

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Efecto de la zonificación de los materiales en la respuesta sísmica de presas de enrocamiento con cara de concreto

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



ABSTRACT

3D Analyses of concrete-faced rockfill dams (CFRD) are carried out, where the main body of the curtain is formed by two types of rockfills with the traditional design of this type of dams. The effect of the materials zones is evaluated in the behaviour of the concrete face by the reservoir filling and during a severe seismic event, maintaining constant all the other geometric parameters of the curtain and varying only the inclination of the internal slope that separates to the two rockfills types. The results indicate that an internal slope between 0.35:1 and 0.7:1 (H:V) provides the minimum volume of more rigid and more expensive material, such that damages like cracking are not generated in the face that favour the flow of water through it.

RESUMEN

Se realizan análisis 3D de presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC) donde el cuerpo principal de la cortina está formado por dos tipos de enrocamientos de acuerdo con el diseño tradicional de este tipo de presas. Se evalúa el efecto de la zonificación del pedraplén en el comportamiento de la cara de concreto por el llenado del embalse, y durante un evento sísmico severo, manteniendo constantes todos los demás parámetros geométricos de la cortina y variando solamente la inclinación del talud interno que separa a los dos tipos de enrocamientos. Los resultados indican que un talud interno entre 0.35:1 y 0.7:1 (H:V) es el que proporciona el mínimo volumen de material más rígido y más costoso, tal que no se generen daños en la losa como agrietamientos que favorezcan el flujo de agua a través de ella.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Sección típica de presas de enrocamiento con cara de concreto

Ningún tipo de cortina tiene un diseño estándar, sin embargo, las presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC) se encuentran en una situación donde sus elementos principales son comunes: un pedraplén zonificado, una losa de concreto y un plinto. El elemento impermeable de la cortina lo proporciona la losa de concreto junto con los sellos de las juntas constructivas: verticales, horizontales y perimetral. La Figura 1 muestra una sección transversal típica que se considera en el diseño tradicional de este tipo de cortinas (Cooke, 1985; 1991).

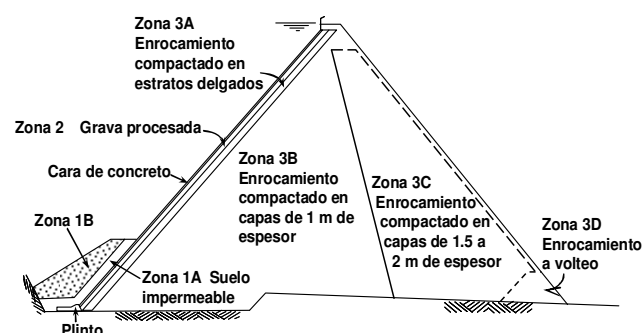


Figura 1. Sección típica de presas de enrocamiento con cara de concreto.

1.2 Pedraplén

El pedraplén que conforma el cuerpo principal de la cortina, tiene en general una zonificación de materiales bien definida, con taludes exteriores que en general varían entre 1.3:1 a 1.5:1 (H:V), y donde cada zona presenta las características siguientes.

Zona 1. Es un suelo impermeable compactado (zona 1A), preferiblemente limos, que se coloca sobre la parte inferior de la cara de concreto cubriendo la junta perimetral (contacto entre la losa de concreto y el plinto), con el propósito de sellarla en caso de su apertura o rotura de sellos. Dicho suelo se protege o se le proporciona mayor estabilidad cubriéndolo con otros materiales (zona 1B).

Zona 2. Los materiales en esta zona proporcionan un apoyo uniforme y firme a la losa de concreto y al mismo tiempo funcionan como una barrera semi-impermeable contra la posible filtración del agua; además, sirve como dren para que el agua no penetre totalmente en los materiales de enrocamiento. Se subdivide básicamente en dos zonas procesadas: una zona de filtro (zona 2A) de 3 a 4 m de espesor radial que se coloca debajo de la junta perimetral, y una capa de roca procesada (zona 2B) de al menos 7.5 cm de tamaño máximo.

Zona 3. Es la zona principal de la cortina y consiste en enrocamientos y/o gravas. Se divide en cuatro subzonas: 3A, 3B, 3C y 3D. La zona 3A es la transición

entre la zona 2 y el cuerpo principal de enrocamientos, constituida por rocas procesadas de tamaño pequeño o gravas que se colocan en capas con el mismo espesor que los materiales de la zona 2. La calidad de los materiales en la zona 3B es mejor que en la zona 3C, y los espesores de las capas de los materiales 3B y 3C usualmente son del orden de 1 m y de 2 m, respectivamente (los espesores deben definirse conforme a la zonificación de los materiales y condiciones particulares del sitio). Por tanto, los materiales 3B son menos compresibles que los 3C; esto es importante ya que los 3B soportan la mayor parte de la carga de agua. En todo caso, los materiales se compactan con equipo vibratorio usualmente en cuatro a seis pasadas. Actualmente, se usa agua durante la compactación para reducir la relación de vacíos y, por tanto, la compresibilidad del material compactado. La zona 3D es enrocamiento colocado a volteo.

Diseños más actuales consideran la colocación de una zona de transición (T) entre los materiales 3B y 3C, utilizando para su construcción una energía de compactación menor a la utilizada en el material 3B, con espesores de capas entre 1 m y 1.5 m, aunque estos espesores dependerán nuevamente de las condiciones particulares del sitio. En el diseño de la cortina del Proyecto Hidroeléctrico "El Cajón", los estudios realizados (Romo et al., 2002) mostraron un comportamiento favorable con este tipo de zonificación de los materiales, con respecto a la zonificación que consideraba una transición (T) con el talud de la cara de aguas arriba vertical, lo cual ocasiona una alta concentración de esfuerzos cortantes a lo largo del contacto entre las zonas 3B y T. Esto tiene como consecuencia que la elástica de la cara de concreto presente una doble curvatura (cóncava hacia el embalse en el tercio superior de la altura de la cortina y opuesta en el resto de ella), por lo que se inducen esfuerzos de tensión en la parte superior de la losa de concreto, con el consecuente agrietamiento como ocurrió en la presa Aguamilpa. Ante esta situación se propuso una modificación de la zonificación de la cortina, reduciendo la zona 3B y ampliando a una posición simétrica el material de transición (T) con taludes de 0.5:1 (H:V) aguas arriba y aguas abajo, con lo cual, además de eliminar la posibilidad de agrietamiento en la cara de concreto, también se abatió considerablemente el costo directo de la presa.

El objetivo particular de este estudio es determinar la zonificación de los materiales más adecuada, de acuerdo con el diseño tradicional de este tipo de presas (Fig. 1), que proporcione el mínimo volumen de material mejor compactado (y por ende más costoso), tal que el incremento de los desplazamientos normales por el llenado del embalse, y durante un sismo severo, no generen daños a la losa como agrietamientos y/o aberturas de juntas que favorezcan el flujo de agua a través de ella, lo cual contravendría la operación adecuada de la presa.

Cabe señalar que la zonificación integrada por dos materiales como la que se muestra en la Figura 2, se propuso para la presa La Parota. Los estudios realizados

por Romo *et al.* (2004) mostraron su factibilidad técnica además de las ventajas económicas. Ellos encontraron que el talud aguas arriba del material B (Fig. 2) más adecuado era $Ti=0.5$. Los resultados presentados en este artículo corroboran las conclusiones de estos autores.

2 MODELACIÓN NUMERICA DE PECC

2.1 Características geométricas

Los análisis numéricos consideran modelos tridimensionales (3D) de PECC, simétricos a lo largo del eje del cauce y en dirección del eje de la cortina, sometidos a condiciones de trabajo por llenado del embalse y durante un sismo severo. El cuerpo principal de la cortina está formado por dos enrocamientos (A y B) de diferente rigidez, tal como se muestra en la Figura 2, donde el talud interno, que se define por la variable $Ti:1$ (H:V), marca la frontera entre estos dos materiales. El tipo A, ubicado en el talud aguas arriba, es más rígido (i.e. menos compresible) que el tipo B, de acuerdo con el diseño tradicional de este tipo de PECC.

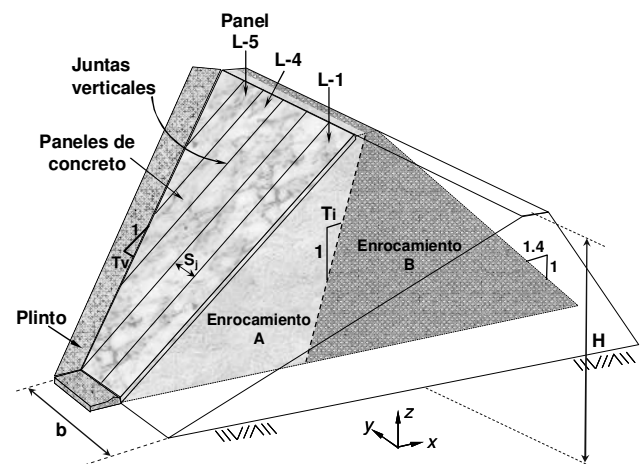


Figura 2. Modelo geométrico 3D para un enrocamiento zonificado.

La cara de concreto se considera dividida en franjas o paneles verticales, por lo que un parámetro importante en la generación de estos modelos 3D es el espaciamiento entre juntas o ancho de los paneles de concreto (S_j). Se utilizan elementos de interfaz entre los paneles (juntas verticales), entre dichos paneles y el plinto para modelar la junta perimetral, y también, entre la losa de concreto y el enrocamiento (junta transición). Se utilizó un valor constante para definir el talud aguas arriba y aguas abajo de la cortina de 1.4:1 (H:V), y un ancho de corona constante de 10.0 m, ya que la mayoría de las PECC construidas en el mundo tienen geometrías exteriores semejantes a ésta.

Todos los parámetros geométricos se mantuvieron constantes variando solamente el talud interno, Ti , considerando las siguientes pendientes: 0.0:1, 0.35:1, 0.70:1 y 1.05:1 (H:V). De esta manera al asignar un

valor de $T_i=0.0$ se tendrá un talud interno vertical, dividiendo exactamente a la mitad el cuerpo de la cortina en su sección transversal (una misma cantidad de material tipo A y B). Cuando el valor de T_i aumenta, se tendrá una mayor cantidad de enrocamiento tipo B, es decir, conforme T_i es mayor se tiene en conjunto un enrocamiento más deformable. Aunque para evaluar el efecto de T_i sólo se utilizó una sección de boquilla constante, con altura de cortina, $H = 60.0$ m, ancho del cauce, $b = 30.0$ m, talud del valle, $T_v = 1.0$, y espaciamiento entre juntas verticales, $S_j = 10.0$ m (Fig. 2), los resultados son indicativos también para presas de enrocamiento con cara de concreto con otras características geométricas.

2.2 Propiedades de los materiales

Se emplearon como propiedades dinámicas del enrocamiento, de los paneles de concreto, del plinto y de las juntas constructivas, los valores que se presentan en las Tablas 1 y 2. El enrocamiento A es dos veces más rígido que el tipo B. Además, se utilizó un modelo de amortiguamiento de tipo Rayleigh, para proporcionar un amortiguamiento aproximadamente independiente de la frecuencia sobre un intervalo restringido de frecuencias, siendo una aproximación al de un amortiguamiento histerético (Bathe y Wilson, 1976). Los coeficientes respecto al amortiguamiento crítico que se utilizaron en estos análisis son del 20% para el enrocamiento y del 5% para la losa de concreto y el plinto. Se consideró un comportamiento elástico de las interfaces; es decir, la abertura y desplazamiento cortante de las juntas depende solamente de los valores de su rigidez normal y cortante asignados durante la aplicación de la excitación.

Tabla 1. Propiedades de los modelos de PECC.

Propiedad	Enrocamiento		Losa, plinto
	A	Enrocamiento B	
Peso volumétrico, γ	20 kN/m ³	18 kN/m ³	24 kN/m ³
Módulo de Young, E	100 MPa	50 MPa	1000 MPa
Relación de Poisson, ν	0.3	0.3	0.25

Tabla 2. Propiedades de las juntas constructivas de la cara de concreto.

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

2.3 Características de la excitación

Los análisis dinámicos consideran el proceso constructivo de la cortina; es decir, a partir del estado de esfuerzos y deformaciones que se presenta al final del llenado del embalse se aplica una excitación en la frontera rígida de los modelos. La roca de cimentación

se considera rígida y las fronteras se asumen fijas a lo largo de la boquilla. El plinto se considera también fijo a la ladera, pero la losa puede tener movimientos relativos con respecto a éste.

Se utilizó como excitación la función armónica que se muestran en la Figura 3, con una amplitud máxima de 0.3 g, una duración de 10 s, y una frecuencia igual a la frecuencia natural que corresponde a cada zonificación del enrocamiento que se tiene cuando se varía el parámetro T_i , lo cual corresponde a la condición sísmica más severa. Esta señal se aplicó en forma síncrona, es decir, constante en toda la frontera rígida de los modelos, en ambas direcciones horizontales al mismo tiempo (excitación bidimensional), en dirección del eje del cauce y en dirección del eje de la cortina. En estos análisis no se considera una componente vertical de la excitación.

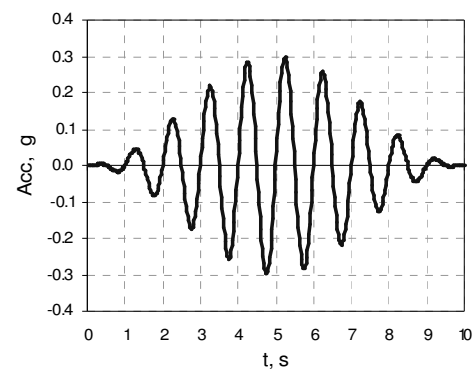


Figura 3. Excitación aplicada en la base rígida del modelo.

3 RESULTADOS

3.1 Desplazamientos normales en la cara de concreto

En la Figura 4 se presentan los desplazamientos normales, d_n , que se generan en la cara de concreto a lo largo de su sección media por el llenado del embalse, normalizados con respecto al desplazamiento normal máximo que se tiene en una cortina homogénea (homo), es decir, cuando está integrada por sólo un tipo de enrocamiento (material A).

Estos resultados muestran una evidente relación entre la deflexión de la losa y la rigidez del enrocamiento. Cuando se tiene un T_i mayor (talud interno más tendido), los desplazamientos normales al plano de la losa son mayores debido a que se tiene una cortina más deformable en conjunto. Es interesante señalar que para un talud T_i entre 0.0 y 0.35, las deflexiones de la losa son prácticamente idénticas al modelo donde se tiene un enrocamiento totalmente homogéneo. Los máximos se localizan a una altura, z/H , que varía de 0.4 (cortina más rígida) a 0.5 (menos rígida).

Otro aspecto importante que propicia la generación de grietas horizontales en la cara de concreto, es que las

deformadas tienen doble curvatura, como la elástica correspondiente a $T_i = 0.0$ muestra una mayor curvatura en la parte superior, lo cual la hace más vulnerable a la formación de grietas horizontales en esa zona, por lo tanto menos apropiada. Los casos bien documentados de la cortina de la presa Aguamilpa ($T_i=0.0$) y la de la presa El Cajón ($T_i=0.5$) corroboran, al menos cualitativamente estos resultados, ya que mientras la cara de concreto de la primera presenta grietas horizontales producto de esta doble curvatura (Alberro, 1998), la cara de concreto de la segunda está exenta de ellas. Además, desde el punto de vista de desplazamientos máximos normales de la losa, el incremento en ellos al pasar de $T_i = 0.0$ a $T_i = 0.5$ sería despreciable, como se desprende de los resultados incluidos en la Figura 4, aunque para $T_i = 0.5$ este máximo se presentaría a una cota ligeramente superior.

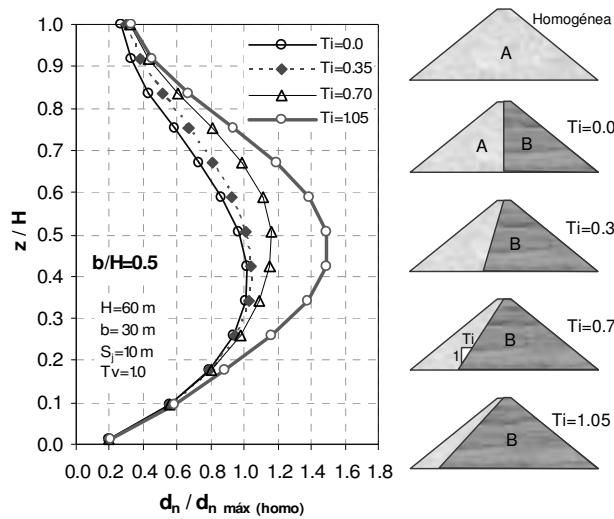


Figura 4. Desplazamiento normal en la losa de concreto al final del llenado del embalse.

En la Figura 5 se muestran los desplazamientos normales máximos por sismo en la losa a lo largo de su sección media, para cada tipo de zonificación del pedraplén. Los valores reportados son los máximos de las historias registradas, normalizados con respecto a los desplazamientos por llenado en cada punto a lo largo de la losa.

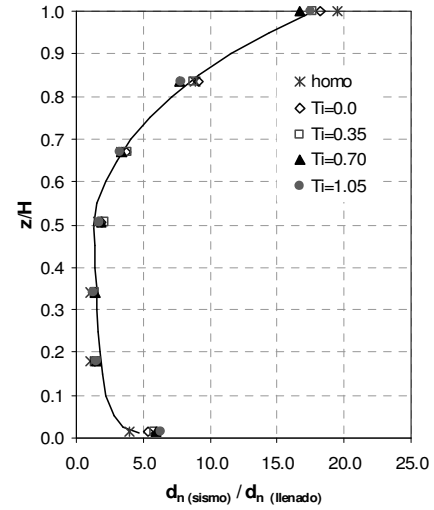


Figura 5. Desplazamientos normales máximos en la cara de concreto a lo largo de su sección media por sismo.

Los mayores desplazamientos se presentan en el tercio superior de la cara de concreto, y aunque no se aprecia en esta gráfica (Fig. 5) es de esperarse que éstos aumenten conforme el parámetro T_i es mayor, es decir, cuando en conjunto se tiene una cortina más deformable. Estos desplazamientos por sismo normalizados con respecto a los de llenado también describen una tendencia casi similar a lo largo de su sección media (línea continua).

A partir de estos resultados se determinaron expresiones, que se presentan en la ecuación 1, para estimar estos desplazamientos dinámicos normales a la losa. Estas relaciones consideran una frontera donde el comportamiento cambia, que es a la elevación $z/H=0.5$.

$$d_{n(sis)} = d_{n(llen)} \begin{cases} 1.046 \left(\frac{z}{H} \right)^{0.324} & \text{para } 0 \leq \frac{z}{H} \leq 0.5 \\ 17.763 \left(\frac{z}{H} \right)^{4.09} & \text{para } 0.5 < \frac{z}{H} \leq 1 \end{cases} \quad [1]$$

Estas expresiones son muy útiles para aplicaciones prácticas porque como se ha mostrado en otros estudios (Sarmiento, en prep.), $d_{n(llen)}$ puede evaluarse a partir de la siguiente ecuación:

$$d_{n(llen)} = d_{n2D(llen)} \left[-0.52 \left(\frac{z}{H} \right)^2 + 0.12 \left(\frac{z}{H} \right) + 0.88 \right] \quad [2]$$

donde $d_{n2D(llen)}$ es el desplazamiento normal de la cara de concreto a lo largo de su sección media, obtenido de un análisis de elemento finito bidimensional (2D), para la condición al final del llenado del embalse. Es importante mencionar que todas las ecuaciones anteriores toman en cuenta las características tridimensionales del sistema boquilla-cortina.

3.2 Esfuerzos transversales

En la Figura 6 se presentan los esfuerzos transversales, σ_y , que se generan en los paneles de concreto por el llenado del embalse, a la elevación $z/H = 0.4$ y todo lo ancho del valle. Estos esfuerzos se normalizan con respecto a los esfuerzos transversales máximos que se generan en una cortina homogénea a la elevación mencionada. En las abscisas la distancia $-y-$ se normaliza con respecto a L_z , que es el ancho del valle a la elevación $-z-$.

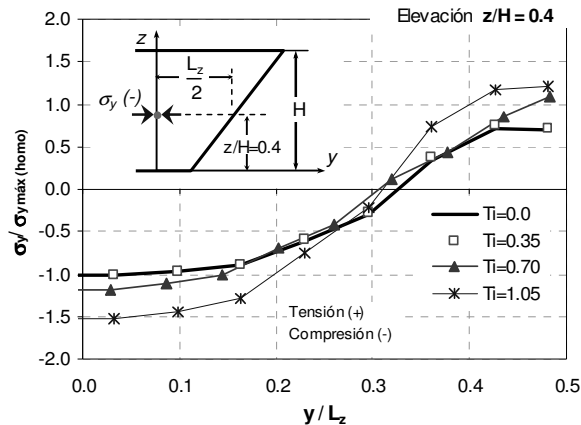


Figura 6. Esfuerzos transversales en la losa al final del llenado del embalse.

Estos esfuerzos transversales aumentan cuando el terraplén es más deformable (T_i es mayor), debido a que se tiene una mayor deflexión de la cara de concreto (Fig. 4). Sin embargo, prácticamente no cambian para valores de T_i entre 0.0 y 0.35, e incluso varían muy poco cuando $T_i = 0.70$.

Los resultados incluidos en la Figura 6 muestran que el tercio medio (a lo ancho de la boquilla) de la cara de concreto está sometida a esfuerzos a compresión (valores negativos) y el resto a tensión (valores positivos). Esto debe tenerse presente cuando se diseñan tanto los paneles de concreto como las juntas constructivas. Esto cobra más relevancia al mostrarse que para sismos severos cuya energía esté principalmente concentrada en el intervalo de frecuencias características de respuesta de la cortina (por ejemplo, la frecuencia de resonancia), los esfuerzos de compresión (y de tensión) pueden ser iguales e incluso mayores, dependiendo del valor de T_i , a los inducidos por el llenado del embalse. En otras palabras, esta condición no es necesariamente la más crítica, cuando la presa se ubica en zonas de alta sismicidad.

Con el fin de apreciar el efecto sísmico en términos de la distribución espacial de σ_y , en la Figura 7 se presenta la variación de estos esfuerzos transversales máximos por sismo a lo largo de tres paneles de concreto: L-4, L-5 y L-6 (Fig. 2), normalizados con respecto a los esfuerzos máximos también por sismo que se tienen en cada una de estas losas en el caso homogéneo. Se aprecia cómo al considerar un valor de T_i entre 0.0 y 0.35 prácticamente estos esfuerzos máximos no cambian, principalmente en el panel L-4,

mientras que para un enrocamiento más deformable ($T_i=1.05$) se alcanzan valores hasta 1.6 veces los esfuerzos sísmicos correspondiente al caso homogéneo.

Estos factores que relacionan la respuesta sísmica entre un enrocamiento zonificado y uno homogéneo, prácticamente son constantes a lo largo de cada panel de concreto, y dentro de un intervalo corto de valores para cada zonificación, por ejemplo, para una cortina donde $T_i = 1.05, 0.7, 0.35$ y 0.0 , los factores enrocamiento zonificado / homogéneo son 1.55, 1.35, 1.25 y 1.15 en promedio, respectivamente. Dependiendo del valor de T_i estos factores se podrían aplicar en toda la cara de concreto para un cálculo preliminar del valor de T_i que permita evaluar los volúmenes de los materiales A y B.

3.3 Esfuerzos longitudinales

Es importante conocer la magnitud de los esfuerzos longitudinales que se generan en los paneles de concreto por el llenado del embalse, debido a que son los responsables del posible agrietamiento horizontal en la cara de concreto. En la Figura 8 se presentan los esfuerzos longitudinales, σ_x , a lo largo de la sección media de la cara de concreto, normalizados con respecto a los esfuerzos máximos a compresión y tensión (valor absoluto) que se desarrollan en la losa cuando se tiene una cortina homogénea.

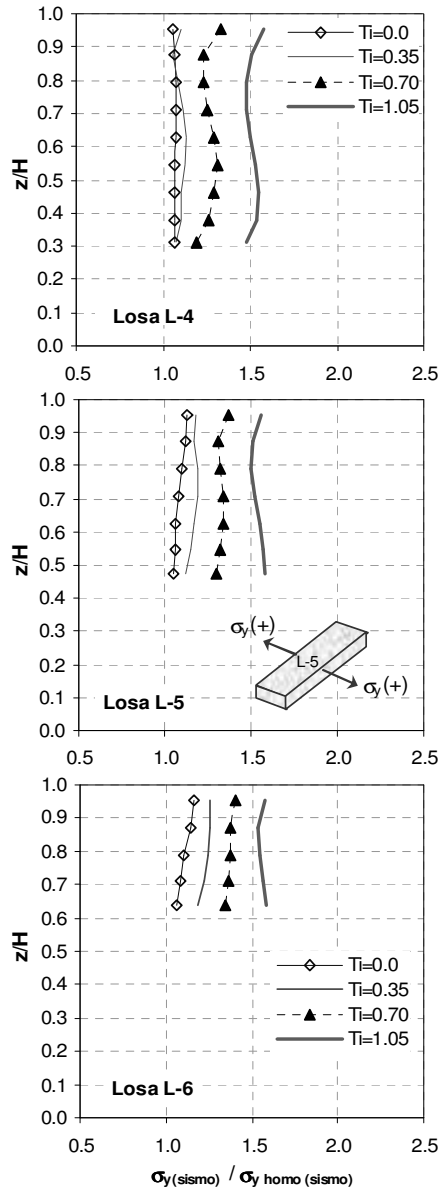


Figura 7. Esfuerzos transversales máximos por sismo en los paneles L-4, L-5 y L-6.

Cuando el parámetro T_i aumenta, los esfuerzos longitudinales a compresión y a tensión, en el centro de la losa, son mayores, los cuales pueden aumentar hasta 1.5 veces ($T_i = 1.05$) los esfuerzos correspondientes en una cortina homogénea. En relación a las compresiones longitudinales máximas, cuando T_i tiene valores entre 0.0 y 0.5 (Aguamilpa versus El Cajón), éstas disminuyen sensiblemente con respecto al caso homogéneo, y las diferencias entre ellas son poco apreciables. Este resultado sustenta la propuesta de usar $T_i=0.5$ para el Cajón (Romo *et al.*, 2002) y posteriormente para la presa La Yesca (Romo *et al.*, 2007).

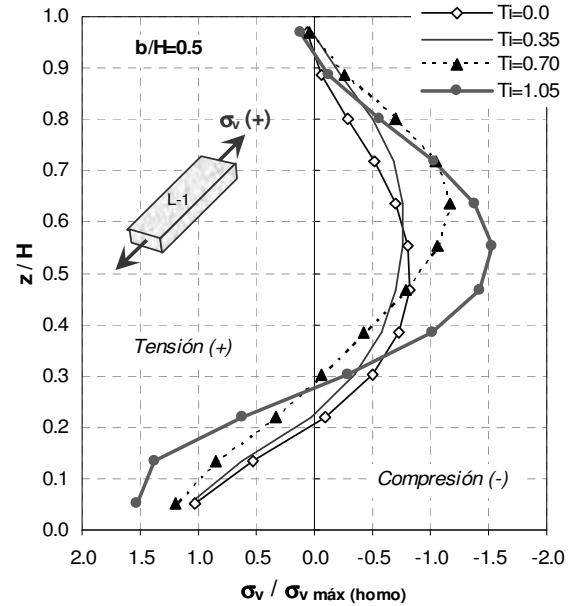


Figura 8. Esfuerzos longitudinales en el panel central de la losa por llenado del embalse.

En la Figura 9 se presentan los esfuerzos longitudinales máximos por sismo a lo largo de la losa central L-1 (Fig. 2), para cada una de los modelos analizados. Estos valores se normalizan con respecto al esfuerzo por sismo que se tiene en la losa central para el caso cuando el enrocamiento es homogéneo.

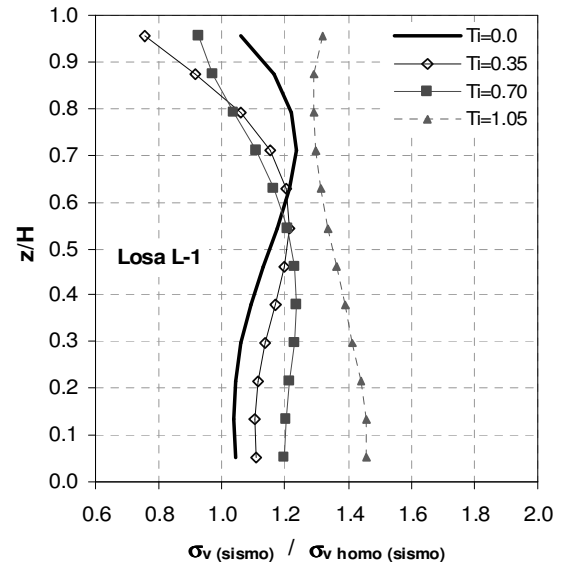


Figura 9. Esfuerzos longitudinales por sismo en la losa central L-1.

Se observa cómo estos esfuerzos por sismo se incrementan con el valor del parámetro T_i ; es decir, cuando se tiene una cortina más deformable. Es importante enfatizar que cuando $T_i = 0.0$, donde se tiene un talud interno vertical en el cuerpo principal de la cortina, los esfuerzos en el tercio superior de la losa son mayores que para los casos donde $T_i = 0.35$ y 0.70 . Este

incremento de esfuerzos por sismo puede ser tanto a compresión como a tensión, lo que podría provocar agrietamiento horizontal en los paneles centrales de la losa en el tercio superior de la cortina, siendo más severo para $T_i=0.0$.

3.4 Aberturas a lo largo de la junta perimetral

En relación con la junta perimetral que es el elemento crítico en este tipo de presas, la deformabilidad del enrocamiento afectará su comportamiento como se muestra en la Figura 10, donde se grafican las aberturas, δ_n , a lo largo del contacto losa-plinto por llenado del embalse, las cuales se normalizan nuevamente con respecto a la abertura máxima (en valor absoluto) que ocurre en la junta perimetral en una cortina homogénea. Se aprecia el mismo efecto que muestran los resultados presentados en los apartados anteriores. Para un T_i mayor (cortina más deformable) se generan aberturas mayores en la junta perimetral. Las aberturas máximas que se presentan en las márgenes ($y/L=0.2$), alcanzan valores hasta 1.5 veces ($T_i=1.05$) la abertura máxima que se genera en la junta perimetral en una cortina homogénea. Nuevamente para valores de T_i entre 0.0 y 0.35 las aberturas a lo largo de esta junta prácticamente no cambian.

En la Figura 11 se presentan las aberturas (δ_n) máximas por sismo que se desarrollan en la junta perimetral para cada tipo de zonificación del enrocamiento. Estos valores que son los máximos de las historias de aberturas registradas a lo largo de la junta, se normalizan con respecto a las aberturas máximas por sismo que se generan en la junta al considerar un enrocamiento homogéneo.

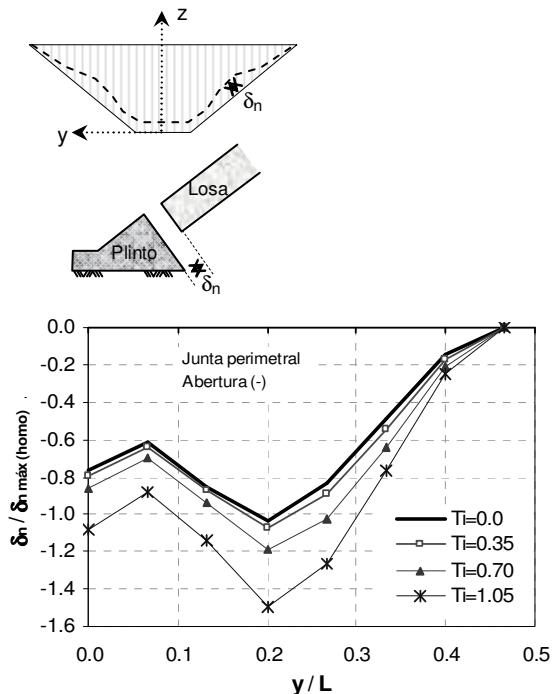


Figura 10. Aberturas a lo largo de la junta perimetral por llenado del embalse.

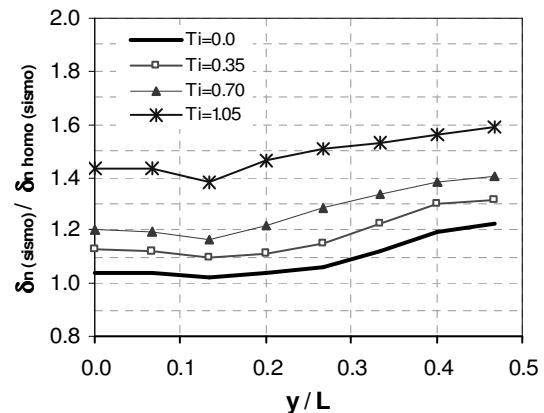


Figura 11. Aberturas máximas por sismo en la junta perimetral.

De acuerdo con estos resultados, la condición más desfavorable, la que presenta los mayores desplazamientos de juntas, es cuando se tiene un menor volumen de enrocamiento más rígido en el talud aguas arriba. Al considerar un $T_i=1.05$ las separaciones entre los paneles de concreto y el plinto aumentan considerablemente, y se desarrollan por sismo aberturas hasta de 1.45 veces las correspondientes al caso homogéneo en el centro de la junta ($y/L=0.0$). Para un talud interno vertical ($T_i=0.0$), los factores enrocamiento zonificado-homogéneo son cercanos a la unidad en el centro de la junta, es decir, prácticamente resulta lo mismo que considerar un solo tipo de enrocamiento en toda la cortina. Estas relaciones (zonificado-homogéneo) aumentan en los extremos de la junta perimetral ($0.2 < y/L < 0.5$) para cualquier tipo de zonificación del enrocamiento. En este tramo, las aberturas por sismo se incrementan entre 1.05 y 1.6 veces la abertura correspondiente al caso homogéneo.

4 CONCLUSIONES

Una condición obviamente desfavorable es la deformabilidad del enrocamiento. Al aumentar ésta, se tendrán mayores deflexiones de la cara de concreto, y por lo tanto, un aumento de los esfuerzos transversales y longitudinales en la losa. Esto afectará el comportamiento de las juntas constructivas, que si se combina con otros factores como un valle más estrecho, y una cortina de mayor altura, estarían sometidas a esfuerzos de compresión y de tensión tales que podrían poner en peligro la integridad global de la cara de concreto.

La colocación de un enrocamiento con una rigidez del orden de la mitad del que está adyacente (material A) a la losa de concreto, abatiría el costo directo de la cortina. Conforme a los resultados obtenidos en este estudio, taludes T_i entre 0.35 y 0.7 no modificarían apreciablemente el comportamiento de una cortina

homogénea. Estos resultados son congruentes con el comportamiento de la presa El Cajón para la cual Romo *et al.*, (2002) propusieron un $T_i=0.5$ y su comportamiento ha sido aceptable, de hecho superior que el de la cortina del P. H. Aguamilpa ($T_i=0$).

REFERENCIAS

- Alberro, J.A. (1998). *Agrietamiento de presas de enrocamiento con cara de concreto*, Memorias de la Conferencia Internacional sobre Presas de Almacenamiento, México D. F., Publicación SMMS, 109-115.
- Bathe, K.J. y Wilson Y.E. (1976). *Numerical Methods in Finite Element Analysis*, ed. Prentice-Hall.
- Cooke, J.B. (1985). *Progress in rockfill dams (Terzaghi Lecture)*, Journal of Geotech. Engrg. Div. ASCE, Vol. 110(10): 1383-1414.
- Cooke, J.B. (1991). *The Concrete-Face Rockfill Dam*, Water Power & Dam Construction, January, 11-15
- Romo, M.P., Sarmiento, N., Martínez, S., Merlos, J., García, S., Magaña, R., y Hernández, S. (2002). *Análisis sísmico de la cortina propuesta por CFE para el Proyecto Hidroeléctrico el Cajón y diseños geotécnicos alternos*. Informe preparado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para la CFE.
- Romo, M.P., Sarmiento, N. y Martínez, S., (2004), *Análisis sísmico de la cortina (enrocamiento con cara de concreto) de la presa La Parota*, Informe preparado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para la CFE.
- Romo, M.P., Botero, E., Méndez, B.C., Hernández, S., y Sarmiento, N., (2007), *Actualización del diseño geotécnico y sísmico del segundo trazo del vertedor y la ubicación definitiva de la cortina del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca*. Informe preparado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para la CFE., (convenio SC-CPH-080).
- Sarmiento, N. *Respuesta sísmica tridimensional de presas de enrocamiento con cara de concreto*, Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México (en preparación).