losa (Pinto, 2007; Antunes et al., 2007). Un tipo de falla similar también se ha presentado en otras presas tales como: Barra Grande en Brasil de 185 m de altura, Mohale en Sudáfrica de 145 m de altura, y TSQ-1 en China de 178 m de altura, en las cuales ocurrieron rupturas a lo largo de juntas verticales (centrales), e incluso aberturas o separaciones entre la losa y el material de apoyo, durante el primer llenado del embalse (Cruz y Freitas, 2007).

De acuerdo con los resultados presentados en este artículo, existen principalmente tres factores que pueden ocasionar un incremento en los esfuerzos biaxiales en la cara de concreto: la estrechez del valle, la altura de la cortina y la deformabilidad del enrocamiento, siendo este último factor el de mayor consideración.

2 MODELACIÓN NUMÉRICA DE PECC

2.1 Condiciones geométricas

Se realizaron modelos numéricos tridimensionales (3D) de PECC, simétricos en ambas direcciones: a lo largo del eje del cauce y en dirección del eje de la cortina. Las características geométricas de estos modelos se presentan en la Figura 2, donde son cinco los parámetros principales que definen la geometría de la cortina: altura máxima (H), ancho del cauce (b), talud de la cortina (T_c), talud del valle (T_v), y la longitud de la cresta ($L=2HT_v+b$).

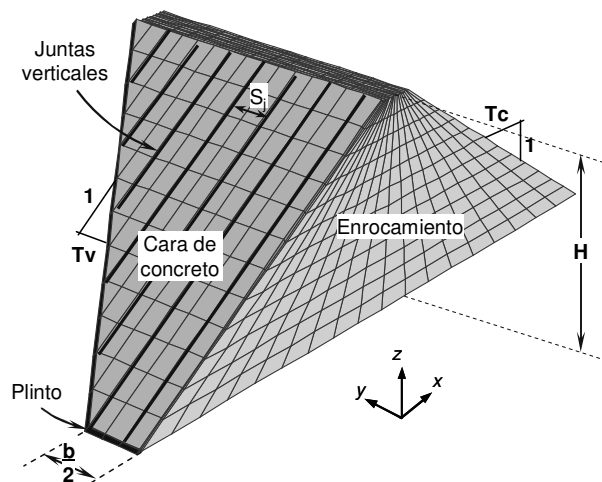


Figura 2. Características geométricas de los modelos de PECC.

La cara de concreto está dividida en franjas o paneles verticales, por lo que un parámetro importante en la generación de estos modelos 3D es el espaciamiento entre juntas estructurales o ancho de paneles de concreto (S_j). Es importante señalar que se utilizaron elementos de interfaz entre los paneles de concreto (juntas verticales), entre los paneles y el plinto para modelar la junta perimetral, y también, entre la losa de concreto y el enrocamiento (junta transición).

Para apreciar el efecto de la estrechez del valle y de la altura de la cortina se variaron básicamente los parámetros T_v y H , manteniendo constantes los demás parámetros geométricos, pero cumpliendo siempre una relación b/H de 0.5. Este factor adimensional b/H , junto con el talud del valle, T_v , relacionan la topografía de la boquilla; es decir, $b/H = 0$ indica un valle triangular, mientras que un valor de $b/H > 0$, indica una boquilla en forma de trapecio invertido. Se utilizó un talud aguas arriba y aguas abajo de la cortina, T_c , de 1.4:1.0 (H:V), un ancho de corona de 10.0 m, y un espesor de losa de 0.5 m, ambos constantes.

2.2 Propiedades de los materiales

Se consideró una cortina con enrocamiento homogéneo con propiedades mecánicas elásticas. Las propiedades del enrocamiento, del concreto y de las juntas constructivas se presentan en las Tablas 1 y 2.

Tabla 1. Propiedades de los materiales de la cortina.

Propiedad	Enrocamiento	Losa, plinto
Peso volumétrico, γ	20 kN/m ³	24 kN/m ³
Módulo de Young, E	100 MPa	1000 MPa
Relación de Poisson, ν	0.3	0.25

Tabla 2. Propiedades de juntas constructivas.

Propiedad	valor
Rigidez normal, k_n ,	10 MPa/m
Rigidez cortante, k_s ,	10 MPa/m
Angulo de fricción, ϕ ,	35°

Se consideró un comportamiento elástico de las interfaces donde los desplazamientos de juntas dependen solamente de sus valores de rigidez normal y cortante. Estudios preliminares (Sarmiento, en prep.) donde se varían las rigideces de las juntas constructivas en una cortina de geometría constante justifican los valores mostrados en la Tabla 2.

3 EFECTO DE LA GEOMETRIA DE LA CORTINA

3.1 Distribución de esfuerzos transversales en la losa

En la Figura 3 se muestran los contornos de esfuerzos transversales, σ_y , que se desarrollan en los paneles de concreto, para una cortina de 120.0 m de altura, un ancho del cauce, $b=60.0$ m, un talud del valle, $T_v = 1.0$, y un espaciamiento entre juntas verticales, $S_j = 10.0$ m.

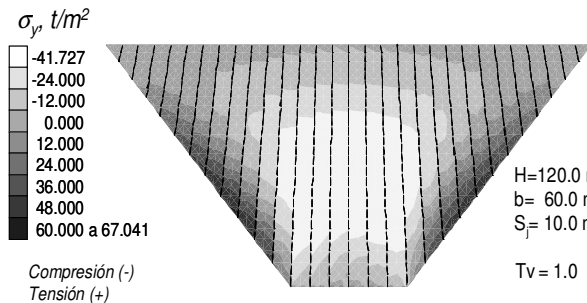


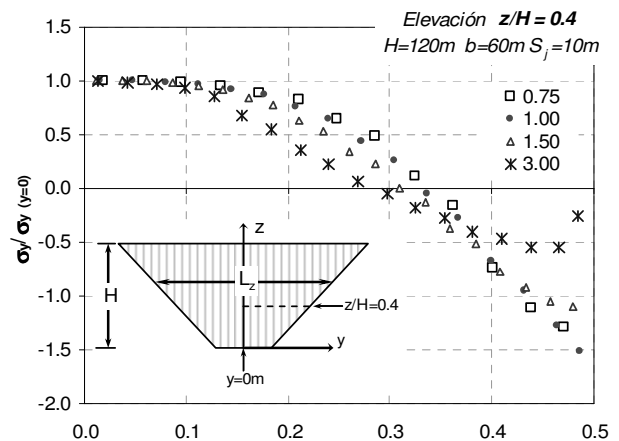
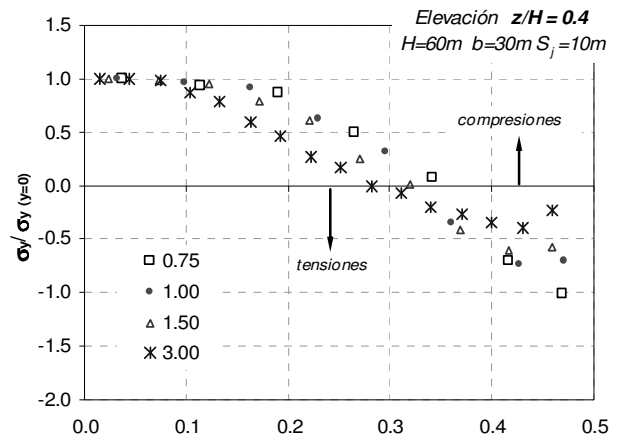
Figura 3. Contornos de esfuerzos transversales en la losa de concreto al final del llenado del embalse.

Al final del llenado del embalse, los esfuerzos máximos a compresión (valores negativos) se generan en los paneles centrales de la cara de concreto a una elevación aproximada $z/H = 0.4$, provocando el cierre de las juntas centrales. Las tensiones máximas (valores positivos) se desarrollan cerca de los taludes, a una altura $z/H = 0.3$, donde las juntas verticales y perimetral seguramente se abrirán en estas zonas ante la carga hidrostática, si el diseño de los sellos no es apropiado.

De acuerdo con lo anterior, y tratando de resumir la información obtenida de todos los análisis, en la Figura 4 se grafican los esfuerzos transversales a lo largo de la elevación $z/H=0.4$, considerando esta altura como la de mayor interés por ocurrir los esfuerzos a compresión

más altos dentro de la cara de concreto por el llenado del embalse.

En el eje de las abscisas la distancia horizontal $-y-$ se normaliza con respecto a L_z que es el ancho del valle a la elevación z ($L_z=2zT_v+b$). En las ordenadas, los esfuerzos transversales se normalizan con respecto al esfuerzo que se tiene en el centro de la losa ($y=0.0$ m) a la elevación $z/H=0.4$, que corresponde a la compresión transversal máxima en toda la cara de concreto. Se muestran resultados para diferentes alturas de cortinas ($H=60.0$ m, 120.0 m y 180.0 m). El espaciamiento entre juntas verticales de estos modelos es de 10.0 m.



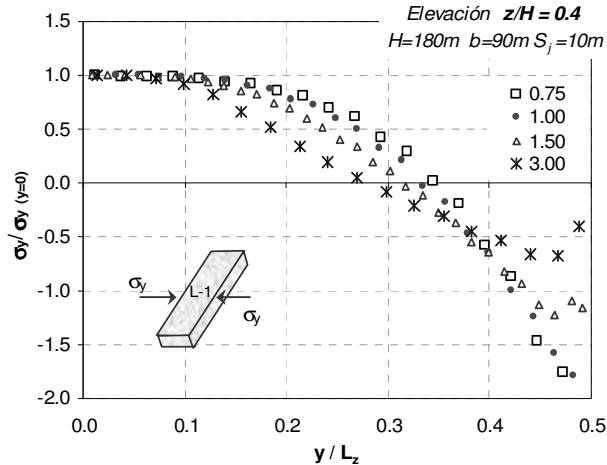


Figura 4. Esfuerzos transversales a lo largo de la elevación $z/H=0.4$ en la losa debidos al llenado del embalse.

Estos esfuerzos aumentan cuando el valle es más estrecho ($T_v=0.75$), y evidentemente cuando la altura de la cortina es mayor ($H=180.0$ m), lo cual se aprecia más claramente en la zona donde se desarrollan los esfuerzos de tensión (Fig. 4). Estas curvas, además de mostrar el efecto de la geometría de la cortina, pueden servir de guía en la toma de decisiones durante el diseño preliminar de PECC.

3.2 Esfuerzos transversales máximos

En la Figura 5 se presentan los esfuerzos transversales de compresión máximos, $\sigma_{y \text{ máx}}$, que se generan en la cara de concreto por la presión hidrostática. Estos se normalizan con respecto a la relación $\gamma_c A_L^{0.5}$, donde γ_c es el peso volumétrico del concreto, y A_L es el área de la losa.

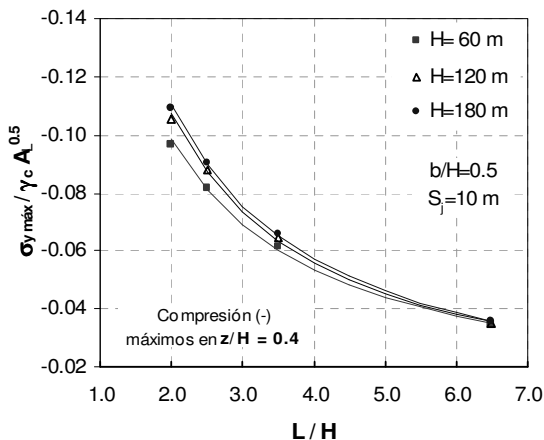


Figura 5. Esfuerzos transversales de compresión máximos que se generan en la cara de concreto al final del llenado del embalse.

Se aprecia nuevamente en esta figura que estos esfuerzos aumentan cuando la altura de la cortina es mayor, y cuando el valle es más estrecho. La expresión que más se ajusta a estas curvas, y que se propone para calcular de manera preliminar las compresiones transversales máximas en la losa por el llenado del embalse, se muestra a continuación:

$$\sigma_{y \text{ máx}} = \gamma_c \sqrt{A_L} \left[-A \left(\frac{L}{H} \right)^{-B} \right] \quad (1)$$

donde $A = 0.096 H^{0.156}$ y $B = 0.645 H^{0.076}$.

Esta información complementa los resultados de la Figura 4 donde $\sigma_{y(y=0)}$ para $z/H=0.4$ es igual a $\sigma_{y \text{ máx}}$ de la ecuación 1. Esta expresión permite calcular, como una primera aproximación, las compresiones transversales máximas para boquillas que cumplen con una relación $b/H = 0.5$, un espaciamiento entre juntas verticales, $S_j = 10.0$ m, y para alturas de cortina entre 60.0 m y 180.0 m.

Cabe señalar que los valores reportados en las Figuras 4 y 5 dependen de las propiedades utilizadas en los modelos, tanto de los materiales de la cortina, como las de las juntas constructivas. Es posible utilizar un valor distinto del módulo de elasticidad del enrocamiento, siempre y cuando la relación módulo del concreto/módulo del enrocamiento sea igual a 10 (ver Tabla 1). Para presas de mayor altura ($H > 180.0$ m) se pueden extrapolar los resultados de los presentados en estas gráficas, si el comportamiento del material se mantiene en el intervalo elástico.

4 EFECTO DE UNA ZONA MAL COMPACTADA

4.1 Modelación

En esta sección se considera otro factor que está relacionado directamente con la deformabilidad del pedraplén e involucra aspectos que posiblemente están más apegados a las condiciones de falla de la presa Campos Novos, y es el de suponer un material más deformable cercano a la losa, lo cual puede ocurrir ante posibles deficiencias durante su construcción, es decir, una zona de material mal compactado.

Para evaluar este efecto se utilizó un modelo de cortina de 180.0 m de altura, con taludes aguas arriba y abajo 1.4:1 (H:V), taludes del valle 1:1 (H:V), y espaciamiento constante entre juntas verticales de 15.0 m. Se realizaron análisis considerando primero un enrocamiento homogéneo, como punto de comparación, y otro modelo de enrocamiento donde se considera precisamente una zona de material de apoyo de la losa mal compactado (Zona MC), tal como se muestra en la Figura 6.

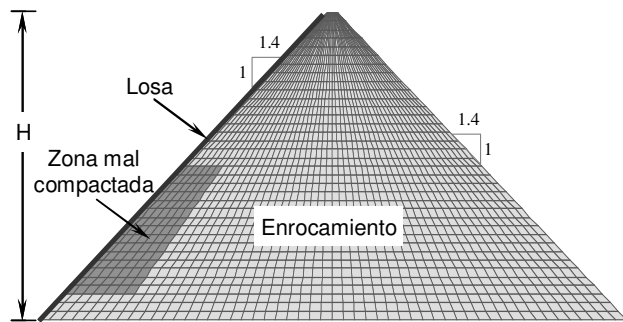


Figura 6. Modelo de presa de 180 m de altura (fuera de escala) con una zona mal compactada.

El material mal compactado se localiza entre las elevaciones de 15.0 a 90.0 m, con una profundidad hacia dentro del terraplén de 40.0 m, y un espesor en dirección del eje de la cortina de 90.0 m, cubriendo todo el ancho del cauce. Se considera que el material de la Zona MC es dos veces menos rígido que el resto del enrocamiento, empleándose las propiedades que se presentan en la Tabla 3. La cara de concreto tiene un espesor constante de 0.5 m, y sus propiedades, junto con las del plinto y de las juntas son iguales a las que se presentan en las Tablas 1 y 2, respectivamente.

Tabla 3. Propiedades del modelo de PECC de 180 m de altura.

Propiedad	Enrocamiento	Losa, plinto
Enrocamiento		
Peso volumétrico, γ	20 kN/m ³	24 kN/m ³
Módulo de Young, E	100 MPa	50MPa
Relación de Poisson, ν	0.3	0.3

4.2 Esfuerzos transversales

En la Figura 7 se presentan los esfuerzos transversales, σ_y , que se desarrollan a lo largo de dos ejes horizontales a las elevaciones, $z/H = 0.3$ y $z/H = 0.4$. Estos valores se normalizaron con respecto a la relación $\gamma_c H$, donde γ_c es el peso volumétrico del concreto, y H es la altura máxima de la cortina. En el eje de las abscisas la distancia horizontal $-y-$ se normaliza con respecto a L_z que es el ancho del valle a la elevación z.

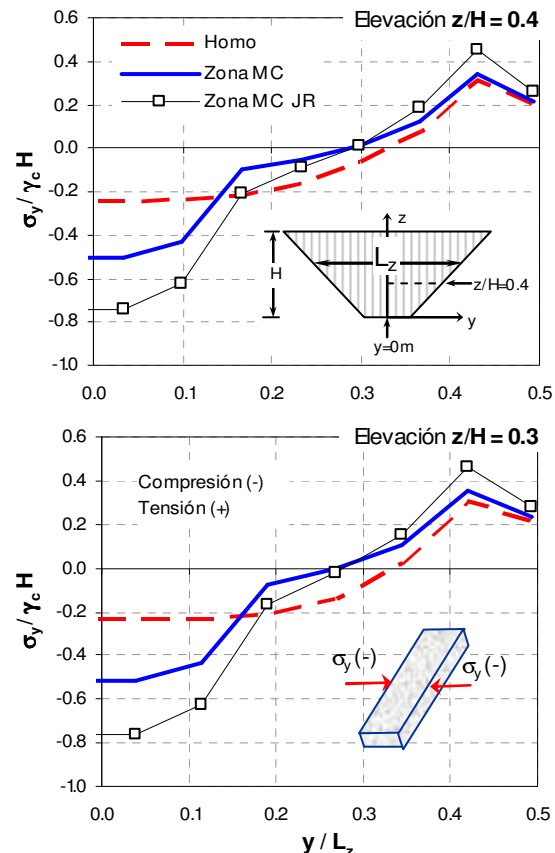


Figura 7. Esfuerzos transversales a lo largo de dos ejes horizontales al final del llenado del embalse.

Se aprecia cómo estos esfuerzos transversales aumentan en el centro de la cara de concreto ($y=0.0$ m), principalmente las compresiones (valores negativos), al considerar un enrocamiento de apoyo de la losa mal compactado (Zona MC). También se incluyen, en estas gráficas (Fig. 7), los esfuerzos cuando se tiene una losa con juntas verticales rígidas (Zona MC JR), es decir, sin ningún relleno compresible entre los contactos losa-losa en la zona central de la cara de concreto. Lo anterior se modeló considerando un valor mayor de rigidez normal únicamente en los elementos de interfaz que integran las juntas verticales ($k_n=100$ MPa/m).

Es importante señalar que si además de existir un material mal compactado debajo de la losa, se tienen juntas verticales rígidas (Zona MC JR), estos esfuerzos a compresión se incrementan de forma considerable, hasta 1.5 veces con relación al modelo que considera juntas verticales con rellenos compresibles (Zona MC).

4.3 Esfuerzos longitudinales

En la Figura 8 se presentan los esfuerzos longitudinales, σ_x , que se generan a lo largo de dos ejes horizontales a las elevaciones de 0.4 y 0.5 de H, donde los valores reportados se normalizan con respecto a la relación $\gamma_c H$.

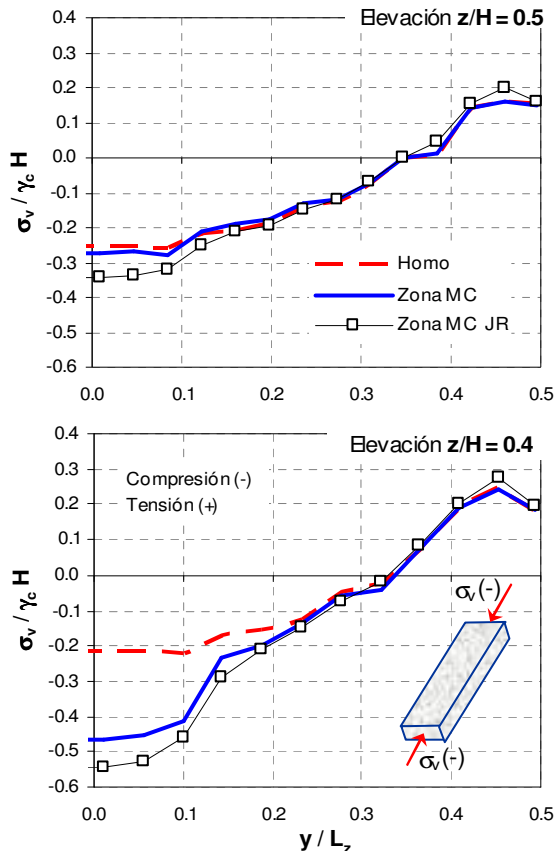


Figura 8. Esfuerzos longitudinales a lo largo de dos ejes horizontales al final del llenado del embalse.

Se aprecia nuevamente cómo las compresiones en la zona central de la cara de concreto aumentan cuando se considera un material más deformable (Zona MC) debajo de la losa, y estos esfuerzos se incrementan aún más (aunque no tanto como los transversales) al considerar juntas rígidas en los contactos verticales.

Lo que resulta interesante señalar es que al considerar una zona mal compactada, las compresiones máximas longitudinales en la losa ya no se desarrollan a una elevación z/H de 0.5 como en el caso homogéneo, sino a una elevación de 0.4 de H , lo cual es más congruente con la grieta horizontal que se presentó en la presa Campos Novos, en Brasil (Fig. 1). Una vez que ocurre agrietamiento de la cara de concreto en esta zona central, la subsecuente infiltración provocará la saturación del material de apoyo de la losa, y por consiguiente una disminución de su resistencia y compresibilidad, agravando aún más el problema.

5 CONCLUSIONES

En el diseño de los paneles de concreto (i.e. espesor y cantidad de acero, así como su distribución) es necesario conocer el estado de esfuerzos inducido por las diferentes combinaciones de carga (i.e. llenado del

embalse, sismo, etc.). Para lograr este objetivo es indispensable un modelado tridimensional y el uso de elementos de interfaz para analizar adecuadamente la interacción entre los materiales (paneles de concreto, plinto y enrocamiento) que integran las PECC.

Los elementos de interfaz requieren de una adecuada asignación de propiedades. Lo ideal en el análisis de este tipo de estructuras es que las propiedades de las juntas constructivas se determinen a partir de prototipos experimentales a gran escala o pruebas realizadas en laboratorio, sin embargo, esto es difícil de conseguir. Los valores de las rigideces de juntas utilizados en este artículo se justifican de estudios paramétricos que se realizaron previamente (Sarmiento, en prep.)

Bajo carga estática, al final del llenado del embalse, los modelos presentados reproducen cualitativamente el estado de esfuerzos en la cara de concreto, de acuerdo con lo registrado en la literatura y con lo observado en campo (Giudici et al., 2000).

Un material mal compactado debajo de la losa, en combinación con juntas verticales sin rellenos compresibles (rígidas), provocará un aumento de las compresiones transversales y longitudinales principalmente en la zona central de la cara de concreto, y por lo tanto las juntas verticales estarán totalmente cerradas en esta región. Los esfuerzos transversales a compresión se incrementan hasta 1.5 veces con relación al modelo que considera juntas verticales con rellenos compresibles, incrementando la posibilidad de ruptura a lo largo de los contactos verticales, y daño a los paneles de concreto.

REFERENCIAS

- Antunes, J., Vieira, L., Custodio, S., Correa, C., y Fernandes, R. (2007). *Performance and concrete face repair at Campos Novos*, Wydropower & Dams, Issue Two, 39-42.
- Cruz, P.T. y Freitas, M.S. (2007). *Cracks and flows in concrete face rock fill dams (CFRC)*, 5th International Conference on Dam Engineering, February, LNEC, Lisbon, Portugal.
- Giudici, S., Herweynen, R. y Quinlan, P. (2000). *HEC experience in concrete faced rockfill dams - Past, present and future*, Proceedings International Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, Beijing, China, 29-46.
- Hacelas, J.E., Ramirez, C.A., y Regalado, G. (1985). *Construction and Performance of Salvajina Dam*, Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance, ASCE, Detroit, 286-315.
- Pinto, N.L. de S. (2007). *A challenge to very high CFRD dams: very high concrete face compressive stresses*, 5th International Conference on Dam Engineering, February, LNEC, Lisbon, Portugal.
- Sarmiento, N. Respuesta sísmica tridimensional de presas de enrocamiento con cara de concreto, Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México (en preparación).

