



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE LA CARA DE
CONCRETO DE PRESAS DE ENROCAMIENTO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

NEFTALÍ SARMIENTO SOLANO

TUTOR:

DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA



Agosto, 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

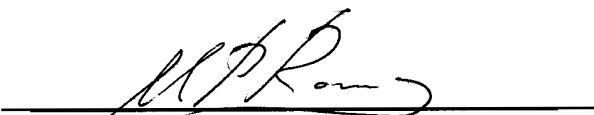
JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. RESENDIZ NÚÑEZ DANIEL
Secretario: DR. OVANDO SHELLEY EFRAÍN
Vocal: DR. ROMO ORGANISTA MIGUEL PEDRO
1^{er}. Suplente: DR. RIVERA CONSTANTINO RIGOBERTO
2^{do}. Suplente: DR. MAYORAL VILLA JUAN MANUEL

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:


DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA

Agradecimientos

Agradezco al Dr. Miguel P. Romo Organista por su atinada dirección durante el desarrollo de este trabajo de tesis, por su paciencia en la revisión del texto, y por compartir sus conocimientos académicos.

Le doy las gracias a cada uno de los sinodales: Dr. Daniel Resendiz Núñez, Dr. Efraín Ovando Shelley, Dr. Rigoberto Rivera Constantino y Dr. Juan M. Mayoral Villa; por sus atinados consejos en las correcciones de esta tesis.

Le agradezco al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por la beca recibida durante la realización de este trabajo.

También agradezco a profesores, compañeros y amigos del área de Geotecnia del Instituto de Ingeniería, que de alguna manera contribuyeron a la realización de esta tesis.

Dedicatorias

*Más tú, Señor, eres escudo alrededor de mí;
mi gloria, y el que levanta mi cabeza.*

A mi esposa Juanita y a mis hijos: José Efraín, Pablo Jaasiel y Uri Abisai.

A mis padres y hermanos.

Resumen

En la actualidad, las presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC) se consideran como una opción técnicamente válida en la mayoría de los sitios con cimentación rocosa y son generalmente competitivas como las presas de enrocamiento de núcleo impermeable. Los principales factores que han propiciado su alta aceptación son: el uso de un enrocamiento compactado, el desarrollo de plintos de concreto con pantallas de inyección, y mejoras en el conjunto losa de concreto-junta constructiva. Sin embargo, se considera que aún existen aspectos que deben tomarse en cuenta en la evaluación de este tipo de cortinas, y que están relacionados con el comportamiento de la cara de concreto al final del llenado del embalse, y principalmente ante un evento sísmico severo.

En esta tesis se realizaron modelaciones numéricas de PECC con un programa de diferencias finitas tridimensional. Estos modelos son simétricos en ambas direcciones: a lo largo del eje del cauce y en dirección del eje de la cortina. La cara de concreto está dividida en paneles verticales dejando juntas constructivas (juntas verticales) entre ellos. También, existe una junta entre los paneles de concreto y el plinto (junta perimetral), y entre la losa y el enrocamiento (junta transición). Estos contactos se modelaron numéricamente con un elemento de interfaz que se basa en el método de elementos discretos, evaluando previamente su comportamiento estático y sísmico a partir de pruebas experimentales de deslizamiento de un bloque rígido instrumentado.

Se evalúa el comportamiento de la cara de concreto al final del llenado del embalse y ante una excitación bidimensional, en términos de desplazamientos normales y esfuerzos axiales en los paneles de concreto, y movimientos relativos (aberturas y dislocaciones) entre los contactos losa-losa, y losa-plinto. Se estudian otros factores que afectan el comportamiento de este tipo de cortinas, como son: la estrechez del valle, la altura de la cortina y la zonificación del enrocamiento. También, se analiza la importancia del efecto de la dirección de la excitación sobre la cara de concreto, lo que constituye una de las principales motivaciones para realizar este estudio. Además, se presenta información útil para un diseño preliminar de los sellos de las juntas verticales y del contacto losa-plinto.

Palabras claves: Cara de concreto, presas de enrocamiento, juntas constructivas, elementos de interfaz, llenado del embalse, respuesta sísmica, modelación numérica, diferencias finitas.

Abstract

Currently, concrete face rockfill dams (CRFDs) are competitive alternatives to earth core rockfill dams in most sites with rock foundations. The main factors that have propitiated their high acceptance are: the use of compacted rockfill, the development of concrete plinths with grouted cutoffs, and face slab-constructive joints improvements. However, it is considered that there are still issues to be considered in the evaluation of this type of dams, and that they are related with the behavior of the concrete face at the end of reservoir filling, and mainly to a severe seismic event.

In this thesis, numerical modelings of CRFDs were performed with a three-dimensional finite-difference program. These models are symmetrical in both directions: along the axis of river channel and of the axis of the dam. The concrete face is divided into vertical panels with construction joints (vertical joints) between them. Also, there is a joint between concrete panels and plinth (perimeter joint), and between the slab and rockfill (transition join). These contacts were modeled numerically with an interface element, which is based in the distinct element method, and their static and seismic behaviors are evaluated from experimental tests of a rigid block sliding implemented.

The behavior of the concrete face at the end of reservoir filling and due to a two-dimensional excitation is evaluated, in terms of normal displacement and axial stress in the concrete panels, and relative movement (opening and dislocations) between contacts slab-slab and slab-plinth. Other factors which affect the behavior of this type of curtains are studied, such as: the narrowness of the valley, the height of the dam and the zoning of rockfill. Also the importance of the effect of the excitation direction on the concrete face is discussed. Also useful information for a preliminary design of the seals of the vertical joints and the contact slab-plinth is presented.

Keywords: Concrete face, rockfill dams, constructive joints, interface elements, reservoir filling, seismic response, numerical modeling, finite-difference.

Contenido

<i>RESUMEN</i>	i
<i>ABSTRACT</i>	ii
<i>CONTENIDO</i>	iii
<i>LISTA DE TABLAS</i>	vii
<i>LISTA DE FIGURAS</i>	ix
<i>LISTA DE SIMBOLOS</i>	xiii
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.1.1 Comportamiento al final del llenado del embalse	3
1.1.2 Comportamiento sísmico de presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC)	5
1.2 Objetivos y Alcances	7
1.3 Organización de la Tesis	10
2. MODELACIÓN DE JUNTAS CONSTRUCTIVAS EN PECC	11
2.1 Aspectos Generales en el Diseño de PECC	11
2.1.1 Pedraplén	12
2.1.2 Cara de concreto	13
2.1.3 Plinto	14
2.1.4 Junta perimetral	14
2.2 Diseño de Juntas Constructivas en PECC	15
2.2.1 Diseño tradicional	17
2.2.2 Diseño actual	19
2.2.2.1 Lineamientos más actuales en el diseño de juntas constructivas ...	21
2.3 Uso de Elementos de “Interfaz” para el Modelado de Juntas Constructivas ...	22
2.3.1 Evolución en el desarrollo de elementos junta o de interfaz	23
2.3.2 Formulación del elemento “interfaz” utilizado en los análisis	24
2.3.3 Factores que influyen en los parámetros de la interfaz	27
2.4 Evaluación Estática y Dinámica del Elemento Interfaz con Ensayos Experimentales	29
2.4.1 Evaluación numérica del contacto madera-madera	30
2.4.2 Evaluación numérica del contacto concreto-concreto	33
2.5 Aplicación de Elementos Junta o de Interfaz al Análisis de PECC	37

3.	COMPORTAMIENTO 3D AL FINAL DEL LLENADO DEL EMBALSE	39
3.1	Descripción de los Modelos de PECC	41
3.1.1	Características geométricas	41
3.1.2	Generación de los modelos tridimensionales	42
3.1.3	Propiedades de los materiales	43
3.1.4	Principales variables de observación	44
3.2	Efecto del Espaciamiento entre Juntas Verticales en la Losa de Concreto	47
3.2.1	Desplazamientos normales en la cara de concreto	47
3.2.2	Esfuerzos transversales en los paneles de concreto	48
3.3	Influencia de la Estrechez del Valle en la Cara de Concreto	52
3.3.1	Desplazamientos en la cara de concreto	52
3.3.2	Esfuerzos transversales en los paneles de concreto	54
3.3.3	Esfuerzos longitudinales en los paneles de concreto	57
3.3.4	Abertura y dislocación en juntas verticales	59
3.3.5	Abertura y dislocación de la junta perimetral	61
3.4	Efecto de la Altura de la Cortina	62
3.4.1	Desplazamientos normales en la cara de concreto	62
3.4.2	Esfuerzos axiales en el plano de la losa	64
3.4.3	Desplazamientos en juntas verticales	67
3.4.4	Desplazamientos en la junta perimetral	69
3.5	Influencia de la Zonificación del Enrocamiento en la Cara de Concreto	73
3.5.1	Desplazamientos normales en la cara de concreto	74
3.5.2	Esfuerzos a compresión y tensión en el plano de la losa	75
3.5.3	Aberturas y dislocaciones en juntas verticales y perimetral	77
3.6	Efecto de una Zona Compresible debajo de la Cara de Concreto	79
4.	RESPUESTA SÍSMICA 3D DE LA CARA DE CONCRETO	85
4.1	Modelación Dinámica de PECC	86
4.1.1	Características de la excitación	87
4.1.2	Frecuencias naturales de los modelos de PECC	88
4.2	Efecto de la Dirección de la Excitación en la Respuesta Sísmica de la Cara de Concreto	90
4.2.1	Esfuerzos transversales en los paneles de concreto	91
4.2.2	Esfuerzos longitudinales en los paneles de concreto	94
4.2.3	Aberturas en juntas verticales	95
4.2.4	Dislocaciones en juntas verticales	97
4.2.5	Desplazamientos a lo largo de la junta perimetral	99

4.3	Efecto del Espaciamiento entre Juntas en la Respuesta Sísmica de la Cara de Concreto	102
4.3.1	Esfuerzos axiales en los paneles de concreto	102
4.3.2	Aberturas máximas a lo largo de la junta perimetral	104
4.4	Efecto de la Estrechez del Valle en la Respuesta Sísmica de PECC	106
4.4.1	Aceleraciones y desplazamientos máximos en la cara de concreto	106
4.4.2	Esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto	107
4.4.3	Desplazamientos máximos en juntas verticales	111
4.4.4	Aperturas máximas en la junta perimetral	112
4.5	Efecto de la Zonificación del Enrocamiento en la Respuesta Sísmica de PECC	115
4.5.1	Desplazamientos normales máximos en la sección media de la cara de concreto	116
4.5.2	Esfuerzos axiales máximos en los paneles de concreto	117
4.5.3	Aperturas y dislocaciones máximas en juntas verticales	119
4.5.4	Desplazamientos máximos en la junta perimetral	120
4.6	Modelos con Junta Horizontal en la Cara de Concreto	121
4.6.1	Desplazamientos normales y esfuerzos axiales en la cara de concreto	121
4.6.2	Desplazamientos normales en juntas verticales y perimetral	123
4.7	Efecto de la Rigidez de la Cimentación	124
4.7.1	Esfuerzos transversales en la cara de concreto	125
4.7.2	Contacto losa-plinto	126
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	127
	<i>REFERENCIAS</i>	133
	<i>BIBLIOGRAFÍA</i>	137
	<i>ANEXOS</i>	
	A Generación de Modelos 3D de PECC y Análisis Dimensional	
	B Efecto de la Variación de las Rigideces de Juntas	
	C Fundamentos de Dinámica en la Modelación de PECC	
	D Efecto de la Estrechez del Valle en la Respuesta Sísmica de la Cara de Concreto	

Lista de Tablas

<i>Tabla 2.1</i>	<i>Parámetros de construcción y comportamiento de algunas PECC (Hacelas, 1998)</i>	16
<i>Tabla 2.2</i>	<i>Propiedades del contacto madera-madera</i>	31
<i>Tabla 2.3</i>	<i>Propiedades de los bloques y del contacto concreto-concreto</i>	34
<i>Tabla 3.1</i>	<i>Intervalo de los parámetros geométricos utilizados</i>	42
<i>Tabla 3.2</i>	<i>Propiedades de los modelos de PECC</i>	44
<i>Tabla 3.3</i>	<i>Propiedades de las juntas constructivas de la cara de concreto</i>	44
<i>Tabla 3.4</i>	<i>Secciones de boquilla utilizadas para el efecto de la altura en PECC</i>	62
<i>Tabla 3.5</i>	<i>Funciones para determinar los esfuerzos transversales en la cara de concreto por llenado</i>	65
<i>Tabla 3.6</i>	<i>Ubicación de desplazamientos máximos de juntas verticales</i>	69
<i>Tabla 3.7</i>	<i>Funciones para determinar los desplazamientos de la junta perimetral por llenado del embalse en la base de la cortina ($y = 0$ m)</i>	71
<i>Tabla 3.8</i>	<i>Propiedades de los modelos de PECC</i>	74
<i>Tabla 3.9</i>	<i>Propiedades del modelo de PECC de 180 m de altura</i>	81
<i>Tabla 4.1</i>	<i>Frecuencias naturales en la sección media de la cara de concreto, en la dirección -X- y -Y- ...</i>	89
<i>Tabla 4.2</i>	<i>Frecuencias naturales en la sección media de la cara de concreto, en la dirección -X- y -Y- ...</i>	115

Lista de Figuras

Figura 1.1	Agrietamiento en la cara de concreto de la presa Campos Novos, en Brasil, junio de 2006	4
Figura 1.2	Dislocaciones en los elementos de concreto del revestimiento de un canal en Taiwan, sismo del 21 de septiembre de 1999 (Romo, 2005)	7
Figura 2.1	Sección típica de presas de enrocamiento con cara de concreto (Hacelas y Marulanda, 1988)	12
Figura 2.2	Movimientos relativos entre la cara de concreto y el plinto (junta perimetral), después del llenado del embalse	17
Figura 2.3	Junta Perimetral (a) diseño tradicional, y (b) diseño actual (Hacelas, 1998)	18
Figura 2.4	Juntas vertical y horizontal: (a) diseño tradicional, y (b) diseño actual (Hacelas, 1998)	20
Figura 2.5	Propuestas de diseño de juntas constructivas para la cara de concreto del P. H. La Yesca (Romo et al., 2007)	21
Figura 2.6	Distribución de áreas representativas para los nodos de interfaz (ICG, 1997)	24
Figura 2.7	Componentes del modelo constitutivo de la interfaz (ICG, 1997)	25
Figura 2.8	Relaciones constitutivas del elemento junta	26
Figura 2.9	Aparato utilizado en los ensayos de laboratorio	29
Figura 2.10	Variación experimental del coeficiente de fricción del contacto madera-madera	30
Figura 2.11	Modelo numérico del ensayo experimental	30
Figura 2.12	Aceleración, velocidad y desplazamiento del bloque rígido en un plano inclinado	31
Figura 2.13	Aceleración registrada en el plano de deslizamiento	32
Figura 2.14	Respuesta del bloque rígido en términos de aceleración y velocidad	32
Figura 2.15	Modelo de la interfaz concreto-concreto: a) experimental y b) numérico	33
Figura 2.16	Aceleración registrada en el bloque inferior fijo al plano de deslizamiento	34
Figura 2.17	Respuesta del bloque superior con peso de 1.557 kg	35
Figura 2.18	Respuesta del bloque superior con peso de 2.5 kg	36
Figura 3.1	Modelo geométrico para el análisis de PECC	41
Figura 3.2	Mallas de diferencias finitas para el modelado de PECC para $H = 60$ m y un $T_v = 1.0$	43
Figura 3.3a	Desplazamientos normales de la cara de concreto en su sección media por llenado del embalse	45
Figura 3.3b	Esfuerzos transversales, σ_y , y longitudinales, σ_x , en los paneles de concreto	45
Figura 3.3c	Aberturas y desplazamientos cortantes en juntas verticales	46
Figura 3.3d	Aberturas y dislocaciones en la junta perimetral después del llenado del embalse	47
Figura 3.4	Desplazamientos normales en la sección máxima de la losa por llenado del embalse	47
Figura 3.5	Contorno de esfuerzos transversales en la losa al final del llenado del embalse	48
Figura 3.6	Esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto al final del llenado del embalse	49
Figura 3.7	Esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto al final del llenado del embalse	50
Figura 3.8	Esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto al final del llenado del embalse	51
Figura 3.9	Desplazamiento normal de la cara de concreto en su sección máxima por llenado del embalse	52
Figura 3.10	Desplazamiento normal máximo en la cara de concreto al final del llenado del embalse	53
Figura 3.11	Contornos de esfuerzos transversales en la losa al final del llenado del embalse	54
Figura 3.12	Efecto del talud del valle (T_v) en los esfuerzos transversales en la losa de concreto al final del llenado	55
Figura 3.13	Esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto por llenado del embalse	56
Figura 3.14	Contornos de esfuerzos longitudinales en la losa al final del llenado de embalse	57
Figura 3.15	Esfuerzos longitudinales en el panel central de la losa, efecto del talud del valle	58
Figura 3.16	Esfuerzos en los paneles de concreto y desplazamientos en juntas verticales por llenado del embalse	59
Figura 3.17	Efecto del talud del valle en las aberturas y dislocaciones de juntas verticales	60
Figura 3.18	Efecto de T_v en las aberturas y dislocaciones a lo largo de la junta perimetral por llenado del embalse	61

Figura 3.19	Desplazamiento normal máximo en la cara de concreto al final del llenado del embalse	63
Figura 3.20	Contornos de esfuerzos transversales en la losa de concreto al final del llenado del embalse	64
Figura 3.21	Esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto por llenado del embalse	65
Figura 3.22	Esfuerzos transversales máximos que se generan en la cara de concreto, sin juntas constructivas, al final del llenado del embalse	66
Figura 3.23	Desplazamientos máximos en juntas verticales al final del llenado del embalse	68
Figura 3.24	Aberturas en la junta perimetral al final del llenado del embalse	70
Figura 3.25	Dislocaciones en la junta perimetral al final del llenado del embalse	71
Figura 3.26	Modelo geométrico para un enrocamiento zonificado	73
Figura 3.27	Desplazamientos normales en la sección media de la cara de concreto por llenado del embalse	74
Figura 3.28	Esfuerzos transversales en la losa al final del llenado del embalse, efecto de T_i	75
Figura 3.29	Esfuerzos longitudinales en el panel central de la losa al final del llenado del embalse, efecto de T_i	76
Figura 3.30	Desplazamientos en juntas verticales al final del llenado del embalse, efecto de T_i	77
Figura 3.31	Abertura y desplazamiento cortante en la junta perimetral al final del llenado del embalse, efecto de T_i	78
Figura 3.32	Aspecto de la cara de concreto después del vaciado del embalse, Presa Campos Novos, Brasil (Xavier et al., 2007)	79
Figura 3.33	Aspectos de las rupturas y grietas en la cara de concreto durante el primer llenado del embalse, Presa Campos Novos, Brasil (Xavier et al., 2007)	79
Figura 3.34	Modelo de presa de 180 m de altura con una zona mal compactada	80
Figura 3.35	Desplazamiento normal en la losa de concreto al final del llenado del embalse	81
Figura 3.36	Esfuerzos transversales a lo largo de dos ejes horizontales al final del llenado del embalse	82
Figura 3.37	Esfuerzos longitudinales a lo largo de dos ejes horizontales al final del llenado del embalse	83
Figura 4.1	Excitación aplicada en la base rígida del modelo	87
Figura 4.2	Variación de la frecuencia natural de PECC homogéneas con respecto a la estrechez del valle	88
Figura 4.3	Historias de aceleraciones en algunos puntos de la cara de concreto en dir. -X-, y en dir. -Y-	90
Figura 4.4	Variación de los esfuerzos transversales en algunos puntos de la cara de concreto por llenado más sismo, cuando la excitación sólo considera la componente en dirección -X-, o en la dirección -Y-	92
Figura 4.5	Variación de los esfuerzos transversales en algunos puntos de los paneles de concreto por llenado más sismo, cuando la excitación considera ambas componente sísmicas (sismo -XY-)	93
Figura 4.6	Variación de los esfuerzos longitudinales en algunos puntos del panel central por llenado más sismo, cuando la excitación sólo considera la componente en dirección -X-, o en la dirección -Y-	94
Figura 4.7	Variación de las aberturas en algunos puntos de las juntas verticales, cuando la excitación sólo considera la componente en dirección -X-, o en la dirección -Y-	96
Figura 4.8	Variación de las aberturas en algunos puntos de las juntas verticales, cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas (sismo -XY-)	97
Figura 4.9	Variación de los desplazamientos cortantes en algunos puntos de las juntas verticales, cuando la excitación sólo considera la componente en dirección -X-, o en la dirección -Y-	98
Figura 4.10	Variación de los desplazamientos cortantes en algunos puntos de las juntas verticales, cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas (sismo -XY-)	99
Figura 4.11	Variación de los desplazamientos normales (aberturas y cierres) en algunos puntos a lo largo de la junta perimetral, cuando la excitación sólo considera la componente en dirección -X-, o en la dirección -Y-	100
Figura 4.12	Variación de los desplazamientos normales (aberturas y cierres) en algunos puntos a lo largo de la junta perimetral, cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas (sismo -XY-)	101
Figura 4.13	Efecto del espaciamiento entre juntas en los esfuerzos transversales en la cara de concreto, valores máximos por sismo -XY-, $H = 120$ m, $b = 30$ m, $T_v = 1.0$	102
Figura 4.14	Esfuerzos transversales en la sección media de la cara de concreto ($y = 0$ m), valores máximos por sismo -XY-, $H = 120$ m, $b = 60$ m, $T_v = 1.0$	103

Figura 4.15	Aberturas máximas por sismo (excitación -XY-) a lo largo de la junta perimetral para alturas de cortina $H = 120$ m y 180 m	104
Figura 4.16	Aberturas a lo largo de la junta perimetral por sismo -XY-, para alturas de cortina $H = 120$ m y $H = 180$ m	105
Figura 4.17	Aceleraciones máximas en dir. -X- y en dir. -Y-, y desplazamientos normales máximos a lo largo de la sección media de la losa, para la condición por sismo -XY-	106
Figura 4.18	Efecto del talud del valle en los esfuerzos transversales en la cara de concreto, valores máximos por sismo -XY-, $H = 120$ m, $b = 60$ m, $S_j = 10$ m	108
Figura 4.19	Esfuerzos transversales en la sección media de la cara de concreto ($y = 0$ m), valores máximos por sismo -XY-, $H = 120$ m, $b = 60$ m, $S_j = 10$ m	108
Figura 4.20	Esfuerzos transversales por sismo en la cara de concreto, para presas con diferentes alturas, $H = 60$ m, 120 m y 180 m, $T_v = 1.0$ y $S_j = 10$ m	109
Figura 4.21	Esfuerzos transversales en la sección media de la cara de concreto ($y = 0$ m) al final del llenado del embalse, para cortinas con $b/H = 0.5$	110
Figura 4.22	Efecto de la estrechez del valle en los desplazamientos máximos maximorum por sismo en juntas verticales (excitación -XY-), para presas con diferentes alturas de cortina	111
Figura 4.23	Efecto de la estrechez del valle en las aberturas máximas por sismo a lo largo de la junta perimetral (excitación -XY-)	113
Figura 4.24	Aberturas máximas por sismo en la junta perimetral en la base de la cortina ($y = 0$ m), para diferentes alturas de cortinas	113
Figura 4.25	Desplazamientos normales máximos en la cara de concreto en la sección media de la cortina	116
Figura 4.26	Esfuerzos transversales máximos por sismo en los paneles L-4, L-5 y L-6 (excitación -XY-)	118
Figura 4.27	Esfuerzos longitudinales máximos por sismo en la losa central L-1 (sismo -XY-)	118
Figura 4.28	Aberturas máximas por sismo en juntas verticales J-4, J-5 y J-6 (excitación -XY-)	119
Figura 4.29	Dislocaciones máximas por sismo en juntas verticales J-3, J-4 y J-5 (excitación -XY-)	120
Figura 4.30	Aberturas máximas por sismo en la junta perimetral (excitación -XY-)	120
Figura 4.31	Desplazamientos normales y esfuerzos transversales y longitudinales en la cara de concreto, al final del llenado del embalse	122
Figura 4.32	Historias de esfuerzos longitudinales por llenado más sismo -XY-	123
Figura 4.33	Historias de aberturas y cierres en juntas verticales y perimetral, condición de llenado más sismo -XY-	124
Figura 4.34	Modelo de PECC junto con roca de cimentación	125
Figura 4.35	Compresiones transversales máximas en la cara de concreto por sismo -Y-	126
Figura 4.36	Aberturas máximas a lo largo de la junta perimetral por sismo -Y-	126

Lista de Símbolos

A_L	<i>Área de la losa</i>	k_s	<i>Rigidez cortante de la interfaz</i>
A_x	<i>Aceleración en dirección del eje del cauce</i>	K	<i>Módulo volumétrico</i>
A_y	<i>Aceleración en dirección del eje de la cortina</i>	L	<i>Longitud de la cresta</i>
b	<i>Ancho del cauce</i>	L_z	<i>Ancho de la losa a la elevación -z-</i>
B	<i>Ancho de la cortina</i>	S_j	<i>Espaciamiento entre juntas verticales</i>
B_L	<i>Bordo libre</i>	t_d	<i>Espesor constante de la losa de concreto</i>
c	<i>Cohesión de la interfaz</i>	T	<i>Resistencia a la tensión de la interfaz</i>
C_R	<i>Matriz de amortiguamiento de Rayleigh</i>	T_c	<i>Talud aguas arriba y aguas abajo de la cortina</i>
d_n	<i>Desplazamiento normal en la losa</i>	T_i	<i>Talud interno entre materiales A y B</i>
$d_{n\ 2D\ max}$	<i>Desplazamiento normal máximo modelo bidimensional</i>	T_v	<i>Talud del valle</i>
$d_{n\ max}$	<i>Desplazamiento normal máximo en la losa</i>	V_p	<i>Velocidad de propagación onda p</i>
d_x	<i>Desplazamientos en dirección del eje del cauce del río</i>	V_s	<i>Velocidad de propagación onda s</i>
d_y	<i>Desplazamientos en dirección del eje de la cortina</i>	x	<i>Distancia en dirección del eje del cauce del río</i>
D	<i>Dilatancia de la interfaz</i>	y	<i>Distancia en dirección del eje de la cortina</i>
E_c	<i>Módulo de elasticidad del concreto</i>	z	<i>Distancia vertical</i>
E_e	<i>Módulo de elasticidad del enrocamiento</i>	α	<i>Ángulo de inclinación del talud del valle</i>
E_r	<i>Módulo de elasticidad de la roca de cimentación</i>	α_R	<i>Constante de amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la masa</i>
fn_x	<i>Frecuencia natural de la cortina, movimiento en dirección del cauce</i>	β_R	<i>Constante de amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la rigidez</i>
fn_y	<i>Frecuencia natural de la cortina, movimiento en dirección del eje de la cortina</i>	$\delta_{n\ 2D}$	<i>Abertura en la junta perimetral modelo bidimensional</i>
F_n	<i>Fuerza normal en el nodo de la interfaz</i>	$\delta_{s\ 2D}$	<i>Dislocación en la junta perimetral modelo bidimensional</i>
F_s	<i>Fuerza cortante en el nodo de la interfaz</i>	δ_n	<i>Abertura o penetración en juntas</i>
g	<i>Aceleración de la gravedad</i>	$\delta_{n\ max}$	<i>Abertura máxima en juntas</i>
G	<i>Módulo de rigidez cortante</i>	δ_s	<i>Desplazamiento por cortante o dislocación en juntas</i>
H	<i>Altura máxima de la cortina</i>	$\delta_{s\ max}$	<i>Dislocación máxima en juntas</i>
k_{equiv}	<i>Rigidez equivalente de juntas</i>	δ_t	<i>Desplazamiento por cortante longitudinal en juntas</i>
k_n	<i>Rigidez normal de la interfaz</i>	ΔL	<i>Tamaño máximo del elemento finito</i>

Δz_{\min}	<i>Tamaño del elemento más pequeño adyacente a la junta en dirección normal</i>
ϕ	<i>Fricción de la interfaz</i>
γ_c	<i>Peso volumétrico del concreto</i>
γ_e	<i>Peso volumétrico del enrocamiento</i>
λ	<i>Longitud de onda</i>
μ_s	<i>Coefficiente de fricción estático</i>
ρ	<i>Densidad del material</i>
σ_j, σ_{nj}	<i>Esfuerzo normal en la junta</i>
σ_y	<i>Esfuerzo transversal en la losa</i>
$\sigma_y (-)$	<i>Esfuerzo transversal máximo a compresión en la losa</i>
$\sigma_y (+)$	<i>Esfuerzo transversal máximo a tensión en la losa</i>
$\sigma_y \text{ sin juntas}$	<i>Esfuerzo transversal en una losa sin juntas (continua y fija en sus extremos)</i>
σ_v	<i>Esfuerzo longitudinal en la losa</i>
$\sigma_v \text{ 2D max}$	<i>Esfuerzo longitudinal máximo en la losa, modelo bidimensional</i>
τ_j	<i>Esfuerzo cortante en la junta</i>
ν	<i>Relación de Poisson</i>
ξ	<i>Fracción de amortiguamiento crítico</i>

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Las presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC) están integradas por un terraplén de enrocamiento zonificado, el cual está sellado en el talud aguas arriba con una losa delgada de concreto hidráulico que se apoya en una zapata de concreto, comúnmente conocida como plinto. Los elementos que proporcionan la impermeabilidad de la cortina no son únicamente los paneles de concreto que integran la cara, sino también, las juntas constructivas verticales y horizontales (contactos entre los paneles de concreto), y la junta perimetral (unión de la losa con el plinto).

Actualmente este tipo de cortinas se consideran como una opción técnicamente válida en la mayoría de los sitios con cimentación rocosa y son generalmente competitivas como las presas de enrocamiento de corazón impermeable (PECI). Las principales razones por las que ha aumentado su uso y su adopción para presas altas se deben a importantes mejoras en su diseño y procedimientos constructivos que se han adoptado en las últimas décadas. Los principales factores que han propiciado su alta aceptación son: el uso de un enrocamiento compactado, el desarrollo de plintos de concreto con pantallas de inyección, y mejoras en el conjunto losa de concreto-junta constructiva.

1.1 Antecedentes

La evolución de este tipo de cortinas ha tenido una larga y turbulenta historia (Cooke, 1984). En un periodo inicial comprendido entre los años de 1850 a 1940, las primeras cortinas fueron de enrocamiento colocado a volteo con una pantalla impermeable en el talud aguas arriba. Después de 1920 muchas de estas presas excedieron los 30 m, hasta llegar a tener una altura máxima de unos 100 m (Salts Springs, California), donde se usaban como elemento impermeable, paneles de concreto rectangulares separados por juntas con rellenos compresibles (sistema de juntas horizontales y verticales), y una junta perimetral en contacto con el plinto, también con sellos y relleno compresible. Las presas altas experimentaban considerables asentamientos durante periodos largos después de su construcción, abriéndose fisuras en los sellos que causaban grandes problemas de infiltración. Debido a lo anterior, comenzaron a diseñarse y construirse presas de enrocamiento con núcleo impermeable alrededor del año de 1940.

En los años posteriores, entre 1940 y 1965, se construyeron muy pocas cortinas de cara de concreto de alturas entre 50 y 100 m, las cuales se construían con la misma práctica anterior, presentándose las malas experiencias de asentamientos, roturas en los sellos y grandes fugas de agua. A pesar de que la estructura de la presa permanecía estable y segura, la pérdida de agua no fue aceptable desde un punto de vista económico y por las reparaciones subsecuentes. En 1956 se inició la construcción de la presa Quioch, en Escocia, de 38 m de altura, en la cual el enrocamiento se compactó en capas de 0.60 m de espesor por medio de un rodillo vibratorio de 3.5 ton. De esta forma, se iniciaba el periodo de transición en el uso de un enrocamiento compactado.

En 1958 se construyó la presa New Exchequer en California, E.U., de 150 m de altura, donde se combinó enrocamiento compactado en capas de 3 a 3.6 m de espesor, y enrocamiento colocado a volteo en capas de 18 m de espesor. Sin embargo, ocurrieron problemas de infiltración a través de las juntas debido a los excesivos movimientos de la losa durante la construcción y llenado del embalse. Tales movimientos se atribuyen no solamente al uso insuficiente de un enrocamiento compactado, sino también al uso del diseño tradicional de la losa con juntas constructivas verticales y horizontales con rellenos compresibles.

Continuó un período de rápido desarrollo entre 1965 y 1982, donde casi todas las presas se construyeron con enrocamientos en capas delgadas y compactadas con rodillos vibratorios. Como resultado, los asentamientos posteriores a la construcción fueron menores que antes. También se cambiaron los detalles de la construcción de la cara de concreto, eliminando las juntas horizontales, corriendo el refuerzo de acero continuamente desde la cresta hasta la base, y aumentando gradualmente el espesor de la losa a partir de la cresta de la cortina. Los problemas de infiltración disminuyeron considerablemente. En este período se construyeron muchas presas de este tipo en diferentes países: Cethana en Australia (110 m de altura máxima), Alto Anchicaya en Colombia (140 m), y Foz do Areia en Brasil (160 m), siendo esta última la de mayor área de la losa y volumen del embalse hasta ese momento, y su excelente comportamiento atrajo la atención internacional de la profesión.

En las últimas décadas, el número total de PECC que se encuentran en operación, en construcción o en la etapa de planeación alrededor del mundo, se ha incrementado considerablemente con una velocidad relativamente alta, y al parecer tal tendencia todavía sigue en aumento. La altura máxima de este tipo de cortinas ya rebasa los 180 m, como es el caso de las presas Aguamilpa en México (187 m), Shuibuya y TSQ-1 en China (233 y 180 m, respectivamente), El Cajón en México (189 m), Campos Novos en Brasil (202 m), La Yesca en México (208 m), etc.

Su gran aceptación también se atribuye a las considerables ventajas de este tipo de cortinas sobre las tradicionales presas de enrocamiento con corazón impermeable (PECI), las cuales se resumen a continuación y están relacionadas directamente con la economía (Sherard y Cooke, 1987):

- Menor volumen de materiales utilizados, puesto que los taludes de la cortina pueden ser más inclinados, debido principalmente a la compactación adecuada del enrocamiento que permite lograr ángulos de fricción altos, y también a la ausencia de una zona de suelo fino impermeable (núcleo arcilloso) que genere presiones de poro altas durante el vaciado rápido del embalse.
- Mayor rapidez de construcción y menos problemas constructivos por condiciones climáticas, debido a que la colocación del enrocamiento es relativamente sencilla e independiente del clima, incluso su compactación durante la lluvia puede ser ventajosa porque reduce la necesidad de humedecer el material cuando se está colocando.

- Mayor estabilidad estática, porque la presencia de la cara de concreto evita que el enrocamiento aguas arriba del eje de la cortina sea sometido al efecto de flotación, como ocurre en las cortinas de núcleo arcilloso. Además, la carga de agua en la losa de concreto produce un efecto estabilizador.
- Mayor estabilidad dinámica, puesto que el enrocamiento está esencialmente seco, los sismos no generan excesos de presión de poro. Debido a lo anterior y al incremento de las fuerzas intergranulares causado por la carga de agua, generalmente los esfuerzos efectivos son mayores, la resistencia a la falla aumenta y la rigidez dinámica del enrocamiento se incrementa.
- Mayor resistencia a la erosión si el agua se filtra a través de una cara agrietada.

A pesar del gran incremento en la construcción de este tipo de cortinas, el diseño de la mayoría de las PECC construidas hasta la fecha ha sido totalmente empírico y basado en experiencias y juicios (Cooke, 1984; Peck, 1984). Las decisiones tomadas en la etapa de diseño por lo general se han basado en experiencias acumuladas sin utilizar alguna herramienta de análisis. Aunque este empirismo ha dado resultados satisfactorios hasta el momento, no se debe descartar la necesidad de realizar más investigaciones sobre el comportamiento de este tipo de cortinas, considerando que se están construyendo con mayor altura, en sitios con condiciones más difíciles, y sobre todo en zonas de alta sismicidad. Existen además, ciertos aspectos en este tipo de presas que es importante mencionar (Wieland y Brenner, 2004):

- La vulnerabilidad de la junta perimetral. La unión entre la losa de concreto y el plinto es el elemento más crítico de la presa, cuando dicho elemento se rompe la infiltración de agua ocurrirá. Generalmente, al saturarse los enrocamientos aumenta su compresibilidad, lo cual propicia mayores asentamientos.
- El desarrollo de agrietamiento en los paneles de concreto, debido principalmente a las deformaciones del enrocamiento.
- Desplazamientos permanentes debido a un sismo, lo cual no afectará la seguridad de la presa siempre y cuando se haya diseñado con un bordo libre adecuado. Daños potenciales a los sellos de las juntas constructivas y perimetral.
- La cara de concreto y las juntas constructivas necesitan reparaciones durante la vida útil de la presa.

Debe tenerse en mente, sin embargo, la mayor susceptibilidad a la rotura potencial de partículas debido al incremento de presiones intergranulares por la presión hidrostática ejercida por el agua del embalse, lo cual se reflejaría en mayores asentamientos post-construcción.

1.1.1 Comportamiento al final del llenado del embalse

La cara de concreto sufre su mayor distorsión al final del llenado del embalse y su deformación depende completamente de la deformación del cuerpo de la presa. El desplazamiento normal máximo que se ha registrado en la cara de concreto de numerosas 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 verticales ubicadas en el centro de la losa a cerrarse, mientras que la junta perimetral y aquellas juntas verticales cercanas a las márgenes tienden a abrirse.

Los mayores movimientos de juntas por llenado del embalse se presentarán precisamente en la junta perimetral, y dependerá principalmente del tipo de material de apoyo de la losa cercano al plinto, porque un enrocamiento compresible en esta zona se asociará con 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 (filtro y transición) 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.

Además, 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 Fig. 1.1.



Figura 1.1 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 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 cara de concreto (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).

1.1.2 Comportamiento sísmico de PECC

Con respecto al comportamiento sísmico, existe una opinión generalizada que las PECC no tienen ningún problema de seguridad durante y después de un sismo, debido por una parte, a que los materiales del enrocamiento compactado tienen ángulos de fricción muy altos, y además son altamente permeables, manteniéndose en estado prácticamente seco durante toda la vida útil de la presa, por lo que un sismo no causará excesos de presión de poro en los vacíos del enrocamiento, y sólo producirá deformaciones pequeñas durante periodos cortos (Sherard y Cooke, 1987).

Se considera también que durante un sismo la losa de concreto puede agrietarse y algunos de los sellos de las juntas constructivas pueden dañarse, aunque la subsecuente infiltración no pondría en riesgo la seguridad global de la cortina porque la cantidad de agua que fluiría a través de las grietas y la zona de transición semi-impermeable puede ser descargada fácilmente por el enrocamiento hacia aguas abajo de la cortina. El agrietamiento e infiltración se ha observado y reportado en un gran número de PECC, pero fallas debido a flujo de agua no han ocurrido, con excepción de un caso: presa Gouhow en China (Guocheng y Zengkaf, 2000). Los asentamientos causados por el flujo interno son despreciables, debido a que los altos esfuerzos de contacto que existen entre las partículas del enrocamiento producen fuerzas de fricción de mayor magnitud que las fuerzas de arrastre hidráulico, y sólo las partículas de suelo suelto en los vacíos del enrocamiento pueden ser arrastradas. De esta forma, el agrietamiento en la losa y pérdida de estanqueidad por daño en los sellos representan un problema económico por la pérdida de agua.

Debido, en gran parte, a lo anterior se ha prestado poca atención al comportamiento sísmico de la cara de concreto, sin embargo, es necesario realizar más investigaciones al respecto porque en realidad actualmente se conoce muy poco sobre el comportamiento de las PECC bajo solicitaciones sísmicas. Gran parte del conocimiento sobre el comportamiento sísmico de presas o de cualquier otro tipo de estructuras civiles proviene esencialmente del estudio de las respuestas registradas de prototipos ante la acción de sismos reales, por experimentos hechos con modelos físicos en laboratorios (mesas vibratorias, centrífugas, etc.), y por investigaciones analíticas.

Para este tipo de cortinas el único caso relativamente bien documentado es el de la presa Cogoti construida en Chile al final de la década de los treinta, la cual ha soportado varios sismos sin daño alguno en la cara de concreto. Esta presa tiene una altura máxima de 85 m y el área total de la cara de concreto es de aproximadamente 16,000 m². Los enrocamientos se colocaron a volteo en estado seco sin ninguna compactación. La cara de concreto tiene un espesor de 80 cm en la base y 20 cm en la corona, y está formada por losas cuadradas de 10 m de lado. Las juntas se construyeron con sellos de cobre y con refuerzos de acero. En 1943 la presa fue sometida a un sismo con una magnitud de 7.9 a una distancia epicentral del sitio de la presa de aproximadamente 90 km que produjo una aceleración máxima del terreno de 0.19 g (g es la aceleración de la gravedad). El sismo ocasionó un asentamiento instantáneo de la cresta de 40 cm, y no se registró fuga de agua inmediata, implicando que la cara de concreto así como las juntas se comportaron satisfactoriamente (Arrau *et al.*, 1985).

Existen en la actualidad muy pocas experiencias en el comportamiento sísmico de PECC. La mayoría de estas estructuras se han construido en países de muy baja sismicidad tales como Australia y Brasil. La intensidad del sismo que excitó la presa Cogoti fue de mediana a baja intensidad, considerando que la máxima aceleración del terreno alcanzó 0.19 g. Por lo cual, se puede argüir que no hay ningún caso histórico de una PECC de diseño moderno y de mayor altura que haya sido sacudida por un sismo más severo.

Por otra parte, se considera que existe otro aspecto que debe tomarse en cuenta en la evaluación del comportamiento sísmico de este tipo de cortinas, y que está relacionado con la cara de concreto. Para movimientos de la losa en su plano, es decir, en la dirección del eje de la cortina, la deformación de la losa es muy diferente a la del enrocamiento, por la diferencia de rigideces entre ambos elementos. El movimiento del enrocamiento en la dirección del eje de la cortina es restringido por la losa de concreto de mayor rigidez, y por consiguiente, atraerá fuerzas sísmicas (efecto de arqueo) del cuerpo de la presa. Las fuerzas sísmicas que pueden transferirse del enrocamiento a la losa de concreto están limitadas por las fuerzas de fricción entre la zona de transición del enrocamiento y la losa de concreto. Debido al hecho que la carga de agua es completamente soportada por la cara de concreto, estas fuerzas de fricción pueden ser bastante altas y, de ahí que puedan desarrollarse esfuerzos considerables en el plano de la losa, lo cual puede inducir fallas locales en el concreto, cerca de las juntas. Por consiguiente, las juntas verticales pueden ser sometidas a esfuerzos altos, provocando fallas por cortante o por tensión, lo que incluso puede ocasionar daños considerables en la junta perimetral y en el plinto. En casos extremos, los elementos de la losa pueden fallar severamente como se indica en la Fig. 1.2, donde se muestra la dislocación de los elementos de concreto del revestimiento de un canal, causado por el sismo Chi-Chi (1999) en Taiwan.

Aunque lo que se muestra en la Fig. 1.2 es un escenario hipotético, considerando que los paneles de concreto en PECC son de mayor peso y tamaño, y que tal mecanismo es poco probable que se presente, es necesario tomarlo en cuenta en el comportamiento de la cara de concreto al considerar la componente sísmica transversal al cañón (en dirección del eje de la cortina). Además, los esfuerzos axiales de compresión que se desarrollan en la cara de concreto por el llenado del embalse, pueden incrementarse ante un sismo donde las componentes sísmicas paralela y perpendicular al eje de la cortina pueden tener una aportación considerable a tal efecto, aumentando el riesgo de ruptura a lo largo de las juntas verticales en la losa, siguiendo patrones como los desarrollados en la presa Campos Novos en Brasil (ver Fig. 1.1).



Figura 1.2 Dislocaciones en los elementos de concreto del revestimiento de un canal en Taiwan, sismo del 21 de septiembre de 1999 (Romo, 2005)

En resumen, para evaluar el desempeño sísmico de la losa de concreto es necesario que los análisis consideren el efecto acoplado de las componentes sísmicas a lo largo del eje de la cortina y perpendicular a éste, lo que implica realizar análisis dinámicos tridimensionales (3D). Además, ante el creciente número de PECC construidas en sitios de alta sismicidad y de mayor altura (ya se exceden los 200 m), se requiere de estudios tanto experimentales como analíticos sobre el comportamiento dinámico de tales estructuras, específicamente orientados al comportamiento de la cara de concreto (Wieland y Brenner, 2004; Romo, 2005).

Este trabajo se enfoca al estudio de la respuesta sísmica 3D de PECC, considerando en el modelado la presencia de juntas verticales y perimetral, que junto con los paneles de concreto integran el elemento impermeable de este tipo de cortinas. La importancia de los efectos de la dirección de la excitación sobre la cara de concreto no ha sido aclarada hasta el momento, lo que constituye una de las principales motivaciones para realizar este estudio. En la siguiente sección se plantean los objetivos principales y alcances de esta investigación, y posteriormente, se describe la organización de este trabajo.

1.2 Objetivos y Alcances

Los principales objetivos y alcances de este trabajo se describen a continuación:

- a) *Evaluar un modelo de “interfaz” que permita el análisis estático y sísmico de juntas constructivas en PECC.*

Los modelos analíticos que se pretenden utilizar deben ser lo suficientemente representativos de las condiciones reales, para determinar con mayor certidumbre la respuesta de los diferentes materiales que integran una cortina de enrocamiento con cara de concreto. Lo que conduce a tomar en cuenta la correcta interacción entre los paneles de concreto, el plinto y el enrocamiento, en lugar de analizar una losa continua y fija al enrocamiento y cimentación. Por lo cual, deben utilizarse dentro de la herramienta de análisis, elementos de “interfaz” o elementos “junta” apropiados para modelar adecuadamente los

movimientos relativos entre los paneles de concreto (juntas verticales y horizontales), entre los paneles y el plinto (junta perimetral), y entre la losa y el enrocamiento (junta transición), ante solicitaciones estáticas (construcción y llenado) y dinámicas.

Para analizar de manera eficiente el sistema: paneles-plinto-enrocamiento, se plantea utilizar un elemento de interfaz que utiliza un contacto lógico como el que se emplea en el método de elementos discretos (MED), donde su comportamiento es no-lineal que se basa en un criterio de resistencia cortante de Coulomb, con la posibilidad de no soportar esfuerzos a tensión en la dirección normal al plano de la junta. El comportamiento de tal elemento se pretende evaluar por medio de ensayos estáticos y dinámicos de un modelo experimental, el cual consiste básicamente de un bloque rígido instrumentado, que se apoya en un plano de deslizamiento, el cual, a su vez, está acoplado a una mesa vibradora uniaxial.

b) Estudiar los efectos de los sismos sobre la cara de concreto.

Una de las mayores preocupaciones en relación al comportamiento de las PECC es la separación potencial a lo largo de las juntas constructivas y el posible agrietamiento del concreto, así como la separación losa-enrocamiento, ante condiciones de carga estática y sísmica. Aunque el mayor porcentaje del área de la losa se encuentra sometida a esfuerzos de compresión biaxial durante las etapas de construcción y llenado del embalse, existen zonas principalmente en los bordes, donde se generan esfuerzos de tensión que pueden ocasionar la separación o abertura de las juntas laterales y perimetral, así como también el agrietamiento del concreto. Cuando la cortina está expuesta a una excitación sísmica, estos desplazamientos de juntas y fisuras en el concreto pueden incrementarse hasta llegar a romper los sellos y/o se formen grandes grietas, permitiendo que el agua, bajo las presiones hidrostáticas, penetre al cuerpo de la cortina ocasionando fugas importantes que disminuyan la utilidad de la obra.

La formación y el desarrollo de grietas en la cara de concreto, así como la rotura de los sellos en las juntas constructivas, es función de la flexibilidad de la losa, así como de su interacción o conectividad con los materiales de apoyo (enrocamiento y plinto). Para estudiar este problema es necesario elaborar modelos numéricos tridimensionales, los cuales permiten obtener las respuestas sísmicas en los paneles y en las juntas constructivas (verticales y perimetral) que integran la cara de concreto.

c) Analizar el efecto de la dirección de la excitación a lo largo del eje de la cortina en el comportamiento de PECC.

El comportamiento de la cara de concreto durante sismos fuertes es desconocido principalmente cuando es sometida a una excitación paralela al eje de la cortina. Tal excitación y/o el movimiento de cuerpo rígido de los paneles de concreto, pueden generar fuerzas de membrana grandes en la losa, ocasionando a su vez una dislocación o falla local en las juntas, rompiendo los sellos. Si estas condiciones se presentan, entonces el flujo de agua por la losa se incrementará significativamente. Además, en conjunto con otros factores tales como: el espaciamiento entre juntas, la estrechez del valle, la rigidez del enrocamiento, entre otros, las deformaciones tridimensionales de la cortina debidas a una excitación sísmica en dirección del eje de la cortina pueden ocasionar un mayor daño a las juntas por compresión y esfuerzos cortantes.

Para mostrar la influencia de la dirección de la excitación en la respuesta sísmica de la losa de concreto, principalmente en el comportamiento de las juntas verticales y perimetral, es necesario recurrir a modelos geométricos tridimensionales que consideren tales discontinuidades, y que estén sometidos a una excitación bidimensional (dos componentes horizontales ortogonales entre sí). En este estudio se despreció la componente vertical porque en estructuras masivas como las que se consideran en este trabajo su efecto es despreciable debido a la influencia de la aceleración de la gravedad en esta dirección.

d) Evaluar el efecto de la zonificación del enrocamiento en la respuesta de la cara de concreto.

Un objetivo particular de este estudio es determinar la zonificación del enrocamiento en la que se minimice el volumen de material más rígido, que se coloca en el talud aguas arriba debajo de la cara de concreto, tal que el incremento de los desplazamientos normales al plano de la losa al final del llenado del embalse y los esfuerzos inducidos no generen daños a la membrana como agrietamientos que favorezcan el flujo de agua a través de ella. Consecuentemente, se evaluará el efecto de la zonificación en el comportamiento de la cortina cuando está expuesta a una excitación sísmica severa, a partir de la deformación de la cara de concreto, de los esfuerzos axiales de compresión y tensión en la losa, y de los desplazamientos en juntas verticales y perimetral.

e) Estudiar el efecto de una compactación deficiente del enrocamiento en el comportamiento de la losa de concreto.

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. Este último es el de mayor consideración, debido a que la deformación de la cara de concreto sigue la deformación del pedraplén. De acuerdo a lo anterior, se realizan análisis para evaluar el efecto de suponer un material más deformable cercano a la losa, lo cual puede ocurrir ante posibles deficiencias en su compactación, es decir, una zona de material de apoyo de la losa mal compactado.

f) Evaluar la influencia de una junta constructiva horizontal en la respuesta de la membrana de PECC.

Es común en presas de gran altura y por requerimientos constructivos dejar juntas horizontales en la cara de concreto. En la actualidad existen controversias con respecto al efecto que tiene una junta constructiva horizontal en este elemento impermeable de las PECC. Con el fin de evaluar su influencia en el comportamiento de la membrana se hace un estudio limitado para mostrar las ventajas y desventajas de incluir este contacto horizontal. Los análisis que se realizan consideran que la junta constructiva horizontal se coloca a la mitad de altura de la cara de concreto, a todo el ancho del valle. Se evalúa su efecto en términos de esfuerzos en los paneles de concreto y de desplazamientos en juntas constructivas, para condiciones de carga estática (llenado del embalse) y acción sísmica.

1.3 Organización de la Tesis

En el capítulo 2 se describe en primer instancia y de manera general, las principales componentes que integran las PECC, enfatizando aspectos relacionados con el diseño de las juntas constructivas (verticales y perimetral) que integran la cara de concreto, comenzando desde sus inicios hasta su tendencia actual, con la finalidad de tener un conocimiento sobre la evolución de los conceptos de diseño de este tipo de elementos. Después, en el mismo capítulo, se muestra la formulación y el tipo de elemento de interfaz que se utilizó para modelar los contactos entre los paneles de concreto, panel-plinto y panel-enrocamiento. Posteriormente, se evalúa el comportamiento de estos elementos “junta” por medio de ensayos experimentales estáticos y dinámicos, los cuales consisten básicamente de un bloque rígido instrumentado de peso constante que está en contacto con un plano de deslizamiento.

En el capítulo 3 se presentan los análisis donde propiamente se aplica el uso de elementos de interfaz en la modelación tridimensional de PECC, con la finalidad de tomar en cuenta la interacción entre los principales elementos que la integran (losa, enrocamiento y plinto). En este capítulo se estudia el comportamiento de este tipo de cortinas al final del llenado del embalse. Se describen primeramente las características geométricas de los casos estudiados y las propiedades de los materiales, así como la forma en que se generaron los modelos de cortinas utilizados. Posteriormente, se considera el efecto que tiene el espaciamiento o la separación entre juntas verticales en la respuesta de la cara de concreto, en términos de desplazamientos y esfuerzos axiales en la losa, aberturas y desplazamientos cortantes (dislocaciones) entre los contactos losa-losa (juntas verticales) y losa-plinto (junta perimetral). Además, se estudian otros factores que se consideran de importancia tomarlos en cuenta y que afectan el comportamiento de este tipo de cortinas, como son: la estrechez del valle, la altura de la cortina y la zonificación del enrocamiento.

En el capítulo 4 se muestran los resultados obtenidos al considerar la aplicación de una excitación en la frontera rígida de los modelos de PECC. Se evalúa el comportamiento de la cortina nuevamente en términos de esfuerzos axiales en los paneles de concreto, y de las aberturas y dislocaciones que se desarrollan a lo largo de las juntas constructivas (verticales y perimetral), considerando que la excitación actúa primero en dirección del eje del cauce, después en dirección del eje de la cortina, y finalmente ambas al mismo tiempo (acopladas).

Finalmente, en el quinto capítulo se señalan las conclusiones más importantes del presente trabajo.

CAPÍTULO 2

MODELACIÓN DE JUNTAS CONSTRUCTIVAS EN PECC

Existen varios casos en geotecnia donde es necesario representar planos de discontinuidades en los cuales pueden ocurrir deslizamientos o separaciones, como por ejemplo, fallas o planos de debilidad o de foliación en un medio geológico, o la interfaz entre una cimentación y el suelo. El comportamiento esfuerzo-deformación de estos contactos depende generalmente de muchos factores los cuales pueden determinarse de una cantidad suficiente de pruebas de laboratorio en especímenes seleccionados y condiciones similares a las que se tienen en campo. Resultados de investigaciones de este tipo han mostrado que el comportamiento esfuerzo-deformación de esas discontinuidades es generalmente no-lineal y depende de la magnitud de los esfuerzos.

El comportamiento de juntas o interfaces entre materiales geológicos y estructurales, usualmente se define determinando los movimientos relativos de traslación y rotación bajo diferentes condiciones de carga (estática y dinámica). En el contexto de métodos numéricos, tales como elementos finitos o diferencias finitas, se utilizan elementos de “interfaz” o elementos “junta” con el fin de simular tales movimientos relativos y asociarlos a los diferentes modos de deformación.

En el estudio de presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC) es necesario utilizar elementos de interfaz para modelar adecuadamente la interacción entre los diferentes materiales que integran a este tipo de cortinas (paneles de concreto, plinto y enrocamiento). Antes de mostrar los aspectos teóricos en que se basa la modelación numérica de estos contactos, es importante comentar algunas consideraciones relacionadas con el diseño de las juntas constructivas que integran la cara de concreto, comenzando desde sus inicios hasta la tendencia actual, con el objeto de tener un conocimiento de la evolución de los conceptos de diseño.

2.1 Aspectos Generales en el Diseño de PECC

Ningún tipo de cortina tiene un diseño estándar; sin embargo, los elementos principales de las PECC son comunes: un pedraplén zonificado, una losa de concreto y un plinto. Es importante puntualizar que 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 Fig. 2.1 muestra una sección transversal típica que se considera en el diseño de este tipo de cortinas, y cada uno de sus elementos integrantes se describen brevemente a continuación.

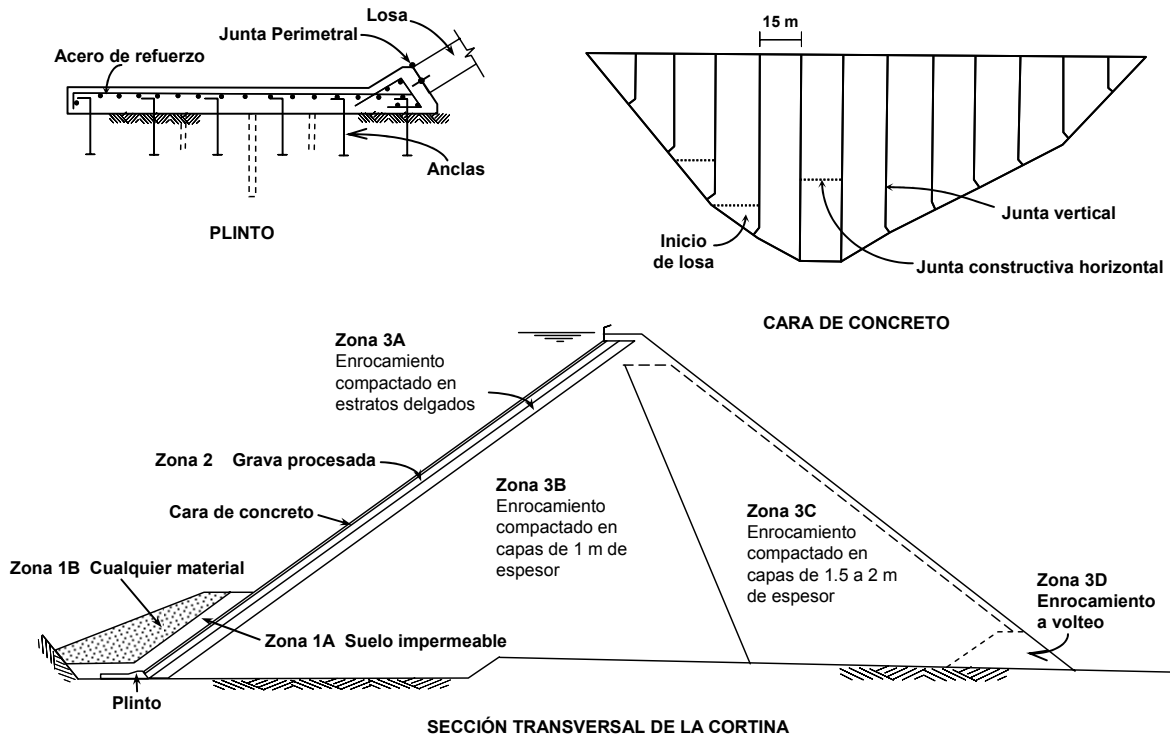


Figura 2.1 Sección típica de presas de enrocamiento con cara de concreto (Hacelas y Marulanda, 1988)

2.1.1 Pedraplén

El pedraplén que conforma el cuerpo principal de la cortina, tiene en general una zonificación de materiales bien definida (ver la Fig. 2.1), 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. El propósito de los materiales en esta zona consiste primeramente en proporcionar un apoyo uniforme y firme a la losa de concreto y funcionar al mismo tiempo como una barrera semi-impermeable contra la posible filtración del agua, y además, debe funcionar como un dren para que el agua no penetre totalmente en los materiales de enrocamiento, sino que drene en una zona muy cercana a la losa. 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. Este último material, es el que sirve de soporte a la losa de concreto, el cual es un estrato con rocas de tamaño pequeño para facilitar su compactación y proporcionar un apoyo uniforme y liso.

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.

En general, los materiales colocados en el pedraplén aguas arriba son más resistentes, menos compresibles y menos permeables que los colocados en la parte aguas abajo, con el objeto de proporcionar una mejor compatibilidad de deformación con la losa de concreto, y también una defensa contra una posible filtración del agua en el caso de presentarse agrietamientos excesivos de la cara de concreto. El diseño de este tipo de cortinas ha evolucionado hacia el lado conservador permitiendo que los enrocamientos zonificados sean de permeabilidad baja para que la presa funcione aún cuando la cara de concreto falle totalmente y cuando el embalse esté a su máxima capacidad (Sherard, 1984; Cooke, 1991). Esto indica que en la actualidad un diseño seguro de la cara de concreto, que es el elemento impermeable de la presa, no es todavía un aspecto que se domine técnicamente.

2.1.2 Cara de concreto

La cara de concreto se construye en franjas o paneles verticales continuos desde la base hasta la cresta, con un ancho promedio de 15 m. Sin embargo, por la limitación de los equipos de construcción y tiempos de ejecución, muchas veces los paneles se colocan en varias etapas dejando juntas horizontales (ver la Fig. 2.1). Por lo general se utiliza un concreto con resistencia a la compresión del orden de 20 MPa (a los 28 días), sin embargo, la durabilidad y la impermeabilidad del concreto son más importantes que su resistencia. Debido a que la mayor parte de la losa está sometida a compresión biaxial durante su construcción y llenado del embalse, el reforzamiento de la cara de concreto se ha reducido de 0.5% en

ambos sentidos, a considerar solamente un 0.3% en la dirección horizontal, y 0.35% a 0.40% en la dirección vertical y cerca de los márgenes.

Con respecto al espesor de la losa en un inicio se consideraba una relación de $0.30+0.0067z$ (donde z varía de cero a H , altura máxima de la cortina en metros). Actualmente, esta relación ha cambiado en un intervalo de $0.30+0.002z$ a $0.30+0.004z$, debido principalmente al uso de un enrocamiento compactado y la adopción de una zona especial de soporte de la losa (Zona 2), incluso se han construido presas en Australia entre 40-94 m de altura donde se utilizaron espesores de losa constantes entre 0.25-0.30 m. En la presa El Cajón de 185.0 m de altura (México, 2007) se utilizó un espesor de losa variable con una relación de $0.30+0.004z$. En la presa Campos Novos, en Brasil (2005) de 202.0 m de altura se utilizó también un espesor variable entre 0.3 a 1.0 m de acuerdo con las siguientes relaciones: $0.30+0.002z$ (m) para $z < 100$ m y $0.005z$ (m) para $z > 100$ m.

Durante el llenado del embalse la cara de concreto está restringida a seguir las deformaciones del enrocamiento en el plano de la losa por el desarrollo de desplazamientos normales del enrocamiento; por lo cual, la mayor parte de la losa está a compresión biaxial. Sin embargo, existen algunas zonas principalmente cerca del perímetro, donde se generan deformaciones de extensión. Consecuentemente, las deformaciones en el plano de la losa son independientes de su espesor, por lo que aspectos como la durabilidad e impermeabilidad de los paneles de concreto comienzan a ser de principal consideración. Con base en los antecedentes anteriores, es muy razonable considerar losas con espesores constantes de 0.25 o 0.30 m para presas de baja a moderada altura (entre 75.0 a 100.0 m), y el uso de un espesor variable que se incremente con una relación de $0.002z$ para presas entre 100.0 a 150.0 m de altura, y de $0.004z$ para cortinas de mayor altura.

2.1.3 Plinto

El plinto es un bloque de concreto donde se apoya la losa y sirve de cimentación, el cual se coloca al pie del talud y a lo largo de todo el perímetro de contacto entre la losa y las laderas. El espesor del plinto concuerda generalmente con el de la losa, pero debe tener un valor mínimo de 0.3 a 0.4 m. El ancho del plinto varía de acuerdo con el gradiente de agua al que está sometido. En cimentaciones con roca sana es adecuado utilizar un ancho entre $1/20$ y $1/25$ de la altura de agua, pero no debe ser menor que 5.0 m. Un buen diseño del plinto debe asegurar su estabilidad contra las presiones de agua y las del enrocamiento, así como un buen contacto con la cimentación. La cimentación debe ser resistente y no susceptible a la erosión o tubificación, en caso contrario se requieren tratamientos locales de impermeabilización mediante inyecciones u otros métodos. Un buen contacto entre el plinto y la roca de cimentación se obtiene mediante una limpieza cuidadosa de la superficie de apoyo con aire o agua a presión antes de la construcción del plinto, pero también pueden utilizarse anclas que atraviesen la superficie de contacto (ver la Fig. 2.1). El refuerzo del plinto usualmente es sólo por temperatura.

2.1.4 Junta perimetral

La junta perimetral, que es el contacto entre la cara de concreto y el plinto, es quizás el elemento más importante en este tipo de cortinas. A diferencia de las juntas de construcción verticales y horizontales entre los paneles de concreto, la junta perimetral sufre las mayores aberturas y desplazamientos por cortante durante el llenado del embalse, debido a que existe una gran diferencia de rigideces entre la losa, los enrocamientos y la cimentación. Esta junta es una potencial fuente de infiltración si no se diseña

correctamente; debe asegurarse que su construcción sea de buena calidad. Su mal funcionamiento ha sido la principal razón de las malas experiencias ocurridas en el pasado. La junta perimetral debe ser flexible e impermeable al mismo tiempo, lo cual es difícil de conseguir. Existen diferentes formas y distintos materiales para un diseño adecuado pero en todo caso una doble, o a veces una triple línea de defensa (sellos) es necesaria, principalmente en la construcción de presas de altura considerable. Algunos aspectos en el diseño de esta junta perimetral se describen más adelante, pero lo que es importante puntualizar es que aun siendo ésta un elemento fundamental en el diseño de PECC existen en la literatura muy pocos estudios al respecto (Montañez, 1992; Justo *et al.*, 1995). Se requieren todavía más trabajos experimentales y analíticos sobre el comportamiento de este tipo de elementos principalmente ante sollicitaciones sísmicas.

2.2 Diseño de Juntas Constructivas en PECC

A partir del uso de un enrocamiento compactado en capas delgadas, el sistema de juntas se ha simplificado notablemente. Actualmente, el diseño incluye sólo juntas de construcción verticales y juntas perimetrales, mientras que las juntas horizontales se usan únicamente por restricciones constructivas (ver la Fig. 2.1).

Puesto que la mayor parte de la losa está en compresión ante la carga de agua, la práctica actual se ha enfocado a reducir el número de juntas verticales tanto como sea posible. Un espaciamiento entre juntas de 12 a 18 m puede adoptarse después de considerar aspectos relacionados con el equipo y procesos constructivos. Romo *et al.*, (2002), mostraron que al menos para la presa El Cajón, el espaciamiento óptimo era de 15 m. Ante una separación mayor de juntas verticales, es posible que se genere un mayor agrietamiento del concreto por contracción. Estas juntas verticales han cambiado de tener un relleno compresible a diseñarse como juntas constructivas prácticamente “pintadas” con asfalto. Se considera que aberturas pequeñas en la junta perimetral en presas recientemente construidas se debe directamente a la omisión específica del relleno compresible en todas las juntas verticales.

En la Tabla 2.1 se presentan los desplazamientos máximos que se han registrado a lo largo de la junta perimetral para algunas presas de diseño moderno donde no se usaron rellenos compresibles en juntas verticales, así también se muestran otros parámetros de construcción y de comportamiento. Los movimientos grandes en la junta perimetral en presas como Anchicaya, Shiroro, y Golillas, se atribuyen a defectos específicos durante su construcción, particularmente en la compactación del material cercano al plinto debajo de la losa (Cooke, 1992; Hacelas *et al.*, 1987; Fitzpatrick *et al.*, 1987).

Actualmente no se utilizan juntas horizontales excepto por requerimientos constructivos, las cuales se diseñan básicamente como juntas frías donde el acero de refuerzo de los paneles de concreto pasa a través de ellas. En la práctica antigua, cuando se usaron juntas horizontales sin refuerzo que las atravesara y con sellos, resultó difícil de obtener concreto de buena calidad alrededor de éstos, entonces el concreto se agrietaba por concentración de esfuerzos de compresión en los bordes. Aunque es preferible la omisión de estas juntas, el diseño actual considera que las juntas de construcción horizontales con refuerzo que pase a través de ellas son seguras e impermeables, incluso sin el uso de sellos (Hacelas y Marulanda, 1988).

Las juntas verticales se terminan de tal forma que sean perpendiculares a la junta perimetral o al plano de la losa de concreto (ver la Fig. 2.1), sin ninguna obstrucción local (muescas) que impida el movimiento de la losa en la dirección de la presión hidrostática como se diseñaba en la práctica antigua, es decir, la carga

hidrostática que actúa en la cara debe transmitirse directamente al enrocamiento sin interferencia. En la construcción de PECC en Australia se ha sugerido un espesor mínimo de enrocamiento de 0.9 m entre la parte inferior de la losa y la roca de cimentación (Fitzpatrick *et al.*, 1985). La deformación moderada de este enrocamiento bajo la carga de agua previene de cualquier momento de flexión significativo que pueda desarrollarse en la losa adyacente al plinto.

Tabla 2.1 Parámetros de construcción y comportamiento de algunas PECC (Hacelas, 1998)

PRESA	PAIS	AÑO / H M	L m	A 10^3 m^2	γt kN/m^3	Ev MPa	E _T MPa	D m	MOVIMIENTO DE LA JUNTA PERIMETRAL (mm)		
									O	S	T
CETHANA	Australia	1971/110	213	24	2.65	135	300	0.12	11.5	-	7.4
ANCHINCAYA	Colombia	1974/140	260	22	2.80	145	440	0.13	125	106	15
FOZ DO AREIA	Brasil	1980/160	828	139	2.81	32	110	0.69	23	55	16
SEGREDO	Brasil	1993/140	705	86	2.91	45	170	0.34	-	-	-
XINGO	Brasil	1994/140	850	135	2.74	37	190	0.30	30	34	-
AGUAMILPA	México	1993/187	660	137	2.62	190	680	<0.15	19	16	5.5
SALVAJINA	Colombia	1984/148	330	50	2.80	390	630	<0.10	7	22	14
GOLILLAS	Colombia	1984/130	125	14	2.65	210	310	0.16	-	160	-
SHIRORO	Nigeria	1984/125	560	65	2.67	76	-	-	30	>50	21
LOWER PIEMAN	Australia	1986/122	-	35	2.80	160	200	0.22	7	70	-
MACKINTOSH	Australia	1981/75	-	27	2.70	40	100	0.16	4.8	20	2.8
MURCHISON	Australia	1982/89	-	16	2.70	225	590	0.04	12	9.6	7
BASTYAN	Australia	1983/75	-	19	2.70	160	280	0.06	4.8	21.5	-
KHAO LAEM	Tailandia	1984/130	1000	140	2.70	45	380	0.13	5	8	-
KOTMALE	Sri Lanka	1984/97	620	60	2.80	50	-	-	2	20	5

Et = $0.003 H^2/D$ (MPa)
H = Altura de la cortina
L = longitud de cresta
A = Área de la losa
 γt = densidad del enrocamiento

Ev = modulo del enrocamiento durante la construcción
D = máxima deflexión de la losa
E_T = modulo del enrocamiento durante el llenado
O = abertura de juntas
S = deslizamiento transversal de juntas (normal a la losa)
T = movimiento tangencial de juntas

Debido a lo anterior, los mayores movimientos de juntas por llenado del embalse se presentarán precisamente en la junta perimetral, por lo que es importante especificar un espesor máximo de las capas de enrocamiento que sirven de apoyo de la losa cerca del plinto, porque un espesor grande de enrocamiento compresible en esta zona se asociará con desplazamientos verticales mayores que los normales (Hacelas *et al.*, 1985), lo cual afectará considerablemente los sellos a lo largo de la junta perimetral. Esto es especialmente importante en cañones muy escarpados o inclinados, donde esta recomendación es muy difícil de seguir cuando se requieren excavaciones muy grandes para el plinto. Al parecer para este tipo de morfología de la boquilla se requiere de un diseño diferente para la junta perimetral. En cañones muy estrechos, la junta perimetral puede sufrir movimientos normales al plano de la losa (transversales) mucho más grandes que aquéllos paralelos al plano de la losa (aberturas) y, por consiguiente, los sellos deben ser acordeamente dimensionados.

La instrumentación de presas de enrocamiento ha permitido un mejor entendimiento de los movimientos y deformaciones del pedraplén durante la construcción y llenado del embalse, así como las causas y consecuencias de tales movimientos. Para PECC las deformaciones a compresión desarrolladas durante la construcción se presentan en más del 90% del área de la losa y se deben al asentamiento del

enrocamiento. Después del llenado del embalse, debido a que la mayor componente lateral del movimiento del enrocamiento es hacia el centro del cañón, existe una clara tendencia de las juntas verticales ubicadas en el centro de la cara a cerrarse, mientras que la junta perimetral y aquellas juntas verticales cercanas a las márgenes (estribos) tienden a abrirse, como se muestra en la Fig. 2.2. Sin embargo, debido a que el enrocamiento no puede soportar tensiones, hay una carga límite que se transfiere a la losa por el enrocamiento sujeto a deformación de extensión, lo cual limita la abertura de las juntas. Cuando se aplica la carga de agua, la losa de concreto se separa del plinto (ver la Fig. 2.2).

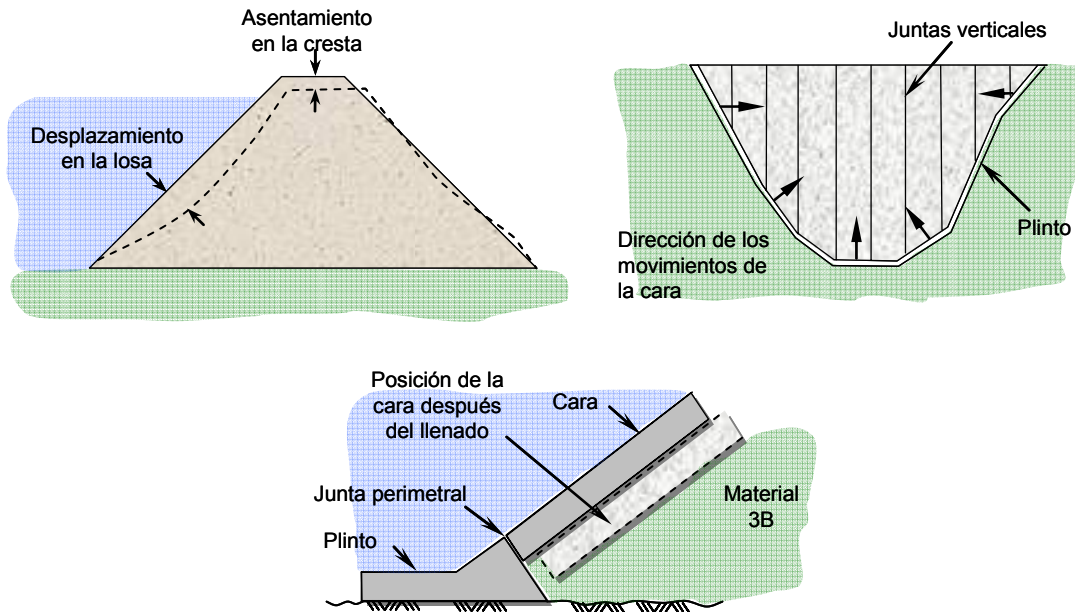


Figura 2.2 Movimientos relativos entre la cara de concreto y el plinto (junta perimetral), después del llenado del embalse

Para presas de baja a moderada altura (menos de 75 m), el movimiento de la junta perimetral ha sido de pocos milímetros, y juntas con diseño actual han permanecido prácticamente impermeables. Para algunas presas altas, la abertura y desplazamiento de juntas han sido de algunos centímetros, por ejemplo para la presa Foz do Areia de 160 m de altura, la abertura fue de 2.3 cm y un desplazamiento por cortante de 5.5 cm (ver Tabla 2.1), en la cual no ocurrió ninguna infiltración en la junta perimetral, pero es probable que el sello central se haya roto. Teniendo presente el comportamiento anterior, el diseño de juntas para PECC modernas se ha desarrollado como se describe a continuación.

2.2.1 Diseño tradicional

Los detalles del diseño de la junta perimetral, y de las juntas verticales y horizontales se muestran en las Figs. 2.3 y 2.4 respectivamente. La junta perimetral es la que requiere de mayor atención, puesto que no solamente se abre durante el llenado del embalse debido al asentamiento del pedraplén sino también se desliza en otras dos direcciones: normal al plano de la losa (transversal) debido al asentamiento del enrocamiento y paralelo al eje de la junta (tangencial) debido a movimientos cortantes de la cara de concreto. Puesto que los movimientos mayores se presentan a lo largo de esta junta perimetral, la práctica tradicional consistía en lo siguiente (ver la Fig. 2.3a):

- Utilizar un doble sello: un sello de cobre o acero colocado al fondo y un sello de PVC en el centro de la losa. El sello de cobre se pone encima de una tira de neopreno que descansa en una base de arena asfáltica.
- Utilizar una madera compressible o relleno de asfalto premoldeado para permitir rotación, cortante y compresión durante la construcción (cuando la junta está bajo compresión) sin permitir el fisuramiento del concreto en los bordes.
- Proveer de una tercera línea de defensa, la cual consiste de un relleno de mastique colocado sobre la ranura que existe en el borde superior de la junta, con la finalidad de que tal relleno penetre a la junta cuando ésta se abra. El mastique se cubre con una membrana de PVC fijada con ángulos de acero anclados al concreto. La membrana es convexa hacia afuera para contener una mayor cantidad de mastique. Cuando la junta se abre el mastique penetra en la apertura por la presión del agua, entonces la tapa se mueve sin poner la membrana en tensión. Para que el mastique funcione como está pensado, se requiere que la cubierta esté firmemente atornillada y pegada a la losa de concreto para hacer un sello fielmente impermeable junto al concreto, para que la presión del agua que actúa encima de la cubierta obligue al mastique a penetrar en la junta. De lo contrario, si el agua del embalse actúa bajo la cubierta, la presión de agua no necesariamente actuará en el relleno del mastique, porque el agua puede infiltrarse en la junta a lo largo del contacto concreto-mastique. En este último caso, el mastique tenderá a agrietarse y separarse a un lado de la superficie de concreto conforme la junta se abre.

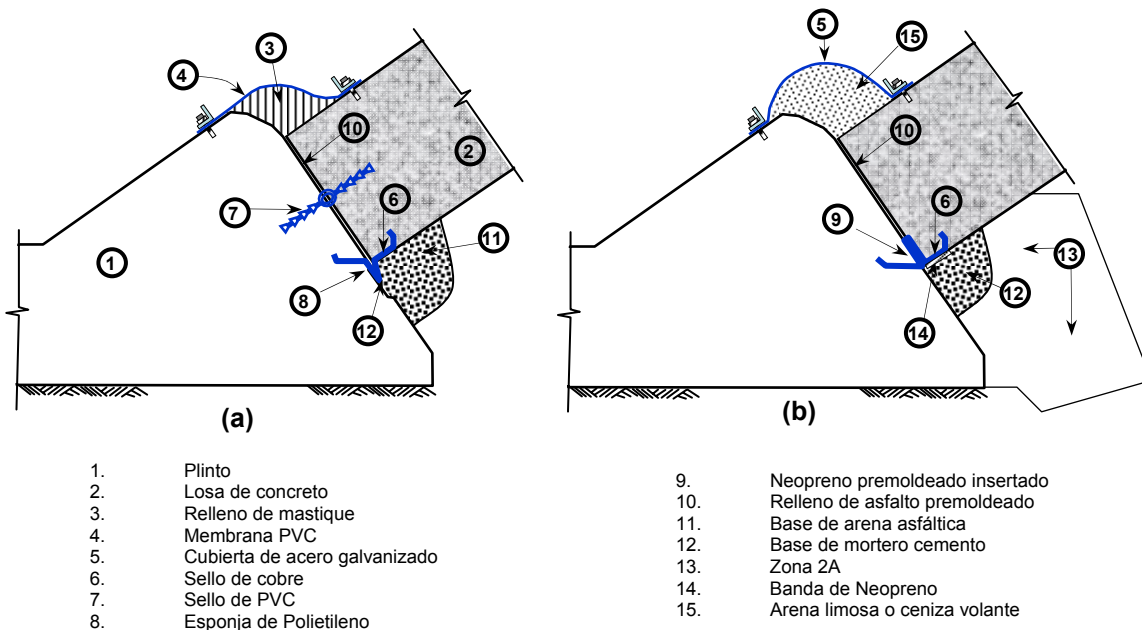


Figura 2.3 Junta Perimetral (a) diseño tradicional, y (b) diseño actual (Hacelas, 1998)

En el caso de las juntas verticales la práctica tradicional consistía también en usar un doble sello y el mastique encima de las juntas, si éstas se encontraban cercanas a las márgenes donde es casi seguro que tiendan a abrirse como se muestra en la Fig. 2.4a. Ningún relleno se proporcionaba a las juntas verticales

para reducir al mínimo el movimiento de los paneles de concreto en el plano de la losa (aberturas). Las demás juntas verticales entre losas internas y que están bajo compresión, se construían únicamente con un sello de cobre al fondo de la losa, encima de una tira del neopreno que descansa en una almohadilla o base de mortero.

2.2.2 Diseño actual

El concepto de la junta perimetral descrito en la sección anterior se aplicó exitosamente en el diseño de muchas PECC (Cethana, 1971, y Foz do Areia, 1980). Actualmente existen simplificaciones y mejoras a dicho concepto de juntas, y que han demostrado ser igualmente satisfactorias en la construcción de este tipo de cortinas (Segredo, 1992; Xingo, 1994; entre otras). La Fig. 2.3b ilustra los nuevos conceptos adoptados para la junta perimetral. La base de arena asfáltica se ha reemplazado por una base de mortero debajo del sello de cobre para mantener un apoyo sólido. El sello de cobre de forma-U se ha volteado hacia arriba para absorber los movimientos de apertura de la junta. Una inserción de neopreno premoldeado previene el colapso del sello de cobre bajo presión hidrostática cuando la junta se abre. El sello de PVC en medio de la losa también se ha eliminado debido a las difíciles condiciones de colocación del concreto. El relleno de mastic se ha mantenido en algunos diseños como una barrera eficaz contra infiltración reconociendo su efectividad; sin embargo, depende de la impermeabilidad de la cubierta de PVC que debe estar herméticamente unida al concreto. Con respecto a esto último, una membrana de caucho reforzada con un geotextil de tejido fuerte, ha reemplazado a la cubierta de PVC.

En otros proyectos (Aguamilpa, 1993; Xingo, 1994; Chase Gulch, 1995) se ha utilizado, en lugar del relleno de mastic, una arena limosa poco cohesiva colocada sobre la junta, con tamaño de partícula máximo limitado a 0.5 mm (malla No.30), la cual inmediatamente debe llenar la abertura de la junta ante el llenado del embalse y debe ser retenida por el material de filtro de la Zona 2A que se encuentra debajo de la junta perimetral. Este relleno poco cohesivo se encierra con una cubierta de acero galvanizado forrada en su interior con un geotextil. Esta opción puede usarse en estribos o márgenes inclinadas, también en la parte baja del valle y en zonas planas de las laderas. La efectividad de este sello con relleno poco cohesivo fue demostrada por un programa de investigación de laboratorio dirigido por Montañez (1992) bajo la guía del Profesor Raúl J. Marsal, y siguiendo las ideas sugeridas por Pinto y Mori (1988).

Como se mencionó, la junta perimetral se abre y desliza longitudinal y transversalmente a la junta. Con respecto a las juntas verticales entre los tableros de la cara, algunos autores consideran que sólo tienen un posible componente de movimiento: separación o cierre, y que no se ha registrado ningún desplazamiento por cortante (dislocación) en estas juntas o de infiltración a través de ellas (Hacelas, 1998). Además, señalan que las juntas verticales cerca de las márgenes se abren particularmente en la cima, y que la magnitud de estas aperturas disminuye en la dirección de la cresta al plinto, donde la abertura es casi nula, excepto posiblemente en la cima de varias intersecciones de juntas verticales y el plinto. Lo anterior significa que una abertura significativa y la consecuente infiltración, ocurriría en una junta vertical en su tercio superior.

De acuerdo con mediciones realizadas en la losa de concreto en algunas PECC al final del llenado del embalse se ha demostrado que aproximadamente el 80% de la longitud de la cresta está en compresión; por consiguiente, la magnitud de abertura de juntas verticales en las márgenes no puede ser grande. En la

presa Aguamilpa (México, 187 m de altura, longitud de la cresta 650 m) diez juntas verticales en cada lado, de un total de 44 juntas, se han abierto un máximo de 8 mm. La abertura total de todas las juntas sumadas es aproximadamente 28 mm (González y Mena, 1997). En la presa Foz do Areia (Brasil, 160 m de altura, longitud de la cresta 828 m) 6 juntas verticales a cada lado, de un total de 52 juntas, se han abierto un máximo de 30 mm. La abertura de todas las juntas sumadas es aproximadamente 143 mm. La diferencia entre tales aberturas de juntas en ambas presas se debe principalmente a la deformabilidad de los materiales del pedraplén utilizados. En Aguamilpa se utilizó un relleno de grava con un módulo del orden de 400 MPa, y en el caso de Foz do Areia se empleó un enrocamiento de basalto con una relación de módulos por construcción y llenado entre 37 y 55 MPa.

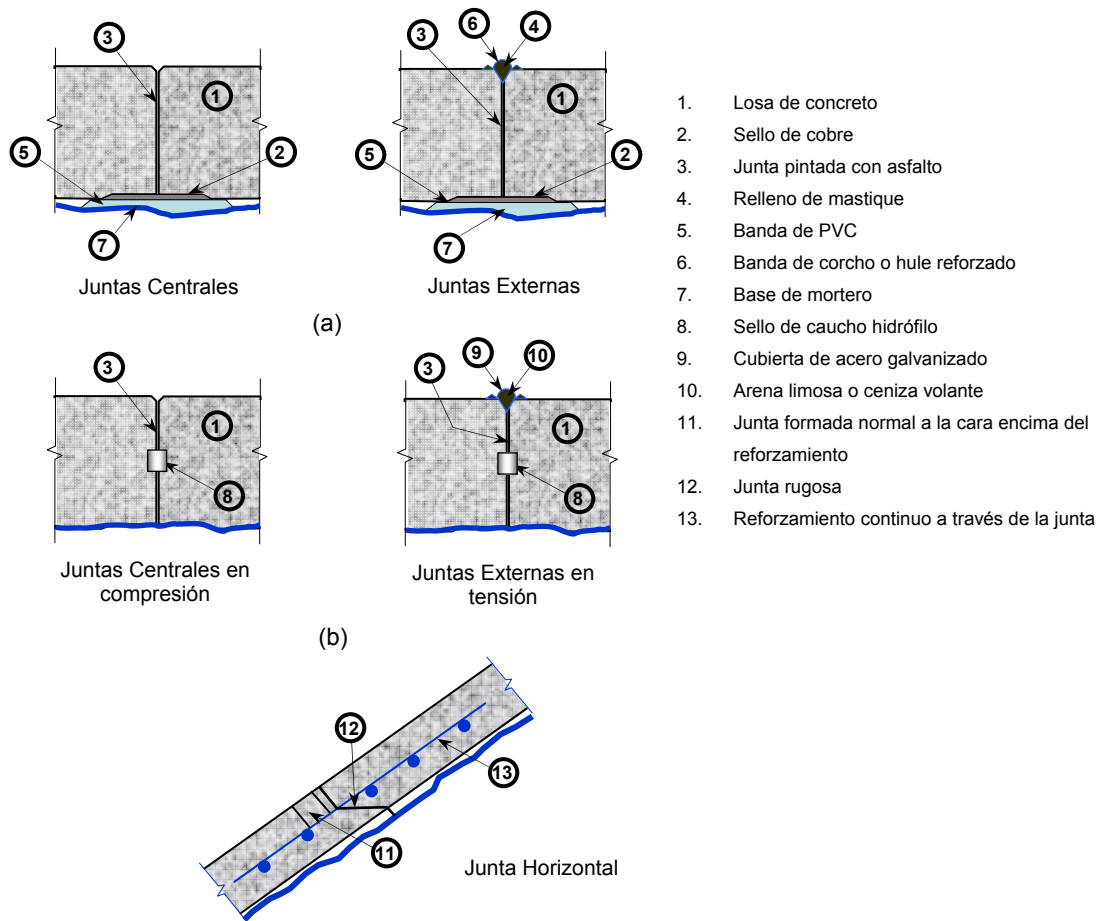


Figura 2.4 Juntas vertical y horizontal: (a) diseño tradicional, y (b) diseño actual (Hacelas, 1998)

En vista del comportamiento de las juntas verticales, en la actualidad se está considerando una modificación en su diseño para simplificar la construcción y reducir costos, y que se muestra en la Fig. 2.4. Esto involucra omitir el sello de cobre del fondo y la base de mortero, y reemplazarlos con un sello localizado en el centro de la losa.

La Fig. 2.4 ilustra el concepto de la modificación del detalle de las juntas verticales, usando un caucho hidratante especialmente tratado. Cuando este material se humedece (lo cual ocurre cuando la junta se

abre) se expande o aumenta de volumen para proporcionar un obstáculo de infiltración. Un detalle de construcción importante es que los sellos hidratantes deben empotrarse en el concreto a lo largo de ambos lados, para prevenir que se fracturen hidráulicamente. Se muestran dos juntas en la Fig. 2.4, la junta externa está cerca de la margen y es seguro que se abra, por consiguiente, además de los 40 x 40 mm de sello hidratante al centro de la losa, se proporciona un respaldo con un sello superior. Por otra parte, como las juntas centrales son juntas constructivas que estarán en compresión, pero que podrían tener una ligera abertura por temperatura, se proporciona sólo los 40 x 40 mm de sello hidratante.

2.2.2.1 Lineamientos más actuales en el diseño de juntas constructivas

En un estudio reciente, Romo *et al.* (2007) proponen un nuevo concepto de diseño de la junta perimetral, y de las juntas verticales, el cual se muestra en la Fig. 2.5. A diferencia de lo descrito en la sección anterior se destaca el uso de una lámina de hule SBR (Styrene-Butadiene Rubber) en la interfaz entre el plinto y la losa de concreto, y entre ésta y el mortero cemento, como un elemento adecuado para absorber esfuerzos a compresión a lo largo de la junta perimetral (Fig. 2.5a). Además, la base de mortero es útil para disminuir los movimientos relativos losa-plinto. El espesor del separador de hule SBR es función de los esfuerzos que soportará la junta y de la rigidez del material utilizado.

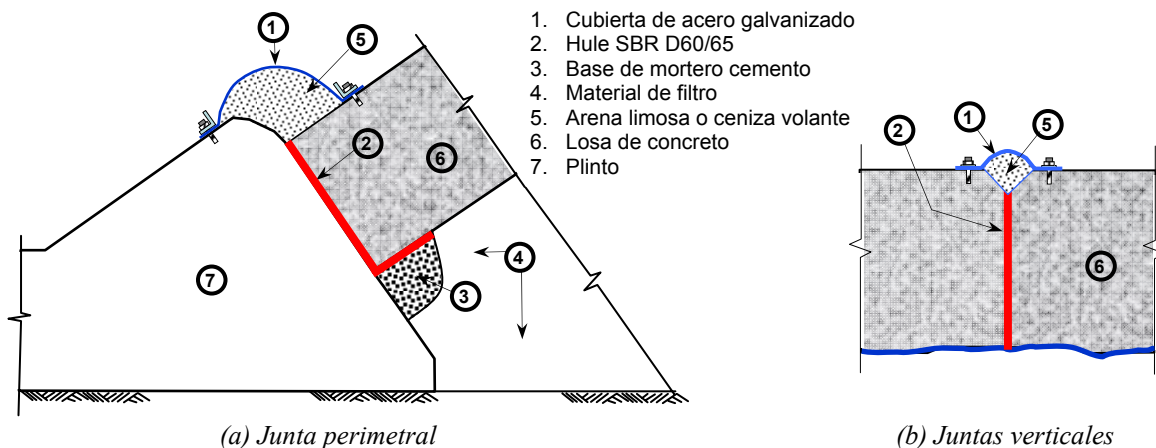


Figura 2.5 Propuestas de diseño de juntas constructivas para la cara de concreto del P. H. La Yesca (Romo *et al.*, 2007)

La Fig. 2.5b ilustra el detalle de las juntas verticales, donde se sugiere también colocar un separador de hule SBR, con espesores hasta de 3.0 cm, entre los contactos losa-losa. Este elemento sirve para reducir los esfuerzos transversales de compresión a lo largo de las juntas verticales, que como se verá en capítulos posteriores estos pueden ser de gran magnitud ante el llenado del embalse en presas de gran altura y la acción de un sismo intenso. También, se considera conveniente utilizar ceniza volante o arena limosa para obturar la junta en caso de que ésta se abra, la cual debe estar encapsulada en una cubierta de acero galvanizado y el concreto.

2.3 Uso de Elementos de “Interfaz” para el Modelado de Juntas Constructivas

En obras geotécnicas existe una gran variedad de estructuras con discontinuidades donde la suposición de una interconexión rígida entre las superficies del contacto es cuestionable. Es decir, si durante la historia de carga se mantiene una unión perfecta, entonces la presencia de una interfaz no ofrece dificultades en el análisis del sistema. Sin embargo, si en algún momento en la historia de carga, esta unión se rompe y se presentan movimientos relativos entre las dos superficies del contacto, entonces deben emplearse técnicas especiales de solución.

El análisis de tales sistemas discontinuos está compuesto por el deslizamiento y separación que pueden ocurrir a lo largo de las interfaces entre bloques adyacentes. En general, esto se presenta a niveles de cortante que son considerablemente más bajos que el nivel de cortante límite del material del bloque; por consiguiente, un análisis que asume una unión perfecta de la interfaz, podría sobrestimar la transferencia de cortante, y dependiendo de la aplicación específica, esto llevaría a una sobre o sub-estimación de la respuesta de la estructura. Así, el comportamiento dinámico real del sistema sólo puede ser determinado por una técnica de análisis no-lineal que considere el efecto de estas discontinuidades en la respuesta del sistema.

Desde un punto de vista matemático, las soluciones analíticas son sólo posibles para una clase limitada de problemas de interfaz idealizados (simples). La complejidad de las estructuras, las propiedades de los materiales y las condiciones de frontera, han conducido al uso de modelos numéricos basados en los elementos finitos y en diferencias finitas. Para problemas en los que se requiere la representación discreta de estas discontinuidades, el modelado se obtiene por medio de una combinación de elementos continuos y elementos “junta” o de “interfaz”.

En relación al problema particular que se está estudiando, que es el de PECC, se requiere básicamente modelar los siguientes contactos:

- Juntas verticales (contacto losa-loza)
- Junta perimetral (contacto losa-plinto)
- Junta transición (contacto losa-enrocamiento)

Para introducir estas discontinuidades en los análisis de este tipo de cortinas es necesario utilizar elementos de interfaz o elementos junta; de lo contrario, los esfuerzos calculados en la cara de concreto, corresponderían a los que se generan en una losa continua (fija en sus extremos), lo cual discreparía del problema físico. Además, el fenómeno de interacción losa-terraplén difiere para estas dos condiciones. Una de las características primordiales que deben satisfacer estas interfaces es que su acoplamiento a un modelado tridimensional debe ser de forma sencilla, es decir, es preferible que estos elementos junta sean planos (sin espesor) colocados en las fronteras de un elemento sólido tridimensional para facilitar la generación de los modelos con elementos finitos o diferencias finitas. También, deben de tener una formulación simple (pero que considere los aspectos fundamentales del fenómeno físico) para no incrementar excesivamente el tiempo de cómputo, más aún si se utilizan para análisis dinámicos.

La estimación de los movimientos dinámicos en la cara de concreto no es un problema sencillo. Es preciso realizar estudios experimentales para mejorar nuestra comprensión sobre el comportamiento dinámico de las juntas. En la práctica actual se considera que el sistema cara de concreto-cortina de enrocamiento es excitado solamente por el componente en la dirección del cauce del río, lo que simplifica notablemente el problema de la respuesta sísmica de la losa. Sin embargo, en los sitios el ambiente sísmico es tridimensional, la cara de concreto no sigue puntualmente los movimientos de la cortina cuando el componente sísmico actúa en la dirección perpendicular al eje del río. Por consiguiente, las juntas soportarán movimientos de extensión, compresión y flexión. También, el asentamiento instantáneo inducido en la cortina cuando es sometida a un sismo severo, además de afectar las juntas constructivas entre losas, éstas pueden agrietarse primordialmente en el tercio superior de la cortina, donde ocurren las mayores aceleraciones por sismo.

2.3.1 Evolución en el desarrollo de elementos junta o de interfaz

Hasta la fecha (2010) se han desarrollado varios tipos de elementos interfaz para representar el comportamiento de un sistema con discontinuidades. Uno de los primeros elementos de interfaz y comúnmente usado en problemas de interacción suelo-estructura se basa en un modelo propuesto por Goodman *et al.* (1968) en el que las propiedades que definen la discontinuidad son básicamente su rigidez normal, k_n , y su rigidez cortante, k_s , las cuales se relacionan con los esfuerzos y desplazamientos normales (σ_j , δ_n) y por cortante (τ_j , δ_s) promedios de la junta, de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}\sigma_j &= k_n \delta_n \\ \tau_j &= k_s \delta_s\end{aligned}\tag{2.1}$$

La formulación de este primer elemento junta se deriva en base a los desplazamientos nodales relativos de los elementos sólidos que rodean la interfaz, considerando un elemento plano con ocho grados de libertad, que ofrece resistencia a fuerzas de compresión y de cortante actuando normal y paralelamente a su eje. Las resistencias normal y cortante fueron expresadas como el producto de los desplazamientos relativos normal y axial entre las dos caras del elemento y la rigidez unitaria de la junta en las dos direcciones, tal como lo expresa la ecuación 2.1. Más adelante, Mahtab y Goodman (1970) extendieron su modelo de interfaz a tres dimensiones, y desarrollaron un elemento junta bi-dimensional (plano) de espesor cero. En estos estudios se asume un comportamiento lineal de k_n y k_s , excepto cuando se desarrolla una falla por tensión o por cortante, donde los valores de estos parámetros varían. Otros elementos interfaz de deformación-plana han sido presentados por Clough y Duncan (1971), Ghaboussi *et al.* (1973), Katona (1981), entre otros.

Cuando dos bloques adyacentes son modelados con elementos sólidos cuadráticos para una alta aproximación en la solución, pueden usarse elementos junta cuadráticos para lograr una compatibilidad de desplazamientos en el contacto entre tales bloques. Zienkiewicz *et al.* (1970) usaron una formulación de elemento finito isoparamétrico para un elemento de interfaz, el cual es tratado esencialmente como un elemento sólido. De la misma forma, Sharma *et al.* (1976) desarrollaron un elemento junta isoparamétrico, con espesor variable, para estudiar el efecto de desplazamientos diferenciales debido a la heterogeneidad de las interfaces en presas de enrocamiento con núcleo de tierra.

Posteriormente, Desai *et al.* (1984) propusieron un elemento junta tridimensional utilizando un elemento sólido delgado para la interacción suelo-estructura y fracturamiento en roca, incorporando un modelo constitutivo especial donde el comportamiento cortante es simulado elástico no-lineal o plástico, y la rigidez cortante es evaluada como un módulo tangente obtenido de pruebas de laboratorio de corte directo. También, incluyen varios modos de deformación tal como no-deslizamiento, deslizamiento, abertura y penetración.

Van Dillen y Ewing (1981) desarrollaron un elemento junta tridimensional, el cual considera relaciones constitutivas en términos de la teoría de plasticidad donde la dilatación se considera como una deformación plástica en la dirección normal, y el deslizamiento es considerado como una deformación cortante plástica.

Un elemento de interfaz más sofisticado aplicable al análisis de elemento finito bi y tridimensional fue presentado por Beer (1985), el cual se basa en suposiciones similares a aquellas presentadas por Ghaboussi *et al.* (1973) y Van Dillen y Ewing (1981), pero considerando una formulación general isoparamétrica y un elemento de espesor cero, para su aplicación particular en el modelado de juntas y fracturas en roca.

Subsecuentemente se han desarrollado varios elementos junta o de interfaz (Dafalias y Herrmann, 1982; Cundall y Lemos, 1990; Cundall y Hart, 1992), cada uno de ellos aplicable a estructuras particulares y con características diferentes, los cuales demuestran sus principales capacidades y aplicabilidad al análisis de estructuras discontinuas.

2.3.2 Formulación del elemento “interfaz” utilizado en los análisis

El elemento interfaz utilizado en este trabajo para el modelado de juntas constructivas en PECC utiliza un contacto lógico como el que se emplea en el método de elementos discretos (Cundall y Hart, 1992), es decir, dicha interfaz se define por las rigideces normal, k_n , y cortante, k_s , que existen entre un punto perteneciente a la interfaz y un plano finito (interfaz de un lado). Los elementos de interfaz son de geometría triangular, y a cada nodo le corresponde un área tributaria, tal como se ilustra en la Fig. 2.6.

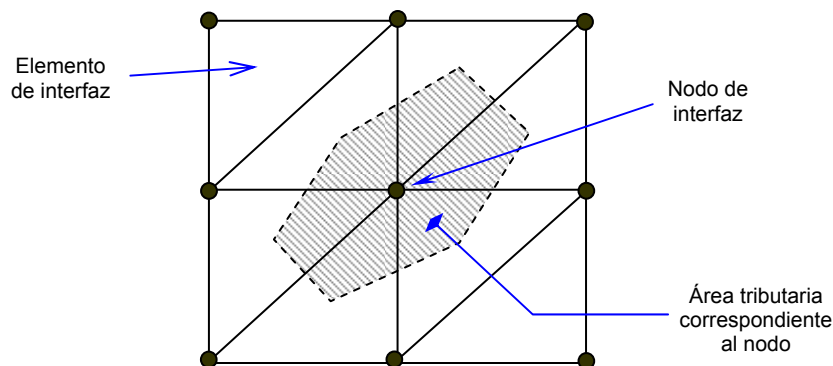


Figura 2.6 Distribución de áreas representativas para los nodos de interfaz (ICG, 1997)

La relación fundamental de este elemento junta está definida entre el nodo de la interfaz y una superficie de contacto o plano objetivo. La dirección normal de las fuerzas en la interfaz es determinada precisamente por la orientación del plano de contacto. Durante cada intervalo de tiempo se determinan el desplazamiento normal absoluto y la velocidad cortante relativa para cada nodo perteneciente a la interfaz, el cual está en contacto con el plano objetivo. Después, ambos valores se utilizan en un modelo constitutivo para determinar los vectores de fuerza normal y cortante.

En la Fig. 2.7 se ilustran las componentes del modelo constitutivo actuante en un nodo de la interfaz (P), el cual está definido por un criterio de resistencia cortante lineal de Coulomb que limita precisamente la fuerza cortante actuante en el nodo de la junta. Se considera además un ángulo de dilatación que causa un incremento en la fuerza normal efectiva en el contacto después de alcanzar la resistencia cortante límite, y también se toma en cuenta una resistencia a la tensión límite.

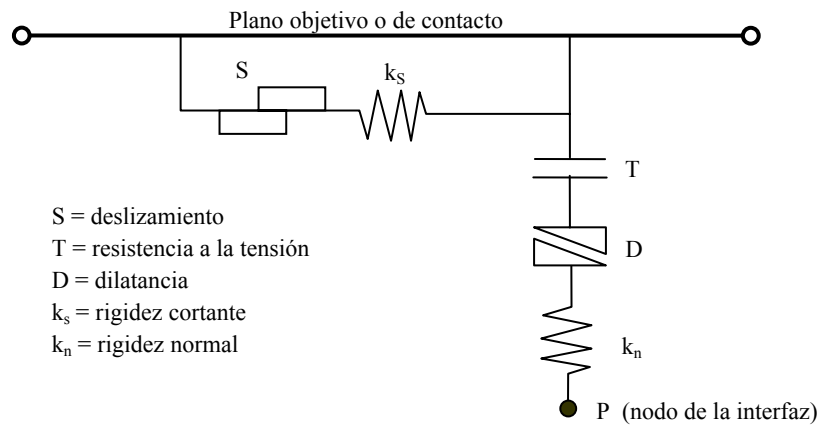


Figura 2.7 Componentes del modelo constitutivo de la interfaz (ICG, 1997)

De esta forma, las fuerzas normal y cortante en el nodo de la interfaz son determinadas para cada intervalo de tiempo $(t + \Delta t)$ por medio de las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned} F_n^{(t+\Delta t)} &= k_n u_n A + \sigma_n A \\ F_{si}^{(t+\Delta t)} &= F_{si}^{(t)} + k_{si} \Delta u_{si}^{(t+(1/2)\Delta t)} A \end{aligned} \quad (2.2)$$

donde:

- F_n es la fuerza normal
- F_{si} es el vector de fuerza cortante
- u_n es la penetración normal absoluta del nodo del elemento interfaz en relación al plano de contacto
- Δu_{si} es el vector de desplazamiento de corte relativo
- σ_n es el esfuerzo normal adicional debido a la dilatación
- k_n es la rigidez normal
- k_s es la rigidez cortante
- A es el área representativa asociada al nodo de la interfaz

La Fig. 2.8a ilustra las relaciones constitutivas en la dirección normal y tangencial del elemento interfaz utilizado para el análisis de PECC. En la relación esfuerzo-deformación en la dirección normal de la junta se definen dos estados distintos: a) separación o abertura, lo cual ocurre cuando el desplazamiento normal es negativo, entonces la junta comienza a soportar esfuerzos a tensión en la dirección normal. Si la tensión existente a través de la interfaz excede la resistencia a la tensión (T), entonces la interfaz se rompe, y sus rigideces normal y cortante se anulan; y como consecuencia los esfuerzos normal y cortante no se transmiten a través de la junta. b) Contacto o penetración, lo cual se presenta cuando el desplazamiento normal a la junta es mayor que cero.

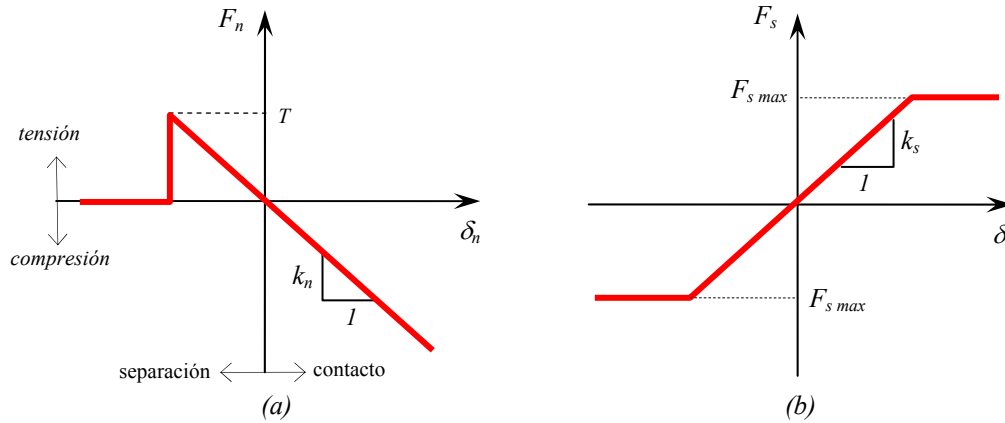


Figura 2.8 Relaciones constitutivas del elemento junta

En la relación esfuerzo-deformación en la dirección tangencial de la junta (ver Fig. 2.8b), se asume un comportamiento no-lineal basado en un criterio de resistencia cortante de Coulomb (material elasto-plástico perfecto), el cual limita la fuerza cortante, F_s , que actúa en el nodo de la interfaz por medio de la siguiente expresión:

$$F_{s \max} = c A + F_n \tan \phi \quad (2.3)$$

donde:

- c es la cohesión a lo largo de la interfaz, y
- ϕ es el ángulo de fricción en la superficie de la interfaz

Dentro del intervalo $|F_s| < |F_{s \max}|$, no se presentará ningún deslizamiento considerable, y entonces la junta se comportará elásticamente. Si la fuerza cortante, F_s , es mayor o igual que $F_{s \max}$ entonces se considera que $F_s = F_{s \max}$, conservando la dirección del cortante. Durante el deslizamiento la rigidez de la junta en la dirección normal (k_n) será constante, pero a la rigidez cortante (k_s) se le asignará un valor nulo. Por otra parte, cuando la fuerza cortante excede el límite de fuerza cortante, entonces cualquier desplazamiento cortante causará un incremento en el esfuerzo normal efectivo en la junta de acuerdo con la siguiente relación:

$$\Delta\sigma_n = \frac{|F_s| - F_{s\max}}{A k_s} \tan \psi k_n \quad (2.4)$$

donde:

- ψ es el ángulo de dilatación de la superficie de la interfaz, y
- F_s es el valor de la fuerza cortante antes de corregirse

Las fuerzas normal y cortante determinadas en los nodos de la interfaz son distribuidas en igual magnitud y en direcciones opuestas en ambos lados del plano objetivo donde el nodo de la interfaz está en contacto. En el intervalo elástico, el comportamiento del contacto depende solamente de los valores de rigidez normal (k_n) y de corte (k_s) de la interfaz.

2.3.3 Factores que influyen en los parámetros de la interfaz

De acuerdo con la formulación del elemento junta presentado en la sección anterior, y con la finalidad de predecir su comportamiento ante condiciones de carga estática y dinámica, deben introducirse tres parámetros principales o propiedades de juntas en los análisis:

- a) La rigidez normal al plano de la junta, k_n
- b) La rigidez cortante paralela al plano de la junta, k_s
- c) La resistencia cortante a lo largo de la interfaz (definida por c y ϕ)

Muchos son los factores que influyen en estos parámetros, los cuales deben tomarse en cuenta al asignar las propiedades a la interfaz. En particular, el valor de k_n dependerá de la relación del área de contacto entre las dos superficies de la interfaz y de las propiedades del material de relleno de la junta, si éste existe. La resistencia a la tensión en las juntas usualmente se considera nula. El valor de k_s dependerá de la rugosidad de la superficie de la junta que puede determinarse por la distribución, amplitud, e inclinación de las asperezas; así como de las propiedades del relleno de la junta, si éste se presenta. El valor de resistencia cortante dependerá de la fricción y de la cohesión a lo largo de la interfaz, y de la resistencia del material de relleno, nuevamente si éste existe.

De esta forma, el material de relleno presente en la junta puede tener un efecto decisivo en los tres parámetros arriba expresados. También, la humedad puede influir en tales propiedades, indirectamente, a través de su influencia en las propiedades del material de relleno, o directamente, alterando la resistencia a la fricción de una junta sin relleno. En general, los factores que influyen en los valores de los parámetros de junta son difíciles de cuantificar para una interfaz determinada. Por consiguiente, es recomendable la medición directa de tales parámetros de la junta para obtener valores más realistas (Goodman *et al.*, 1968).

El concepto de rigidez de junta es relativamente nuevo, y son limitados los valores encontrados en la literatura sobre tales parámetros de junta, los cuales se han obtenido principalmente de pruebas de corte directo realizados en especímenes individuales con juntas; sin embargo, estos valores sólo pueden usarse para ciertos problemas específicos.

En el caso particular del modelo de junta utilizado (ver sección 2.3.2), la asignación de propiedades para caracterizar a dicha interfaz, particularmente sus rigideces normal y cortante (k_n , k_s), depende en cierta forma de cómo debe considerarse su comportamiento. Existen comúnmente dos posibilidades:

a) La interfaz es rígida comparada con la del material que la circunda pero puede deslizar y abrirse en respuesta a una carga anticipada (no existe interpenetración entre bloques). También es la situación cuando las rigideces son desconocidas o no son importantes, pero donde el deslizamiento o separación ocurrirá. En este caso, solamente se requiere modelar un bloque que se desliza y/o se separa relativamente con respecto a otro bloque. La fricción, al igual que la cohesión, dilatancia y resistencia a la tensión, son importantes, pero su rigidez elástica no lo es. Sin embargo, debido a la formulación del elemento interfaz, es recomendable que los valores de rigideces utilizados sean consistentes. Una regla común es utilizar valores de k_n y k_s , de diez veces la rigidez equivalente de la zona vecina (Hart, 1993). La rigidez equivalente (k_{equiv}) de una zona en dirección normal se determina por medio de la siguiente expresión:

$$k_{equiv} = \max \left[\frac{\left(K + \frac{4}{3} G \right)}{\Delta z_{min}} \right] \quad (2.5)$$

donde K y G son los módulos volumétrico y cortante, respectivamente, y Δz_{min} es el tamaño del elemento más pequeño de una zona adyacente a la junta en dirección normal. La notación $\max[]$ indica que se debe utilizar el valor máximo de todas las zonas adyacentes a la interfaz, esto cuando se presentan varios tipos de materiales alrededor de la junta.

b) La interfaz es suficientemente deformable para influir en el comportamiento del sistema. En este caso, las propiedades deberían obtenerse de pruebas en juntas reales (debido a que el efecto de escala es muy importante) o de datos publicados o de materiales similares a los que se requiere modelar. Sin embargo, los comentarios presentados en el inciso anterior también se aplican aquí en relación al máximo valor de rigidez que es razonable utilizar. Si las rigideces normal y cortante físicas son menores que diez veces la rigidez equivalente de las zonas adyacentes, entonces no hay problema de utilizar tales valores físicos. Si los valores son mayores que diez veces, entonces la solución podría tomar mucho más tiempo de ejecución sin muchos cambios en el comportamiento del sistema.

Es importante mencionar que pueden presentarse errores numéricos si se utilizan valores muy bajos de rigidez normal, k_n , lo que ocasionaría problemas de interpenetración de nodos, principalmente si la penetración normal absoluta es mayor que el 10% del tamaño del elemento adyacente en dirección normal a la junta.

Las propiedades de la junta son convencionalmente derivadas de pruebas de laboratorio (pruebas triaxiales, de corte directo, etc.). Estas pruebas pueden proporcionar las propiedades físicas de la junta, como son el ángulo de fricción, cohesión, ángulo de dilatancia, y resistencia a la tensión, así como la rigidez normal y cortante de la junta. Valores típicos de rigidez normal y cortante para juntas en roca varían de 10 a 100 MPa/m con un relleno blando como arcilla, y mayores a 100 GPa/m para juntas limpias en granito y basalto. Datos o propiedades de rigideces publicados para juntas en roca son limitados (Kulhawy, 1975; Rosso, 1976; y Bandis *et al.*, 1983).

2.4 Evaluación Estática y Dinámica del Elemento Interfaz con Ensayes Experimentales

El comportamiento del elemento interfaz utilizado en los análisis numéricos de PECC se evaluó por medio de ensayos estáticos y dinámicos de un modelo experimental de laboratorio, el cual consiste básicamente de un bloque rígido de peso constante, que se desliza en un plano inclinado de madera. En la Fig. 2.9 se muestra el aparato utilizado donde el bloque rígido también tiene una superficie de deslizamiento de madera y está instrumentado con acelerómetros y un LVDT para medir precisamente las aceleraciones y los desplazamientos relativos entre el bloque y el plano inclinado. Este sistema se apoya en una mesa vibratoria uniaxial, la cual se encuentra en el laboratorio de mecánica de suelos del Instituto de Ingeniería, UNAM. Las características del modelo experimental y los ensayos realizados se describen con mayor detalle en otras publicaciones (Botero, 2004; Méndez, 2004).

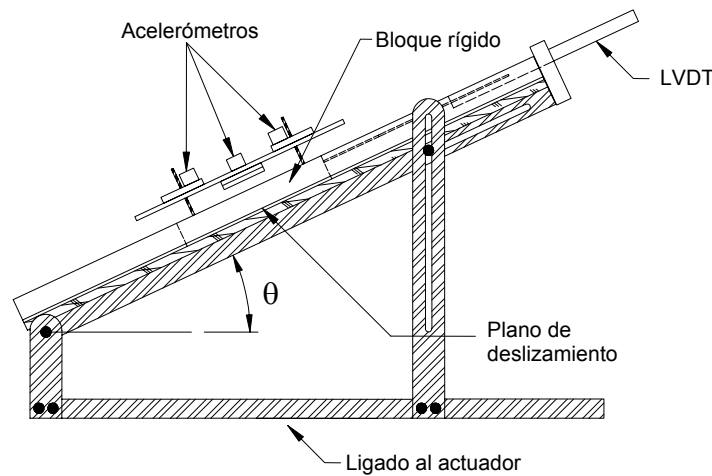


Figura 2.9 Aparato utilizado en los ensayos de laboratorio

El bloque rígido tiene las siguientes características: 0.25 m de largo, 0.15 m de ancho, 0.05 m de altura, y un peso de 1.93 kg. Los primeros ensayos se realizaron permitiendo que el bloque superior, que inicialmente parte de un estado en reposo, se deslizará por peso propio sobre un plano inclinado con un ángulo θ igual a 25° con respecto a la horizontal. Durante la prueba, el plano de deslizamiento permaneció fijo mientras se registraban las aceleraciones y desplazamientos del bloque instrumentado desde que éste comienza su movimiento.

Como se mencionó, la interfaz de deslizamiento fue madera-madera y las condiciones ambientales fueron las imperantes en el interior del laboratorio (constantes durante los ensayos), determinándose previamente el coeficiente de fricción estático del contacto, μ_s , de 0.20 ($\phi_s = 11.3^\circ$). Debido a que la inclinación de la superficie de deslizamiento es mayor que el coeficiente de fricción estático ($\tan \theta \gg \tan \phi_s$) se utilizó un mecanismo que impedía el movimiento del bloque en el inicio de la prueba. En la Fig. 2.10 se presenta la variación del coeficiente de fricción cinético del contacto madera-madera estimado de los datos experimentales (Méndez, 2004).

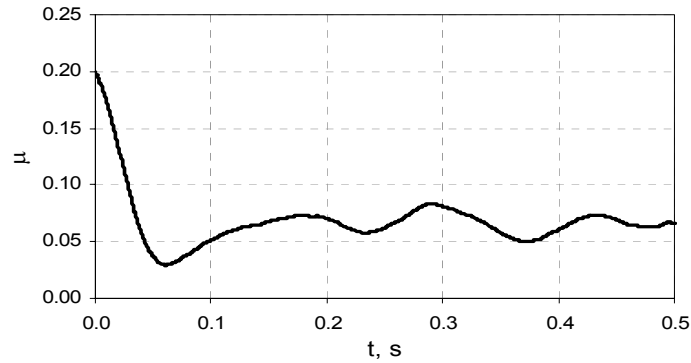


Figura 2.10 Variación experimental del coeficiente de fricción del contacto madera-madera

2.4.1 Evaluación numérica del comportamiento en el contacto madera-madera

El ensaye anterior se modeló numéricamente con un programa 3D de diferencias finitas (ICG, 1997) que utiliza el tipo de elemento de interfaz descrito en la sección 2.3.2. Para definir el bloque y el plano inclinado de deslizamiento se utilizaron elementos sólidos isoparamétricos apegándose a las características físicas y geométricas del modelo experimental (Fig. 2.9). Los elementos de interfaz están ligados al bloque rígido y en contacto con la superficie del plano de deslizamiento tal como se muestra en la Fig. 2.11.

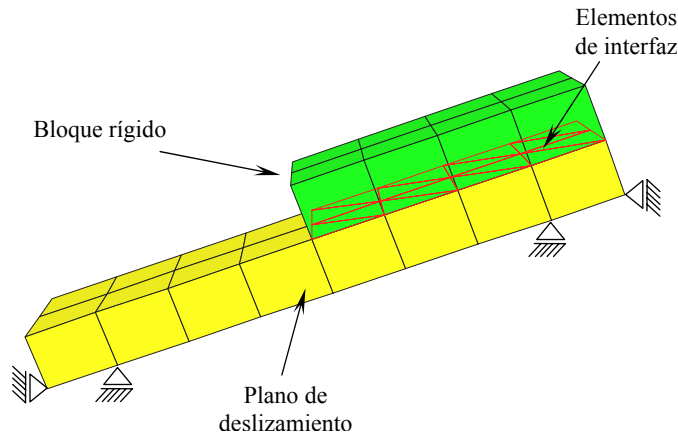


Figura 2.11 Modelo numérico del ensaye experimental

El contacto madera-madera se caracterizó con las propiedades que se presentan en la Tabla 2.2. Se utilizó un ángulo de fricción de la interfaz variable con respecto al tiempo, que se determinó del ensaye experimental (Fig. 2.10). Los valores de las rigideces normal k_n , y de corte k_s , de la interfaz se estimaron a partir de lo recomendado en la sección 2.3.3, considerando un módulo de elasticidad de 1.0×10^6 t/m² y una relación de Poisson de 0.3, tanto para el bloque rígido, como para el plano de deslizamiento.

Tabla 2.2 Propiedades del contacto madera-madera

Propiedad	valor
Rigidez normal, k_n , $t/m^2/m$	2.7×10^8
Rigidez cortante, k_s , $t/m^2/m$	2.7×10^8
Ángulo de fricción variable	ver Fig. 2.10
Cohesión, t/m^2	0.01

Es importante mencionar que se utilizó un valor casi nulo de la cohesión de la interfaz, $c = 0.01 \text{ t/m}^2$ con el objeto de reproducir los primeros segundos de la respuesta, debido a que el bloque rígido en el modelo experimental está en reposo en el inicio de la prueba ($t = 0 \text{ s}$). Los resultados analíticos y experimentales se presentan en la Fig. 2.12 en términos de aceleración, velocidad y desplazamiento del bloque rígido, donde se observa que los resultados teóricos reproducen fielmente la respuesta experimental.

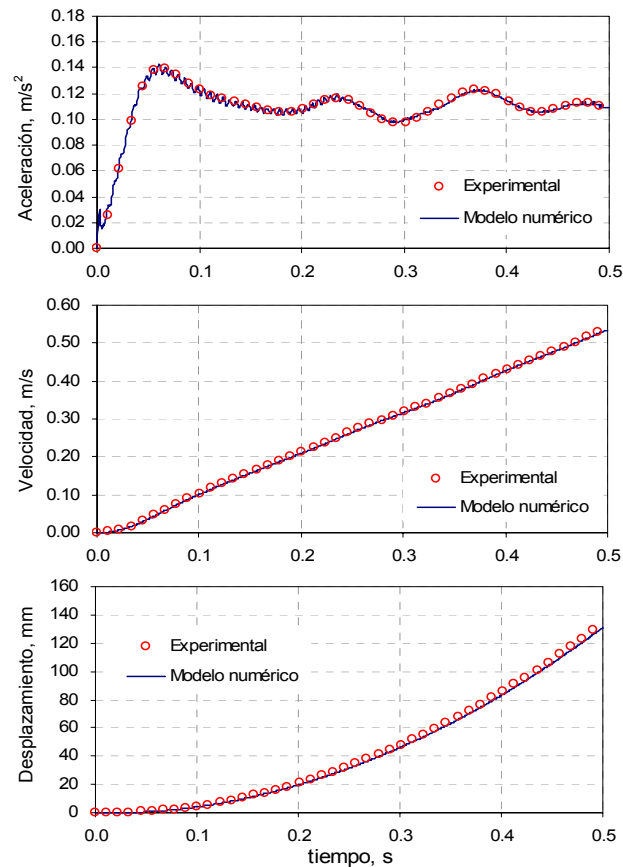


Figura 2.12 Aceleración, velocidad y desplazamiento del bloque rígido en un plano inclinado

Para este mismo contacto madera-madera, se realizó un segundo ensaye experimental considerando ahora que el bloque rígido instrumentado se desliza sobre un plano horizontal, y es excitado con una señal armónica. Es decir, el modelo de laboratorio es similar al que se presenta en la Fig. 2.9, pero con un ángulo de inclinación $\theta = 0^\circ$ (plano horizontal) donde la excitación se proporcionó a través de un actuador. Se utilizó una excitación armónica, semejante a la que se muestra en la Fig. 2.13, con frecuencia de 1.4 Hz y amplitud de 6 cm. Durante el ensaye se monitorea la aceleración y el desplazamiento del bloque rígido, y además se registra la aceleración en el plano de deslizamiento (Fig. 2.9).

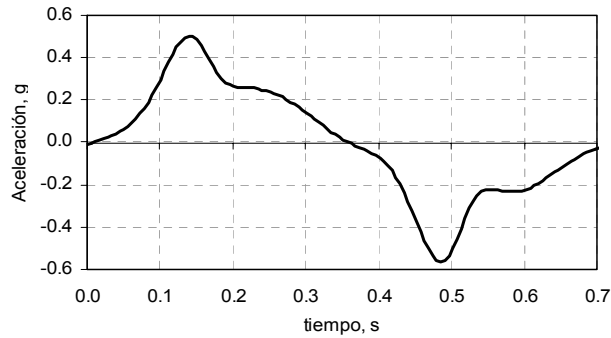
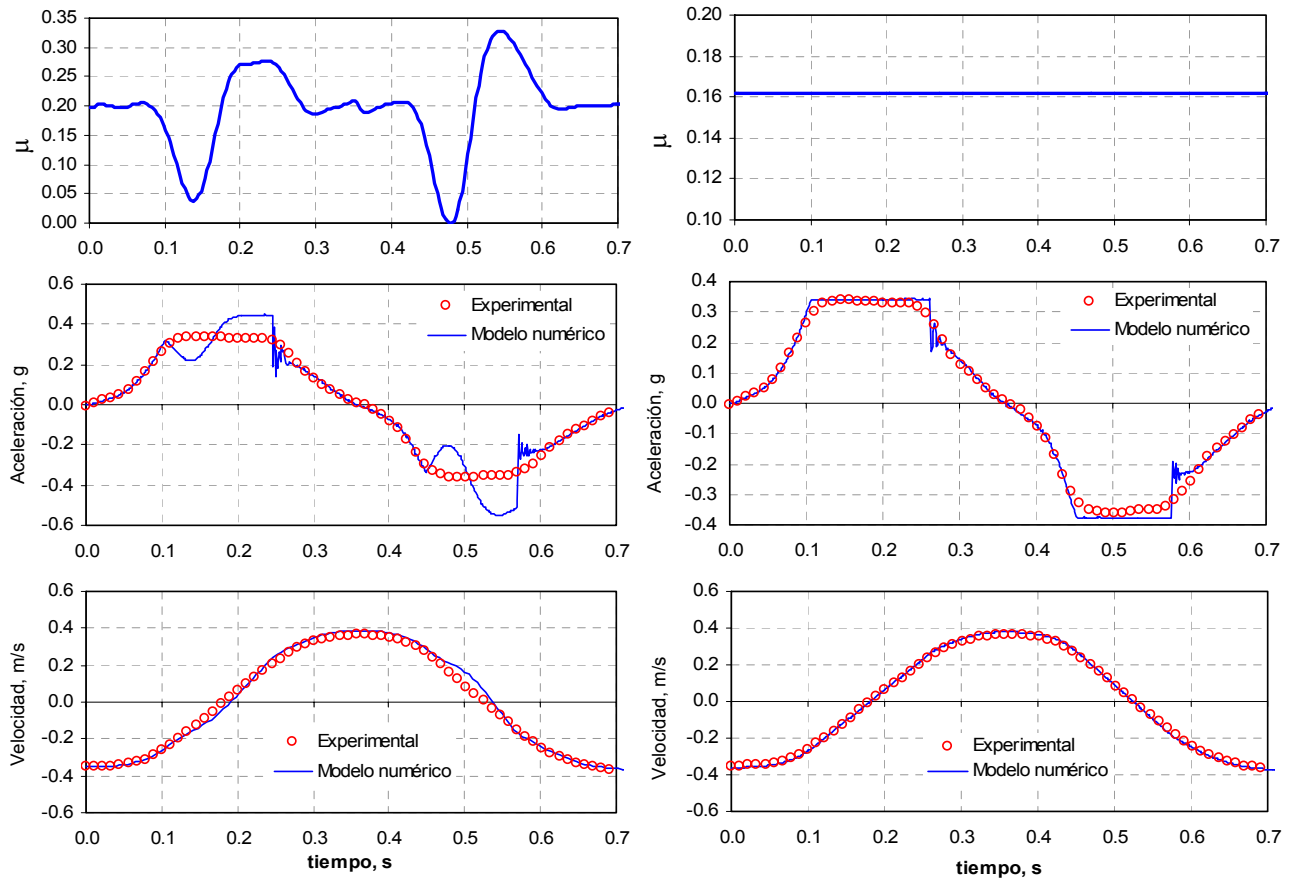


Figura 2.13 Aceleración registrada en el plano de deslizamiento

El modelo numérico de este último ensaye es similar al mostrado en la Fig. 2.11, pero considerando ahora un plano horizontal de deslizamiento. La excitación (ver Fig. 2.13) se aplicó en todo el plano de deslizamiento del modelo numérico como movimiento de cuerpo rígido. En la Fig. 2.14a se presenta la variación del coeficiente de fricción cinético del contacto madera-madera que se estimó de los resultados experimentales (Méndez y Romo, 2004), y que se utilizó para caracterizar la interfaz del modelo numérico. Se consideraron valores constantes de rigideces normal k_n y cortante k_s , de la interfaz, ambos de $8.08 \times 10^6 \text{ t/m}^2/\text{m}$.



(a) Ángulo de fricción variable

(b) Ángulo de fricción constante

Figura 2.14 Respuesta del bloque rígido en términos de aceleración y velocidad

En la misma Fig. 2.14a se muestran las respuestas en el bloque rígido del modelo numérico en términos de aceleración y velocidades; las cuales se comparan con los resultados obtenidos del ensaye experimental. Se presenta solamente un ciclo de la prueba ya que el comportamiento del bloque es prácticamente constante durante todo el ensaye.

En la Fig. 2.14b se muestran los resultados del modelo numérico considerando ahora un coeficiente de fricción dinámica de la interfaz constante, $\mu = 0.16$ ($\phi_s = 9.2^\circ$). Este valor es el que mejor se ajustó a los resultados experimentales y es aproximadamente el 80% del valor estático ($\phi_s = 11.3^\circ$). Se aprecia que la respuesta del modelo numérico en términos de aceleraciones se ajusta un poco mejor a la experimental al emplear un ángulo de fricción constante para caracterizar la interfaz, que una interfaz con ángulo de fricción variable. Sin embargo, en términos de velocidades, ambas consideraciones (ángulo de fricción constante y variable) son muy aproximadas. De esta forma, el elemento interfaz utilizado reproduce adecuadamente los resultados experimentales para las condiciones de deslizamiento por peso propio del bloque sobre una superficie inclinada y por carga dinámica en un plano horizontal.

2.4.2 Evaluación numérica del comportamiento en el contacto concreto-concreto

El elemento interfaz también se evaluó a partir de ensayos estáticos y dinámicos en laboratorio considerando ahora un contacto concreto-concreto. Se utilizó el mismo dispositivo experimental descrito anteriormente, con las adaptaciones necesarias para caracterizar la interfaz. Se colocó un bloque de concreto con dimensiones de 0.25 m de largo, 0.07 m de ancho y 0.07 m de altura, el cual se fijó al plano de deslizamiento. Encima del bloque anterior se colocó otro bloque de concreto con un peso de 1.557 kg, y con dimensiones de 0.12 m x 0.07 m x 0.07 m, de largo, ancho y altura respectivamente, el cual se desliza libremente (ver la Fig. 2.15a).

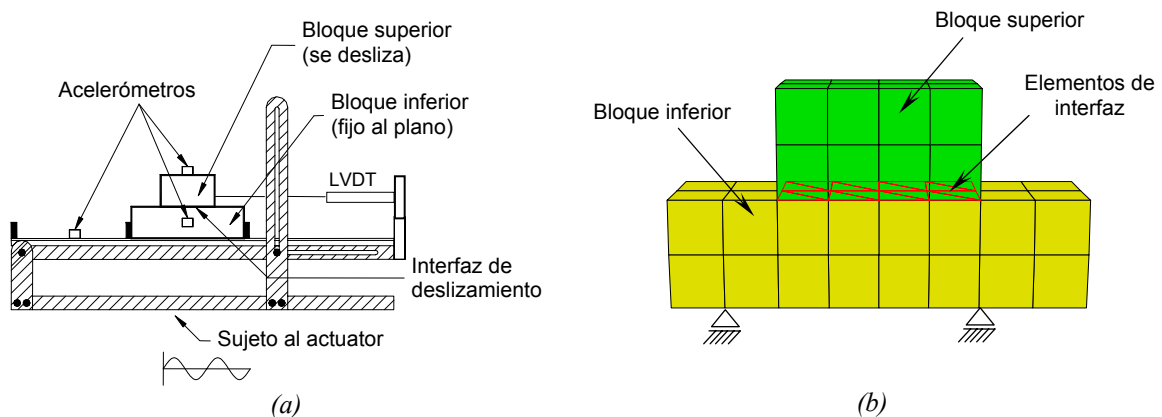


Figura 2.15 Modelo de la interfaz concreto-concreto: a) experimental y b) numérico

Los ensayos estáticos consistieron en aumentar el ángulo de inclinación del plano de deslizamiento como se muestra en la Fig. 2.9, hasta el instante en que el bloque superior comienza su movimiento, con lo cual se determinó un ángulo de fricción estático de la interfaz concreto-concreto: ϕ_s . Se realizaron varios ensayos para obtener un valor promedio de ϕ_s , y en algunos ensayos se aumentó el peso del bloque superior. En el caso donde el peso del bloque superior fue de 1.557 kg se obtuvo un valor del ángulo de fricción estático de 33.2° , mientras que para un peso del bloque de 2.5 kg se determinó un valor promedio del ángulo de fricción estático de 35.3° .

Los ensayos dinámicos incluyeron el monitoreo de la respuesta del bloque superior sometido a una excitación armónica con frecuencia de 2 Hz y amplitud de 6 cm, la cual se aplicó por medio de un actuador. Se registraron las aceleraciones en el plano de deslizamiento, en el bloque inferior, y en el superior, tal como se indica en la Fig. 2.15a. La señal registrada en el bloque inferior fijo al plano de deslizamiento se muestra en la Fig. 2.16.

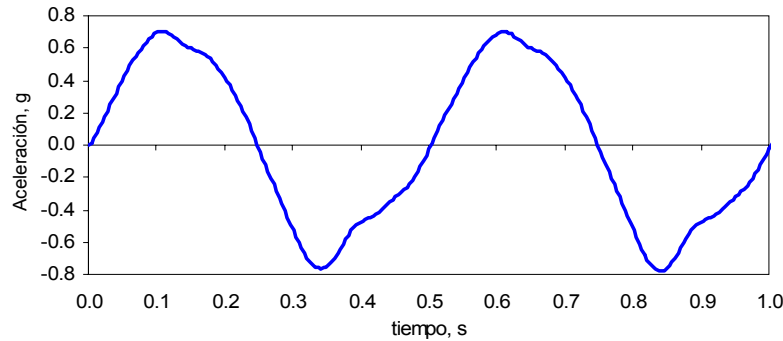


Figura 2.16 Aceleración registrada en el bloque inferior fijo al plano de deslizamiento

El modelo numérico del ensayo dinámico de la interfaz concreto-concreto se presenta en la Fig. 2.15b, en el cual nuevamente se utilizaron elementos sólidos tridimensionales para definir los bloques superior e inferior, y elementos de interfaz para simular el contacto entre ambos cuerpos. Se utilizó como excitación del modelo numérico la señal que se presenta en la Fig. 2.16, que se aplicó en el bloque inferior como movimiento de cuerpo rígido. En la Tabla 2.3 se indican las propiedades utilizadas en estos análisis para caracterizar ambos bloques y la interfaz entre ellos.

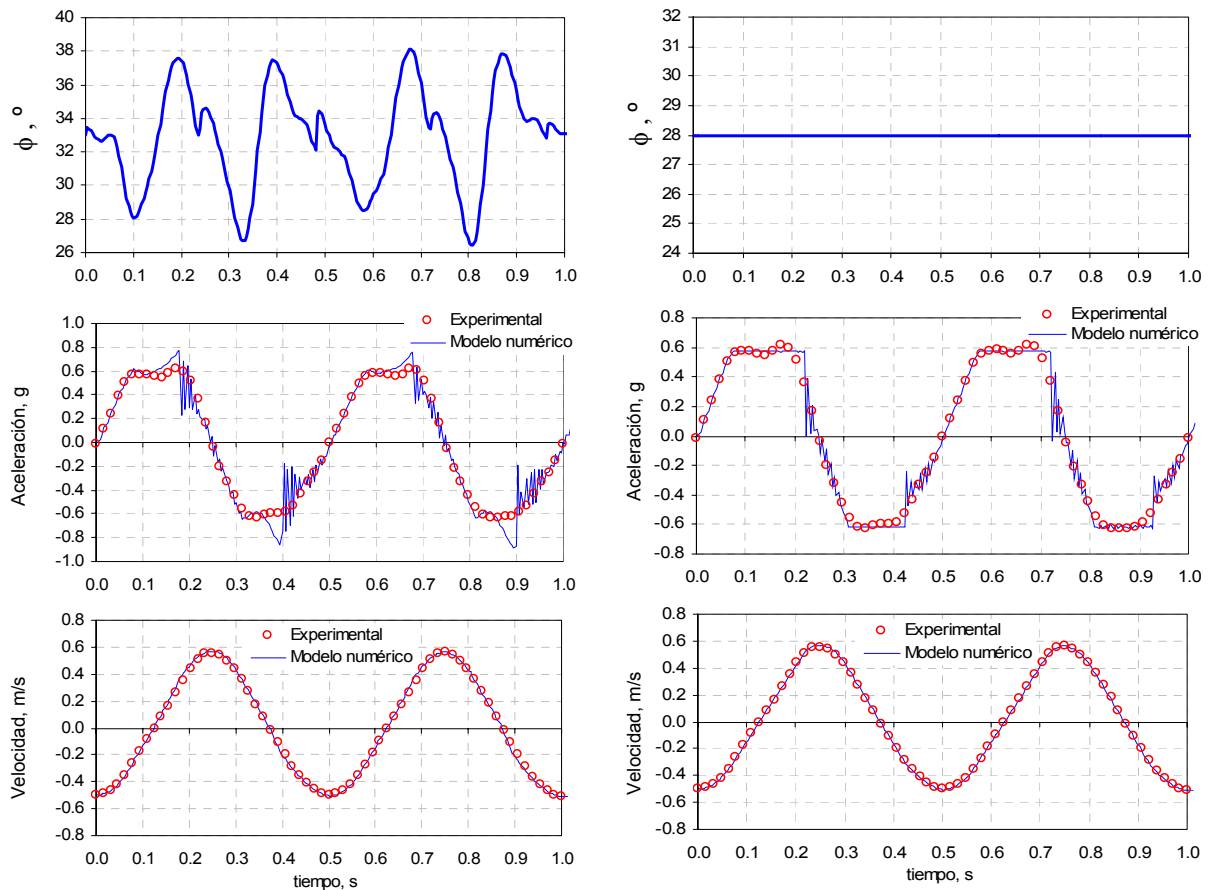
Tabla 2.3 Propiedades de los bloques y del contacto concreto-concreto

Elementos	Propiedad	valor
Bloques	Modulo de elasticidad, E, t/m ²	1.5x10 ⁶
	Relación de Poisson	0.3
Interfaz	Rigideces normal, k _n , y cortante, k _s , t/m ² /m	2.9x10 ⁸
	Ángulo de fricción variable	ver Fig. 2.17a
	Cohesión, t/m ²	0.01

La interfaz del contacto concreto-concreto se caracterizó con un coeficiente de fricción variable, tal como se muestra en la Fig. 2.17a, la cual se estimó a partir de los resultados obtenidos en laboratorio aplicando básicamente la siguiente ecuación (Méndez y Romo, 2006):

$$\mu(t) = \mu_s - \frac{|\ddot{U}_g(t)| - |\ddot{U}(t)|}{g} \tag{2.6}$$

donde μ_s es el coeficiente de fricción estático, $\ddot{U}_g(t)$ es la aceleración medida en el plano de deslizamiento y $\ddot{U}(t)$ la aceleración del bloque superior. En la misma Fig. 2.17a se comparan las respuestas del bloque rígido del modelo numérico y experimental, en términos de aceleración y velocidades, donde se muestran solamente dos ciclos de la prueba puesto que la respuesta del bloque superior sigue patrones semejantes durante todo el ensayo. Se aprecia que los resultados obtenidos con el modelo numérico reproducen adecuadamente la respuesta del ensayo experimental.



(a) Interfaz con ϕ variable

(b) Interfaz con ϕ constante

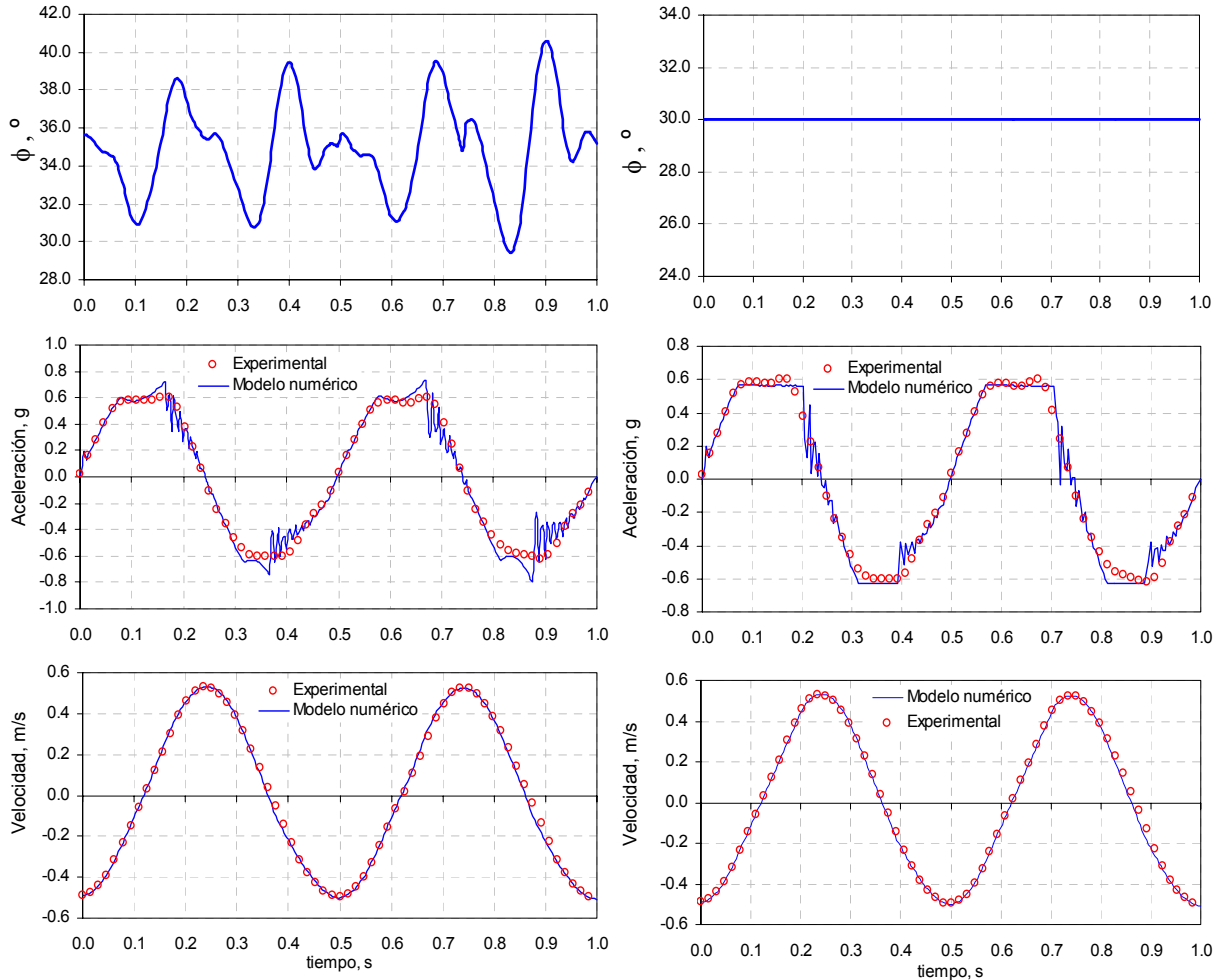
Figura 2.17 Respuesta del bloque superior con peso de 1.557 kg

Para el mismo modelo anterior se realizó otro análisis caracterizando la interfaz con un coeficiente de fricción constante. En la Fig. 2.17b se presentan las aceleraciones y velocidades del bloque superior (con peso de 1.557 kg), al utilizar un valor del ángulo de fricción constante de la interfaz de 28.0° . Este valor es el que más se ajustó a los resultados experimentales, y es aproximadamente el 84% del valor estático ($\phi_s = 32.2^\circ$).

De acuerdo a lo anterior, las aceleraciones y velocidades obtenidas con el modelo analítico son muy aproximadas a lo experimental al considerar un ángulo de fricción variable con respecto al tiempo, y también cuando se utiliza un ángulo de fricción constante ($\phi = 28^\circ$). Lo que es importante mencionar es que al utilizar un ángulo constante, la solución numérica requirió mucho menos tiempo de ejecución que en el otro caso.

Como complemento en la evaluación del elemento interfaz se presentan en la Fig. 2.18 las respuestas numéricas y experimentales (contacto concreto-concreto), considerando ahora un peso del bloque superior de 2.5 kg. El modelo numérico es similar al mostrado anteriormente (ver Fig. 2.15) y la interfaz primero se caracterizó con un ángulo de fricción variable con respecto al tiempo (Fig. 2.18a), que se estimó de los datos experimentales y aplicando básicamente la ecuación 2.6, para un coeficiente de

fricción estático, μ_s , previamente determinado en laboratorio de 0.71 ($\phi_s = 35.3^\circ$). También, se presentan en la Fig. 2.18b resultados cuando se considera un ángulo de fricción constante de 30.0° para caracterizar la interfaz del modelo numérico. Se aprecia nuevamente que la respuesta analítica es muy aproximada a la experimental en términos de aceleraciones y velocidades del bloque que se desliza.



(a) Interfaz con ϕ variable

(b) Interfaz con ϕ constante

Figura 2.18 Respuesta del bloque superior con peso de 2.5 kg

2.5 Aplicación de Elementos Junta o de Interfaz al Análisis de PECC

Son pocos los estudios realizados hasta el momento donde se incluyen elementos de interfaz en el modelado de juntas constructivas en el análisis dinámico de PECC. Por ejemplo, Uddin y Gazetas (1995) presentan un estudio de elemento finito bidimensional para calcular la respuesta sísmica de una presa típica de enrocamiento con cara de concreto de 100 m altura ante un sacudimiento sísmico fuerte, donde el enrocamiento es modelado como un material lineal-equivalente y utilizan un elemento junta entre la losa de concreto y el enrocamiento, y en el contacto losa-plinto. Una ley de fricción de Coulomb gobierna el comportamiento de las interfaces, donde el deslizamiento ocurrirá siempre que las fuerzas cortantes sísmicas excedan la resistencia a la fricción. Los resultados numéricos resaltan aspectos importantes de la respuesta sísmica de este tipo de cortinas con énfasis en las fuerzas interiores que se desarrollan en la losa, sin embargo, no se consideran los efectos 3D de un cañón-estrecho, que se presuponen potencialmente perjudiciales.

Justo *et al.* (1995) utilizan elementos de interfaz para la simulación 3D de juntas verticales, horizontales y perimetral en presas de este tipo, además consideran una interfaz entre los contactos losa-enrocamiento y enrocamiento-cimentación. Estudian siete tipos de elementos junta no-incrementales y discuten sus relativas ventajas en función de su aproximación, comportamiento a tensión y eficiencia computacional. Muestran que el uso de un sistema de elementos de interfaz planos colocados en las fronteras de un elemento sólido es capaz de reproducir cuantitativamente el desplazamiento y la abertura de juntas en una presa real para condiciones de construcción y llenado del embalse. Estos estudios no consideran el efecto de un sismo en la abertura y deslizamiento de las juntas constructivas que integran la cara de concreto.

Harita *et al.* (2000) realizaron análisis dinámicos de una PECC, en los cuales se estimaron las aberturas máximas por sismo que se desarrollan a lo largo de las juntas verticales que integran la losa. Para lo cual, utilizaron un modelo de elementos finitos elástico tridimensional, el cual emplea “resortes” no-lineales para el modelado de las juntas. Sus resultados mostraron que una historia de carga de aproximadamente 10 s de duración y con una aceleración máxima de 0.18 g (g es la aceleración de la gravedad), produjo una abertura máxima de aproximadamente 15 mm, la cual se presentó en la junta central cerca de la cresta. Las juntas se abrieron y cerraron repetidamente durante la carga sísmica y el movimiento de la losa siguió al del cuerpo de la cortina.

Zhang *et al.* (2004) utilizan un elemento de interfaz para modelar la separación potencial de la losa de concreto con el material de apoyo, cuando ocurren deformaciones a largo plazo en presas de gran altura. Los análisis son bidimensionales y también utilizan una ley de fricción de Coulomb para caracterizar la interfaz losa-enrocamiento; sin embargo, no realizan análisis dinámicos.

En los capítulos siguientes de este trabajo se presenta precisamente la aplicación de este tipo de elementos de interfaz en el modelado numérico de PECC con el objeto de estudiar algunos de los aspectos no considerados en los estudios sísmicos anteriores, como el análisis tridimensional donde la cara de concreto no solamente incluye juntas verticales, sino también una junta perimetral (contacto losa-plinto) y una junta transición (contacto losa-enrocamiento). Además de tomar en cuenta aquellos factores que afectan las respuestas estática y sísmica de este tipo de presas, como son la estrechez del valle, el espaciado entre juntas, altura de la cortina y la zonificación del enrocamiento.

De esta forma, se presentan primero (capítulo 3) los resultados para condiciones de carga estática, es decir, al final del llenado del embalse, con el objeto de mostrar la importancia de modelar correctamente los contactos losa-enrocamiento-plinto con elementos de interfaz, además de fundamentar o evaluar su uso en este tipo de análisis; mientras que los resultados de los estudios dinámicos se presentan más adelante, en el capítulo 4 de este trabajo.

CAPITULO 3

COMPORTAMIENTO 3D AL FINAL DEL LLENADO DEL EMBALSE

El comportamiento de presas de tierra y enrocamiento depende de varios factores como son: condiciones de sitio, características geométricas de la cortina, propiedades geotécnicas de los materiales, condiciones de carga, entre otros. Uno de los factores que es importante evaluar es el efecto de interacción entre los diferentes materiales que integran el terraplén (enrocamiento, transición, filtros, núcleos impermeables de arcilla o de asfalto, etc.), y en el caso de presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC) es particularmente importante evaluar la interacción entre las losas de concreto, entre el enrocamiento y las losas, y entre éstas y el plinto que constituye su elemento de apoyo.

En presas de tierra y enrocamiento, el efecto de interacción entre los materiales ha sido ampliamente estudiado a partir de la instrumentación de presas y de métodos numéricos como el de elementos finitos. Particularmente, se ha observado una disminución de los esfuerzos en los núcleos arcillosos, y una concentración de ellos en los materiales de filtro y transición que se encuentran en contacto con el núcleo y cerca de él, debido al fenómeno de arqueado o transferencia de esfuerzos de corte entre materiales.

Este mismo fenómeno de arqueado se presenta entre el terraplén y las laderas del valle que forman la boquilla, la cual al ser más rígida que el enrocamiento propicia que parte de los esfuerzos en el enrocamiento se transfieran a ella. Esto ocasiona una disminución de esfuerzos verticales en la cortina. Por otro lado, se tiene un aumento aparente en la rigidez de la cortina conforme el valle se estrecha. Algunos de los trabajos relacionados con este fenómeno de arqueado en presas de tierra y enrocamiento se comentarán brevemente a continuación.

Lefebvre *et al.* (1973) realizaron análisis de elementos finitos de deformación plana y tridimensionales, considerando una presa homogénea con comportamiento elástico lineal, donde se mantiene constante la sección transversal de la cortina y se varía la pendiente del valle en forma de V de 1:1, 3:1 y 6:1 (H:V). La comparación de los resultados al final del proceso constructivo del terraplén mostró que para pendientes del valle más inclinadas existe una notable diferencia entre los resultados 2D y 3D, esta discrepancia disminuyó con la amplitud del valle.

Pinto y Marques (1998) realizaron estudios sobre 15 PECC, a partir de los cuales definen un factor de forma del valle en función del área de la losa (A) y de la altura (H) de la cortina: A/H^2 , y lo relacionan con el módulo de deformación durante la construcción E_{rc} . Encuentran que para factores de forma menores a 3.5 (valles estrechos) se obtienen módulos de deformación mayores que para factores de forma superiores a 4.0 (valles amplios). Lo anterior se debe al efecto de arqueado que produce una disminución de los esfuerzos verticales en la parte inferior de la zona central de la cortina y como consecuencia menores asentamientos, es decir, se desarrolla un aumento aparente de la rigidez de la cortina conforme el valle se estrecha.

Giudici *et al.* (2000) recopilaron experiencias de diseño, construcción y operación de 13 PECC construidas entre 1971 y 1993 en Tasmania, Australia, entre las cuales se destacan las presas de Cethana (110.0 m) y Crotty (82.0 m). Además, evaluaron los asentamientos de modelos 3D de presas considerando primero un ancho del cauce constante e igual a la mitad de la altura del terraplén y variando el talud del valle de 0.5:1.0 a 3.0:1.0 (H:V). Luego asumieron un talud del valle con inclinación constante de 45° y variando el ancho del cauce entre 25.0 m y 250.0 m. Al graficar los desplazamientos verticales máximos (debidos al peso propio) y horizontales máximos (debidos a la carga de agua) con respecto a la relación adimensional L/H (donde L es la longitud de la cresta), observaron que al mantener constantes las propiedades del material, los valles estrechos aparentaban ser más rígidos que los valles amplios.

Hunter y Fell (2002 y 2003) presentan un estudio sobre las propiedades de deformación de los enrocamientos de 35 PECC construidas en Australia, Sudamérica, Sur-Este de Asia, México, China y E.U. Además, estudian la influencia de la forma del valle por medio de análisis de diferencias finitas 2D sobre la sección máxima perpendicular al eje del cauce, en el cual modelaron una presa de enrocamiento de 100 m de altura, con anchos del cauce de 20 m, 50 m y 100 m, e inclinación del talud del valle entre 0° y 70°. El enrocamiento se idealizó como un material elástico lineal, modelando el proceso constructivo en una y cinco etapas. De los resultados obtenidos encontraron que se presenta una condición de arqueado importante para valles estrechos con ancho del cauce menor al 30% ó 40% de la altura de la cortina, y con taludes del valle mayores a 50° de inclinación. Cuando el ancho del cauce es aproximadamente la mitad de la altura del terraplén se presenta un efecto de arqueado moderado para un talud del valle de 45° de inclinación. Para anchos del cauce del orden de la altura del terraplén, indistintamente de la inclinación de los taludes del valle, el efecto de arqueado es despreciable.

Hernández (2005) realizó estudios paramétricos de presas 3D con elementos finitos, considerando varios parámetros geométricos para la evaluación del efecto de arqueado en presas de enrocamiento. Los resultados confirman que el efecto combinado de los taludes del valle y la relación ancho del cauce respecto a la altura del terraplén, son los parámetros que más influyen en el desarrollo del fenómeno de arqueado. De igual forma, se mostró la influencia de la rigidez del material y de las condiciones no-lineales del comportamiento esfuerzo-deformación en la variación del factor de arqueado, en términos de desplazamientos y esfuerzos.

La mayoría de los estudios anteriores se han enfocado a observar el comportamiento del terraplén, en términos de esfuerzos, desplazamientos y módulos de deformabilidad durante la construcción y el llenado del embalse. Dada la relevancia que han adquirido las PECC y los escasos estudios que se han realizado en este tipo de cortinas, se estima importante investigar el efecto de arqueado particularmente en el comportamiento de los paneles de concreto y de las juntas constructivas (verticales y perimetral), que forman parte del elemento “impermeable” en PECC.

3.1 Descripción de los Modelos de PECC

En este capítulo, se presentan varios análisis donde se consideran modelos 3D de PECC ante condiciones de trabajo al final del llenado del embalse. El objetivo de estos análisis es evaluar el efecto de las discontinuidades, al considerar elementos de interfaz (descritos en el capítulo 2) para estudiar la interacción entre los principales elementos que la integran: losa, enrocamiento y plinto (cimentación); además, de proporcionar la información más útil para el diseño adecuado de los paneles de concreto y de las juntas verticales y perimetral. De esta forma, no únicamente se estudiará el efecto de interacción entre los materiales de la cortina, sino también, el efecto de arqueo generado por la estrechez del valle.

Por otra parte, es importante considerar también el estado de esfuerzos y deformaciones que se tiene al término de la construcción de la cortina y al final del llenado del embalse antes de aplicar un sismo. De ahí la importancia de que los modelos funcionen de forma adecuada en condiciones estáticas, antes de proseguir con los análisis dinámicos.

3.1.1 Características geométricas

En estos análisis básicamente se varían las condiciones geométricas de la cortina para generar modelos 3D simétricos en ambas direcciones: a lo largo del eje del cauce y en dirección del eje de la cortina. Las características geométricas de los modelos utilizados se presentan en la Fig. 3.1, donde son cinco los parámetros principales que definen la geometría de la cortina: altura máxima (H), longitud de la cresta (L), ancho del cauce (b), talud de la cortina (T_c), y talud del valle (T_v). De esta manera, se utilizarán secciones de boquilla en forma de trapecio invertido y también, en algunos casos, de sección triangular ($b = 0$).

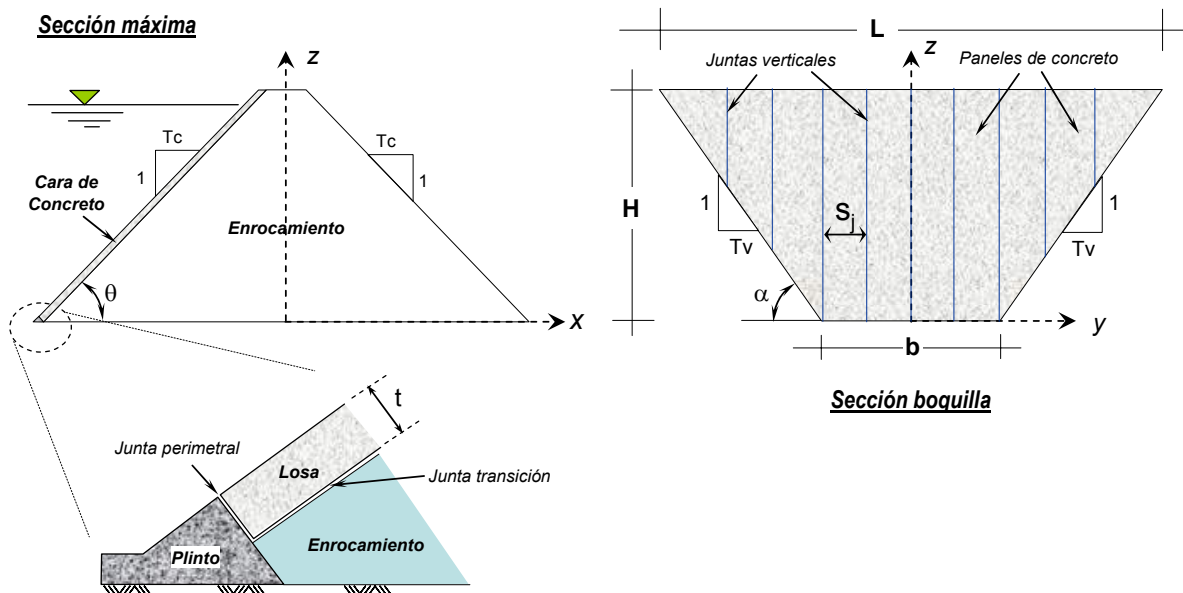


Figura 3.1 Modelo geométrico para el análisis de PECC

La cara de concreto se considera dividida en franjas o paneles verticales (ver Fig. 3.1), por lo que un parámetro importante en la generación de estos modelos 3D es el espaciamiento entre juntas o ancho de paneles de concreto (S_j). Es importante puntualizar que se utilizan elementos de interfaz para modelar los contactos entre los paneles (juntas verticales), los contactos entre los paneles y el plinto (junta perimetral), y entre la losa de concreto y el enrocamiento (junta transición).

Como se ha mencionado, uno de los objetivos primordiales de estos análisis es evaluar los efectos geométricos, principalmente la geometría del valle, en el comportamiento de la cara de concreto ante condiciones de carga estática (llenado del embalse), además de señalar cuál sería la información más útil para el diseño adecuado tanto de las juntas, como de los paneles de concreto. Consecuentemente, en la Tabla 3.1 se presentan los valores de los parámetros utilizados para generar los modelos 3D de presas, que de acuerdo a estudios realizados que evalúan el efecto de arqueo en presas de tierra y enrocamiento (Giudici *et al.*, 2000; Hunter y Fell, 2003; Hernández, 2005) son tres las variables geométricas que influyen de manera considerable en el efecto de la estrechez del valle: el talud del valle (T_v), la altura de la cortina (H), y el ancho del cauce (b).

Tabla 3.1 Intervalo de los parámetros geométricos utilizados

H (m)	T_v	b (m)	S_j (m)
60	0.75	0	10, 30
	1.00	0	10, 20, 30, 60
	1.50	0	10, 30
	3.00	0	10, 30
60	0.75	30	10, 30
	1.00	30	10, 15, 30
	1.50	30	10, 30
	3.00	30	10, 30
60	0.75	60	10, 30
	1.00	60	10, 20, 30, 60
	1.50	60	10, 30
	3.00	60	10, 30
60	1.00	100	10

H (m)	T_v	b (m)	S_j (m)
120	0.75	0	10
	1.00	0	10, 20, 30, 60
	1.50	0	10
	3.00	0	10
120	0.75	60	10
	1.00	60	10, 20, 30, 60
	1.50	60	10
	3.00	60	10
180	0.75	90	10
	1.00	90	10, 15, 30
	1.50	90	10
	3.00	90	10

En estos análisis se utilizó un valor constante para definir el talud aguas arriba y aguas abajo de la cortina, T_c , de 1.4:1.0 (H:V), y un ancho de corona constante de 10.0 m. Además, se consideró una cortina con enrocamiento homogéneo con propiedades mecánicas elásticas.

3.1.2 Generación de los modelos tridimensionales

Es importante mencionar que la generación de los modelos 3D no fue una tarea sencilla, debido principalmente a la construcción de los paneles que integran la losa de concreto y la colocación de elementos de interfaz en los contactos mencionados, lo cual requería de una elaboración más a detalle de la cara de concreto, donde uno de los parámetros principales que trazaba o más bien limitaba la forma de generar las mallas fue el espaciamiento entre juntas verticales (S_j). Debido a lo anterior, fue necesario elaborar algunas subrutinas que se anexaron al programa de diferencias finitas utilizado Flac3D 2.00 (ICG, 1997), con lo cual la elaboración de los modelos se realizó en un tiempo relativamente corto, por tratarse de cortinas simétricas y homogéneas.

Las principales subrutinas que se elaboraron para la generación de juntas en la cara de concreto se enlistan en el Anexo A. Para presas reales, no simétricas y no homogéneas su generación requiere de mayor tiempo y de otro procedimiento (Hernández, 2005). Algunos de los modelos analizados en este capítulo se presentan en la Fig. 3.2 con sus características principales. En estos análisis no se modela la roca aledaña a la cortina y las fronteras (junto con el plinto) se asumen fijas a lo largo de la boquilla.

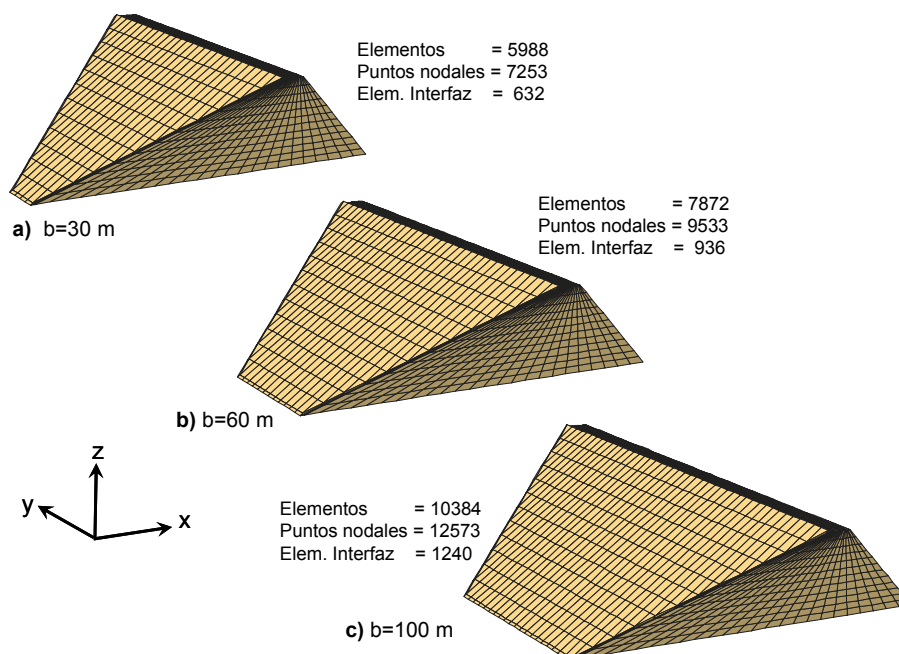


Figura 3.2 Mallas de diferencias finitas para el modelado de PECC para $H = 60$ m y un $T_v = 1.0$

También, los análisis consideran el proceso constructivo de la presa: primero se construye el pedraplén en varias etapas (entre 12 y 36 etapas de acuerdo con la altura de la cortina), luego el plinto y la cara de concreto, y finalmente se aplica la carga de agua para simular el llenado del embalse. Cabe mencionar que para una cortina de 60.0 m de altura se consideró un bordo libre (B_L) de 5.0 m. Para una altura de 120.0 m se utilizó un B_L de 10.0 m, y para $H = 180.0$ m, se consideró un $B_L = 15$ m, de tal forma que se mantuvo una relación B_L/H constante de 0.082, con el objeto de que los resultados obtenidos en los diversos análisis fueran directamente comparables.

3.1.3 Propiedades de los materiales

Las propiedades del enrocamiento, la losa de concreto y el plinto se presentan en la Tabla 3.2, las cuales se consideraron constantes en estos análisis para resaltar el efecto de la geometría del valle. El módulo de elasticidad del enrocamiento es un valor típico promedio obtenido de la literatura (Hacelas, 1988), el cual es constante en todo el pedraplén, es decir, independiente del estado de esfuerzos. La rigidez de la losa es 10 veces mayor que la rigidez del enrocamiento, y aunque en realidad es un valor bajo del módulo del concreto armado, esta relación se mantiene constante en todos los modelos de PECC. También, se consideró un espesor de la losa de concreto (t_d), constante de 0.50 m.

Tabla 3.2 Propiedades de los modelos de PECC

Propiedad	Enrocamiento	Losa, Plinto
Peso volumétrico, γ , t/m ³	2.0	2.4
Módulo de Elasticidad, E, t/m ²	10,000	100,000
Relación de Poisson, ν	0.3	0.3
Modelo de comportamiento	Elástico-lineal	Elástico-lineal

Como se ha mencionado, se utilizaron elementos de interfaz para modelar los contactos: losa-losa (juntas constructivas verticales), losa-enrocamiento (junta transición), y losa-plinto (junta perimetral), como se muestran en la Fig. 3.1. Se consideran las mismas propiedades para los tres tipos de juntas, cuyos valores se muestran en la Tabla 3.3. Se utilizaron valores altos de cohesión y resistencia a la tensión, para que la interfaz se comportara elásticamente, es decir, que únicamente la abertura y deslizamiento en las juntas dependiera de sus valores de rigidez normal y cortante. Análisis preliminares donde se varían las rigideces de las juntas constructivas en una cortina de geometría constante (ver Anexo B), justifican los valores mostrados en la Tabla 3.3. Es conveniente señalar que en todos los análisis se utilizó un valor alto de rigidez normal ($k_n = 10,000$ t/m²/m) del contacto losa-enrocamiento con el fin de evitar problemas de interpenetración de nodos ante la carga hidráulica.

Tabla 3.3 Propiedades de las juntas constructivas de la cara de concreto

Propiedad	valor
Rigidez normal, k_n , t/m ² /m	1000
Rigidez cortante, k_s , t/m ² /m	1000
Ángulo de fricción, ϕ	35°
Cohesión, c, t/m ²	500
Resistencia a la tensión, T, t/m ²	500

3.1.4 Principales variables de observación

La evaluación del comportamiento de la cara de concreto se hizo en base a las siguientes variables, las cuales se consideran las más significativas desde el punto de vista de su diseño:

- a) Los desplazamientos normales, d_n , a lo largo de la sección media de la cara de concreto debidos al llenado del embalse, como se muestra en la Fig. 3.3a.

Para valles muy amplios el problema se simplifica a un análisis bidimensional (2D) tomando la sección máxima de la cortina a lo largo del cauce. Sin embargo, al realizar esta simplificación no se considera la presencia de las juntas verticales en la cara de concreto. Los análisis 2D realizados en este estudio solamente modelan los contactos losa-plinto y losa-enrocamiento (ver Fig. 3.3a), la losa es continua en dirección del eje de la cortina. Por esta consideración se debe tener cuidado qué variables de observación se pueden comparar entre ambos modelos (3D vs 2D).

En secciones posteriores se comparan el desplazamiento normal de la losa al final del llenado del embalse de las modelaciones 3D en su sección media, con las obtenidas de los análisis 2D para evaluar el efecto de la estrechez del valle, que de acuerdo con la Tabla 3.1 solamente se realizaron tres modelos 2D para este fin, para $H = 60$ m, 120 m y 180 m.

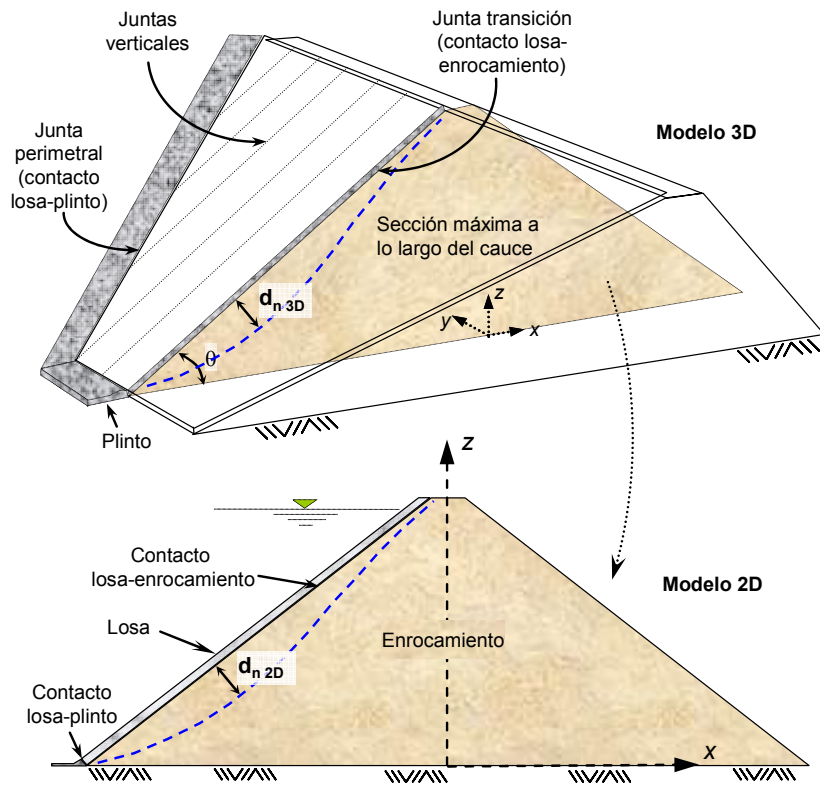


Figura 3.3a Desplazamientos normales de la cara de concreto en su sección media por llenado del embalse

- b) Los esfuerzos normales al plano transversal al eje de la losa en ambas direcciones: a lo largo del eje de la cortina y a lo largo del talud aguas arriba, que de aquí en adelante se llamarán, respectivamente, esfuerzos transversales, σ_y , (dirección margen izquierda-margen derecha), y esfuerzos longitudinales, σ_v , (dirección plinto-corona), los cuales se desarrollan en el interior de los paneles de concreto ante el llenado del embalse, como se muestra en la Fig. 3.3b.

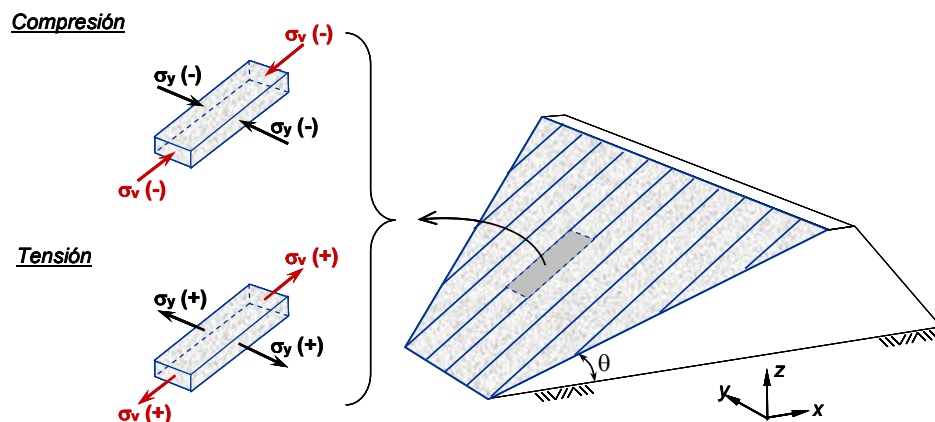


Figura 3.3b Esfuerzos transversales, σ_y , y longitudinales, σ_v , en los paneles de concreto

Los esfuerzos longitudinales en los paneles de concreto, σ_v , se determinaron a partir de los conceptos básicos de la mecánica del medio continuo, que nos permite determinar el esfuerzo normal a un plano cualesquiera, conociendo el tensor esfuerzo y del vector normal a dicho plano, lo cual se resume en la siguiente ecuación:

$$\sigma_v = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_z \sin^2 \theta + 2\tau_{xz} \cos \theta \sin \theta \quad (3.1)$$

donde θ es el ángulo de inclinación del talud aguas arriba, el cual se consideró constante de 35.5° (1.4:1.0, H:V) en estos análisis. Para evaluar el efecto del espaciamiento entre juntas verticales (S_j) los esfuerzos transversales en la cara de concreto por llenado se comparan con los mismos esfuerzos que se desarrollan pero en una losa continua y fija en sus extremos, es decir, los mismos modelos 3D, con las características geométricas de la Tabla 3.1, pero sin juntas constructivas en la cara de concreto (para mayor detalle ver Anexo B).

- c) Los desplazamiento normales, δ_n (aberturas), y las dislocaciones δ_s , que se presentan en los contactos losa-losa o juntas verticales de la cara de concreto (ver Fig. 3.3c). Debido a que existe un apoyo firme de los paneles de concreto con el plinto, que es un elemento más rígido que el enrocamiento, y además los modelos son homogéneos y simétricos, los desplazamientos por cortante longitudinales en las juntas verticales, δ_t , (a lo largo del talud aguas arriba) son prácticamente nulos o despreciables, y por tal razón no se evalúan en los análisis presentados en este trabajo.

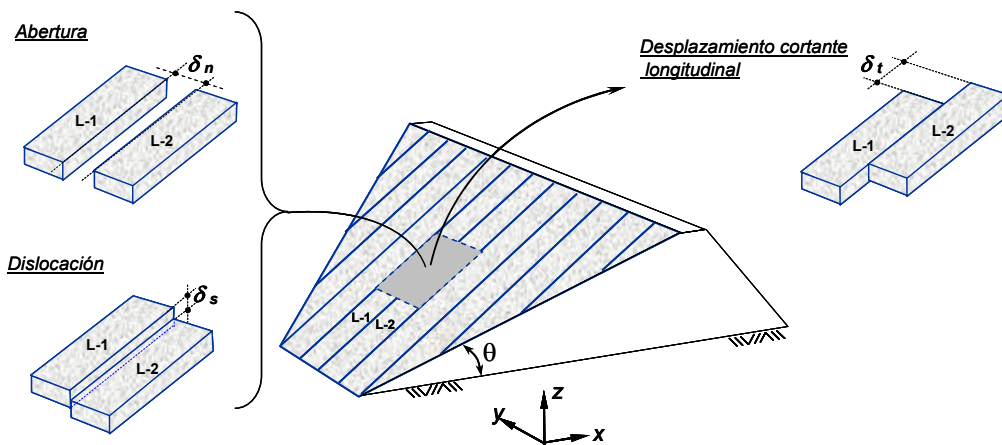


Figura 3.3c Aberturas y desplazamientos tangenciales en juntas verticales

- d) Los desplazamientos normales, δ_n , y dislocaciones, δ_s , que se generan principalmente en el contacto losa-plinto o junta perimetral (ver Fig. 3.3d). Debido también a que el movimiento de la cara de concreto a lo largo del eje de la cortina está restringida por el plinto en las laderas, y los modelos son simétricos y homogéneos, los desplazamientos tangenciales en la junta perimetral en tal dirección (a lo largo del eje del plinto) son prácticamente nulos, y por lo cual, tal modo de deslizamiento no se evalúa en esta tesis.

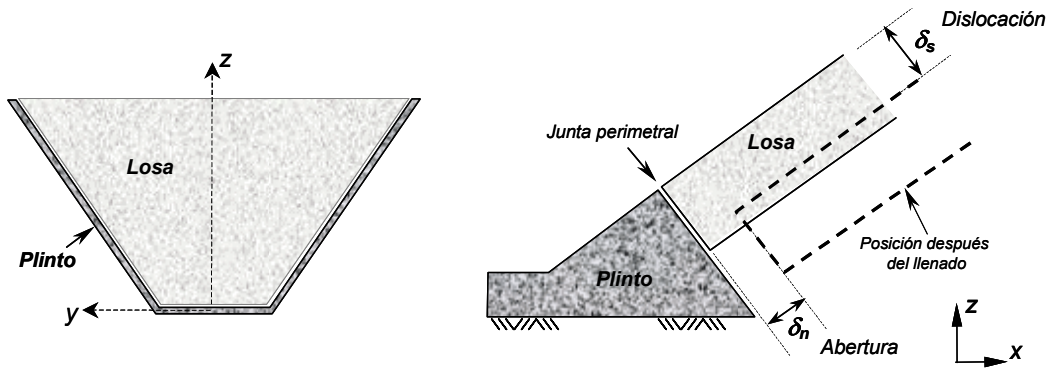


Figura 3.3d Aberturas y dislocaciones en la junta perimetral después del llenado del embalse

3.2 Efecto del Espaciamento entre Juntas Verticales en la Losa de Concreto

Antes de presentar los casos que muestran el efecto de la geometría del valle en el desarrollo del fenómeno de arqueado, es importante dilucidar si el espaciamento entre las juntas verticales, o lo que es lo mismo, el ancho de los paneles de concreto, S_j , (ver Fig. 3.1) es un parámetro que afecte apreciablemente el comportamiento de la losa de concreto. Los modelos utilizados para este fin son los mostrados en la Tabla 3.1, donde se consideran para una misma sección de boquilla valores de S_j de 10.0 m, 20.0 m, 30.0 m y 60.0 m. En estos análisis se mantiene constante el talud del valle, $T_v = 1.0$ ($\alpha = 45^\circ$).

3.2.1 Desplazamientos normales en la cara de concreto

En la Fig. 3.4 se comparan los desplazamientos normales, d_n , de la losa en su sección máxima al final del llenado del embalse, para diferentes formas de boquilla ($b/H = 0$, $b/H = 0.5$ y $b/H = 1.0$). Estos valores se normalizan con respecto al desplazamiento normal máximo que se tiene en un valle muy amplio (análisis 2D).

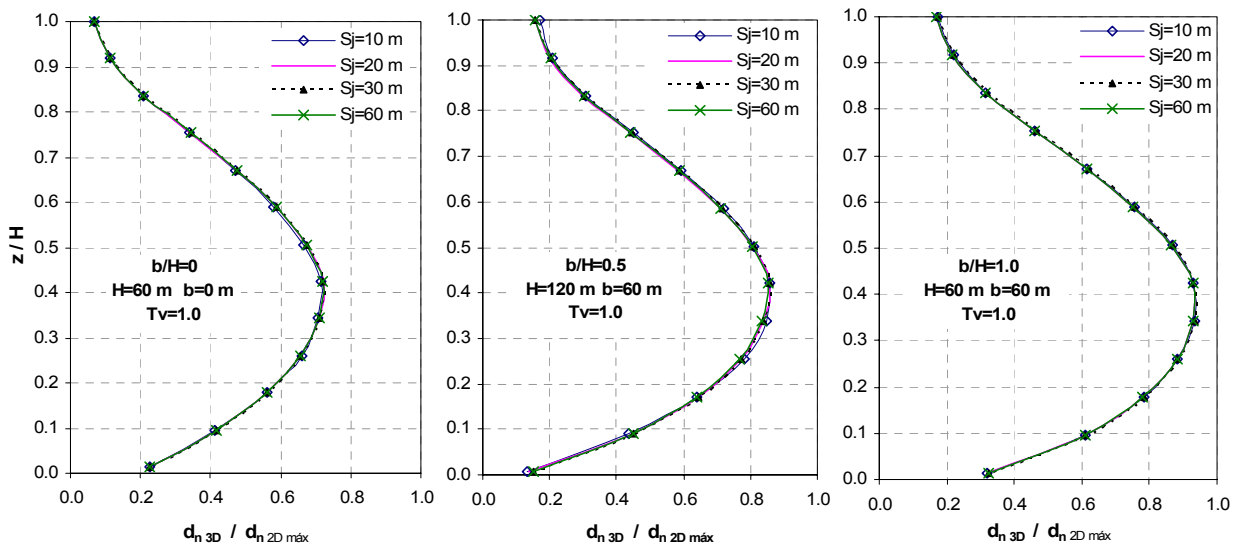


Figura 3.4 Desplazamientos normales en la sección máxima de la losa por llenado del embalse

Se observa que el espaciamiento entre juntas verticales (S_j) para todos fines prácticos no afecta la deflexión de la losa en la dirección del cauce para una misma forma de boquilla, por lo cual es posible compararla con la deflexión máxima de la losa de los análisis 2D (valles muy amplios), a pesar de que estos últimos no consideran la presencia de juntas verticales en la cara de concreto (ver Fig. 3.3a).

Por otra parte, estos desplazamientos sí son diferentes cuando el ancho del cauce, b , o la altura de la cortina, H , varían, lo que indica que la deformación de la losa dependerá más de las condiciones geométricas del valle, de la altura de la cortina, y también de la rigidez del enrocamiento, tal como se mostrará en secciones posteriores.

3.2.2 Esfuerzos transversales en los paneles de concreto

En la Fig. 3.5 se presentan los contornos de esfuerzos transversales, σ_y , que se desarrollan en los paneles de concreto (ver Fig. 3.3b) al final del llenado del embalse para el caso $H = 120.0$ m, $b = 60.0$ m, y $T_v = 1.0$, pero con diferente espaciamiento entre juntas verticales: a cada 10.0 m, a cada 30.0 m, y sin juntas (losa continua y fija al enrocamiento y plinto). Se aprecia que el parámetro, S_j , afecta la magnitud de estos valores; estos esfuerzos aumentan con la anchura de los paneles de concreto, aproximándose a la condición límite de una losa sin juntas.

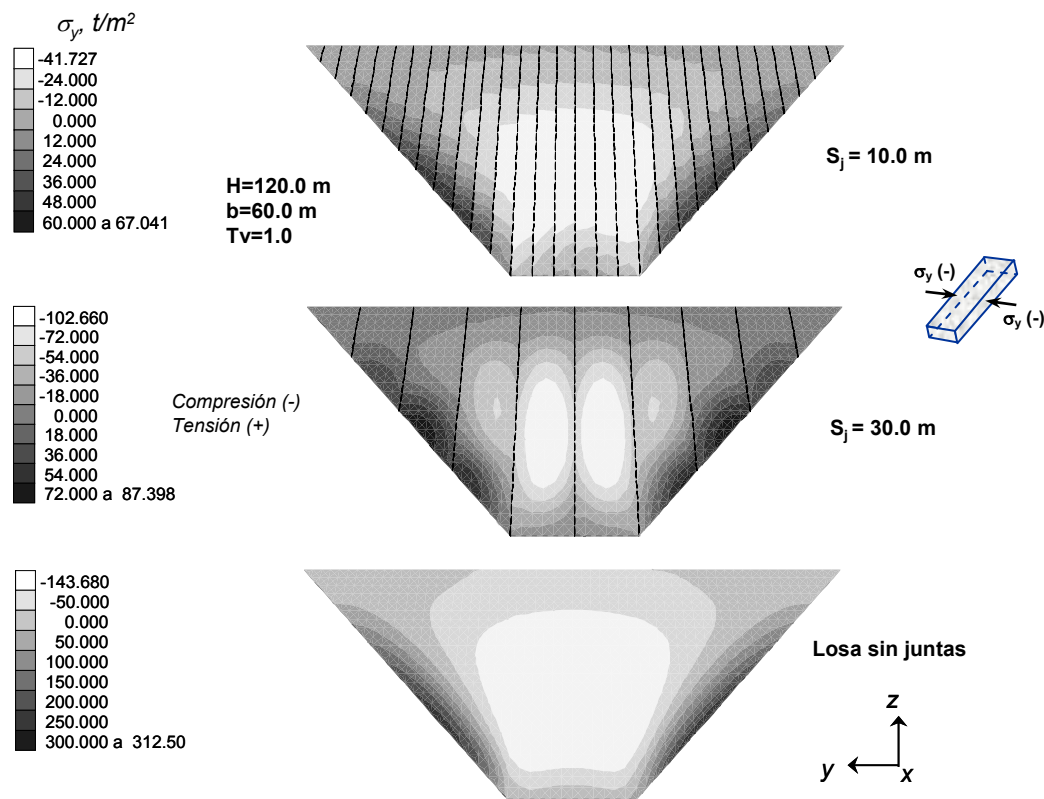


Figura 3.5 Contorno de esfuerzos transversales en la losa al final del llenado del embalse

Como es comprensible, la distribución de los esfuerzos cambia de acuerdo con el ancho de los paneles de concreto. A pesar de lo anterior, los valores máximos siguen presentándose en las mismas zonas en general, es decir, los mayores esfuerzos a compresión (valores negativos) por el llenado del embalse se

desarrollan en los paneles centrales de la cara de concreto, aproximadamente a una elevación $z/H = 0.4$, mientras que los esfuerzos a tensión máximos (valores positivos) se presentan en las márgenes, cerca del plinto, aproximadamente a un tercio de la altura de la cortina ($z/H = 0.3$). También se aprecia que existen discontinuidades en la distribución de esfuerzos en las losas de concreto cerca de las juntas, lo cual se debe principalmente a la discretización de la malla. Esto se tratará más adelante y con mayor detalle en el Anexo B.

En la Fig. 3.6 se grafica en el eje de las ordenadas el esfuerzo transversal, σ_y , normalizado con respecto al mismo esfuerzo cuando se tiene una losa sin juntas, mientras que en el eje de las abscisas se indica el espaciamiento entre juntas (S_j). Los esfuerzos reportados son los valores máximos a compresión, $\sigma_y(-)$, que se desarrollan en la región central de la cara de concreto (Fig. 3.6a), y los máximos a tensión, $\sigma_y(+)$, que se generan cerca de los taludes del valle (Fig. 3.6b), ambos debidos al llenado del embalse. En los modelos utilizados en estos análisis se mantuvieron constantes la altura de la cortina ($H = 60.0$ m) y el talud del valle ($Tv = 1.0$), mientras que el ancho del cauce, b , varía de 0.0 m a 60.0 m. Las líneas continuas corresponden a la tendencia de todos los puntos graficados, de lo cual se aprecia que el ancho del cauce, b , prácticamente no afecta a estos esfuerzos transversales normalizados, tanto a compresión como a tensión.

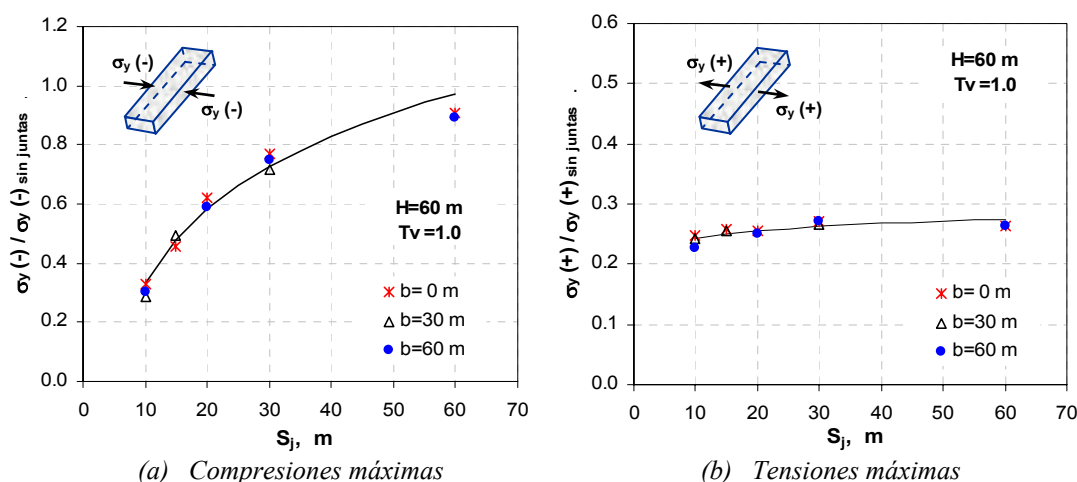


Figura 3.6 Esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto al final del llenado del embalse

De acuerdo con lo anterior, en la Fig. 3.7 se grafican ahora los esfuerzos transversales (máximos a compresión y tensión) normalizados con respecto a los mismos esfuerzos cuando se tiene una losa sin juntas (continua y fija al enrocamiento y plinto), considerando diferentes alturas de cortina ($H = 60.0$, 120.0 y 180.0 m), y manteniendo constante la relación b/H de 0.5. Este factor adimensional b/H , junto con el talud del valle, Tv , 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.

Nuevamente las líneas continuas son la tendencia de todos los puntos graficados, y se observa que dichos puntos describen casi un mismo comportamiento a pesar de que la altura de la cortina aumenta. También, es importante puntualizar que el parámetro S_j afecta la relación de esfuerzos a compresión que se generan en los paneles centrales de la losa ante el llenado, la cual disminuye al decrecer el espaciamiento entre

juntas verticales; es decir, para una separación de juntas entre 10.0 m y 30.0 m se tiene un factor de esfuerzos que varía de 0.3 a 0.75 respectivamente (ver Figs. 3.6a y 3.7a). Además, se observa que entre mayor es el espaciamiento entre juntas verticales, los esfuerzos a compresión se aproximan más a la condición de una losa sin juntas, como es de esperarse.

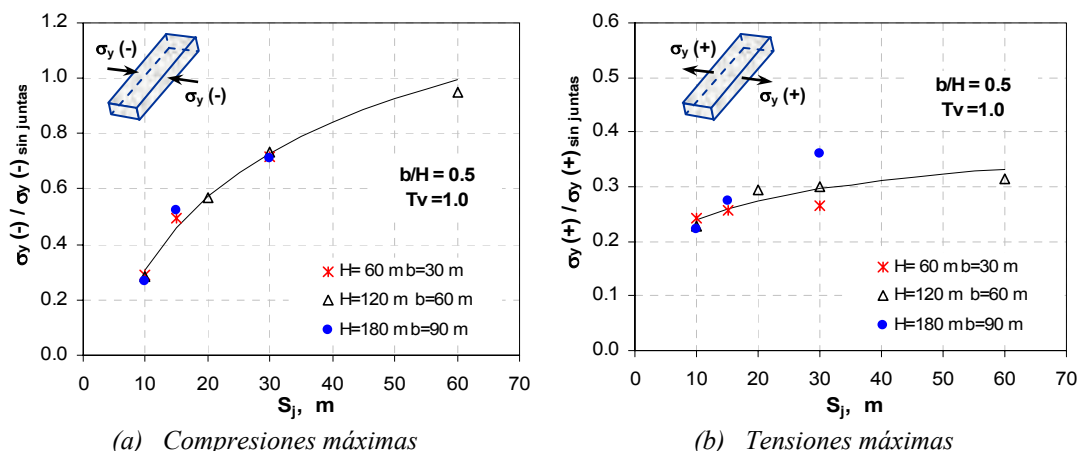


Figura 3.7 Esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto al final del llenado del embalse

Sin embargo, el espaciamiento entre juntas (S_j) afecta muy poco la relación de esfuerzos máximos a tensión que se generan en las márgenes de la cara de concreto ante la carga de agua. Para una misma altura de cortina (variando la relación b/H) se tiene prácticamente un factor de esfuerzos a tensión constante de 0.25, sin importar si el ancho de los paneles de concreto aumenta (ver Fig. 3.6b). Cuando la altura de la cortina varía, manteniendo constante la relación b/H y el valor de T_v , las tensiones disminuyen para una separación de juntas menor, donde el factor de esfuerzos oscila entre 0.23 y 0.33 (ver Fig. 3.7b). Esto se debe a que la junta perimetral tiene mayor influencia que la presencia de las juntas verticales, lo cual se puede verificar con los análisis reportados en el Anexo B, donde se varían las propiedades de las juntas (principalmente sus rigideces), en modelos donde primero se tiene una losa continua (considerando únicamente junta perimetral y transición), y después una losa que tiene los tres tipos de interfaces (transición, verticales y perimetral).

También, en las Fig. 3.6b y 3.7b se observa que las tensiones máximas en la cara de concreto no se aproximan a la condición de una losa sin juntas (continua y fija en sus extremos) al aumentar el espaciamiento entre juntas verticales. Existe otro factor que afecta la relación de esfuerzos presentada en tales gráficas, y son los valores de rigidez de juntas utilizada en los análisis (ver Tabla 3.3), principalmente la rigidez de la junta transición.

En la Fig. 3.8 se comparan los esfuerzos presentados en la Fig. 3.7, con los mismos esfuerzos calculados ahora con una rigidez normal y cortante de juntas, k_n y k_s , ambas de $10,000 \text{ t/m}^2/\text{m}$ (10 veces mayores a las utilizadas en los primeros análisis), donde las líneas continuas son la tendencia de todos los puntos correspondientes a una misma rigidez de juntas. Se aprecia claramente que al aumentar las rigideces normal y cortante de las juntas, los factores de esfuerzos se aproximan más a la condición de una losa sin juntas, siendo más evidente el efecto en las tensiones máximas (Fig. 3.8b), donde por ejemplo el factor de esfuerzos varía de 0.3 a 0.75 para $S_j = 30 \text{ m}$.

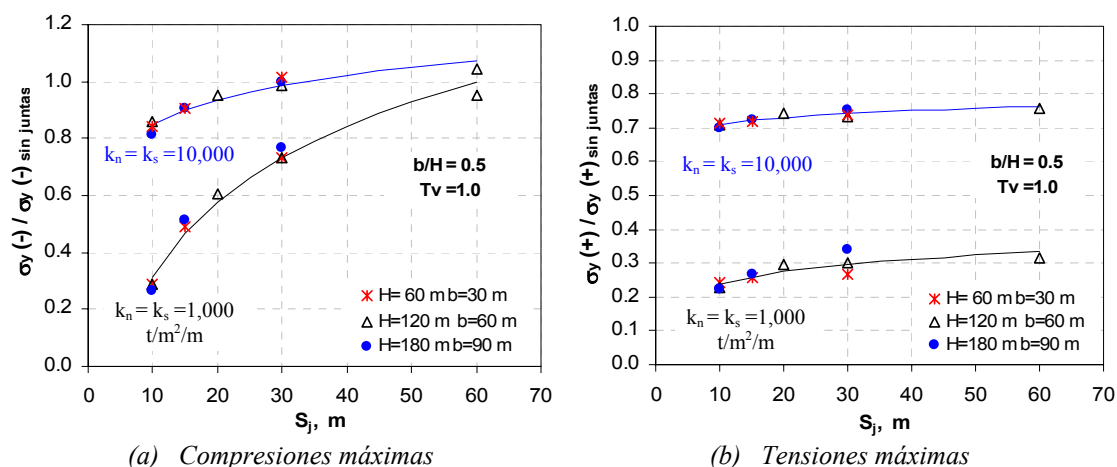


Figura 3.8 Esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto al final del llenado del embalse

Cabe aclarar que no son las rigideces de las juntas verticales y perimetral lo que aumenta las tensiones en los paneles de concreto, sino la rigidez de la junta transición (contacto losa-enrocamiento). Cuando una junta constructiva (vertical y perimetral) se abre no debe transmitir esfuerzos. Esto se resuelve considerando en los análisis un comportamiento de juntas con resistencia a la tensión nula ($T = 0.0$) tal como se evaluó en el Anexo B; sin embargo, cuando se utiliza esta condición, los desplazamientos tangenciales en las juntas no se registran por el tipo de elemento de interfaz utilizado (ver sección 2.3.2), los cuales sí se desarrollan principalmente en la junta perimetral cuando se aplica la carga de agua (ver Fig. 3.3d). Por tal razón, se utilizaron valores altos de resistencia a la tensión de juntas (T) en los análisis presentados en este capítulo, y valores bajos de rigideces normal (k_n) y cortante (k_s) en las juntas verticales y perimetral (ver Tabla 3.3), lo cual se aproxima a un comportamiento de juntas con resistencia a la tensión nula (para mayor detalle ver el Anexo B).

A pesar de que el espaciamiento entre juntas, S_j , no influye apreciablemente en la deflexión de la cara de concreto (ver Fig. 3.4), los resultados presentados en la Fig. 3.8 indican que este parámetro evidentemente debe considerarse en el diseño de los paneles de concreto. Un ancho de panel menor disminuirá los esfuerzos transversales en la losa y por lo tanto, las posibilidades de falla a lo largo de las juntas verticales tanto a compresión como a tensión serán menores.

Las gráficas mostradas en la Fig. 3.8 proporcionan información sobre qué anchos de paneles podrían utilizarse. Sería más conveniente emplear una cantidad mayor de juntas verticales para disminuir los esfuerzos transversales a compresión y tensión, los cuales podrían aumentar considerablemente ante una mayor deflexión de la cara de concreto o ante un evento sísmico, como se verá en secciones posteriores. Sin embargo, una separación de juntas de 10.0 m o menor, no sería práctico desde el punto de vista constructivo; además, incrementaría el número de juntas verticales, lo cual redundaría en el costo (y aumentaría la posibilidad de que algún sello resultara defectuoso). Si se emplea un ancho de panel mayor, por ejemplo $S_j = 30$ m, es posible que se genere un mayor agrietamiento en los paneles de concreto por contracción, aunque la posibilidad de utilizar juntas con rellenos compresibles disminuiría los esfuerzos de compresión en las juntas centrales de acuerdo con los resultados presentados en este apartado.

3.3 Influencia de la Estrechez del Valle en la Cara de Concreto

Los resultados mostrados hasta el momento sólo han considerado secciones de boquilla con un mismo talud del valle, $T_v = 1.0$. En esta sección se presentan los resultados de los análisis para T_v igual a 0.75, 1.0, 1.5 y 3.0 ($\alpha = 53^\circ, 45^\circ, 34^\circ$ y 18° , respectivamente), como se indica en la Tabla 3.1. Es importante señalar que este factor, T_v , junto con el ancho del cauce, b , son los parámetros geométricos que más influyen en el efecto de arqueado, puesto que se reflejan directamente en la relación L/H , la cual se utilizará en la mayoría de los resultados que se presentarán en el resto de este capítulo. Como se mencionó en la sección 3.1, se consideran secciones de boquilla simétricas (ver Fig. 3.1), por lo cual, la longitud de la cresta, L , se puede determinar a partir de la siguiente expresión:

$$L = 2 T_v H + b \quad (3.2)$$

De esta ecuación se puede apreciar, que el parámetro T_v tiene mayor influencia en la relación L/H , que el parámetro b .

3.3.1 Desplazamientos en la cara de concreto

En la Fig. 3.9 se muestran los desplazamientos normales, d_n , de la cara de concreto a lo largo de su sección media, en modelos 3D de cortinas que consideran tres anchos del cauce, $b = 0.0$ m, 30.0 m y 60.0 m, y una altura constante, $H = 60.0$ m. Estos valores se normalizan con respecto al desplazamiento normal máximo de la losa por llenado cuando se tiene un valle muy amplio (análisis 2D). En cada una de las gráficas se tienen un conjunto de curvas que corresponden a cada valor asignado a T_v . Se consideró un espaciamiento de juntas verticales constante $S_j = 10.0$ m en los análisis 3D. Puesto que este parámetro no afecta apreciablemente los desplazamientos normales de la losa por llenado para una sección constante (ver Fig. 3.4), es posible compararlos directamente con los calculados en los análisis 2D a pesar de que éstos no consideran la presencia de juntas verticales en la cara de concreto (ver Fig. 3.3a).

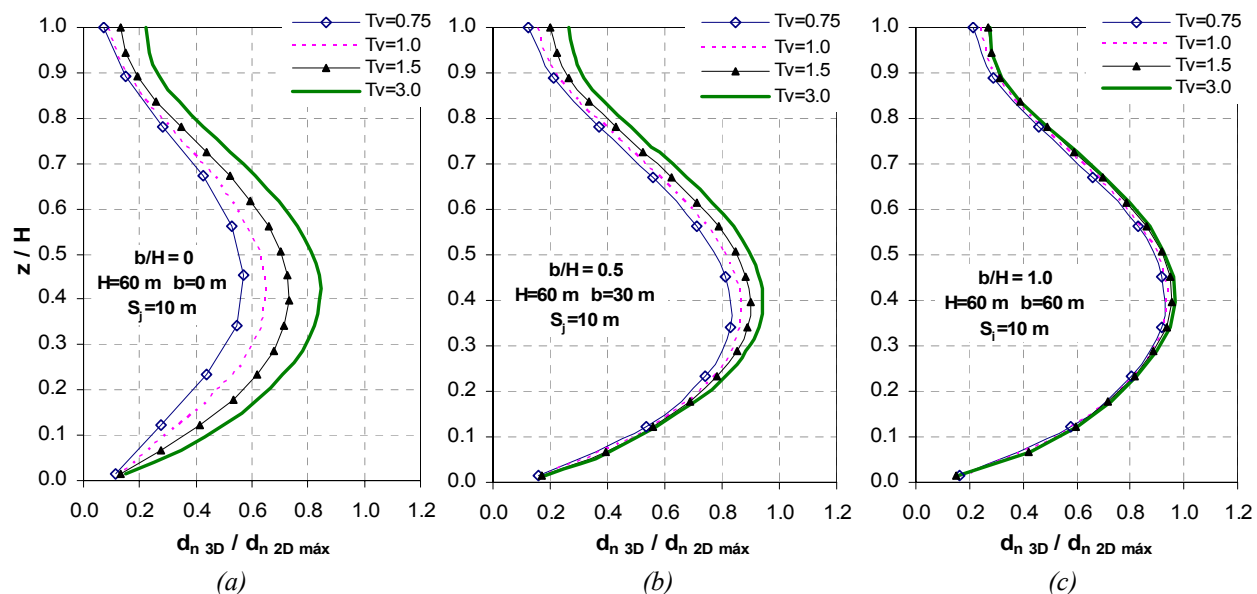


Figura 3.9 Desplazamiento normal de la cara de concreto en su sección máxima por llenado del embalse

Se aprecia claramente el efecto del talud del valle para una relación $b/H = 0$ (valle triangular), mientras que para una relación $b/H = 1.0$ prácticamente el parámetro T_v no influye en la deformada de la cara de concreto, esto en la sección máxima, donde ocurren los desplazamientos máximos por llenado, tal como lo determinaron Hunter y Fell (2003) en su estudio de casos historia.

También, estos resultados indican que los desplazamientos en la losa disminuyen cuando el valle es más estrecho (para $T_v = 0.75$; y relación L/H menor) debido al efecto de arqueado. Para taludes del valle poco inclinados (para $T_v = 3.0$; y relación L/H mayor) la deformada de la losa se aproxima más a la condición 2D, tal como se muestra en las gráficas presentadas (Fig. 3.9). De acuerdo con lo anterior, podría argumentarse que la estrechez del valle tiene un efecto favorable al disminuir los desplazamientos de la cara de concreto ante el llenado, y el caso más desfavorable sería cuando se tiene la condición 2D, que es equivalente a la que se tiene cuando el valle es muy amplio. Cabe mencionar que los análisis 2D realizados en este estudio también consideran elementos de interfaz para modelar los contactos losa-plinto y losa-enrocamiento, y se utilizaron las mismas propiedades de juntas empleadas en los análisis 3D (ver Tabla 3.3).

En la Fig. 3.10 se muestra un resumen de la información presentada anteriormente, donde se grafican los desplazamientos normales máximos en la cara de concreto, que ocurren en la sección media y a un tercio de la altura de la cortina ($z/H = 0.34$), los cuales se normalizan con respecto al desplazamiento máximo obtenido del análisis 2D. En las abscisas se presenta la relación adimensional de estrechez del valle, L/H (donde L es la longitud de la cresta, ver la ecuación 3.2).

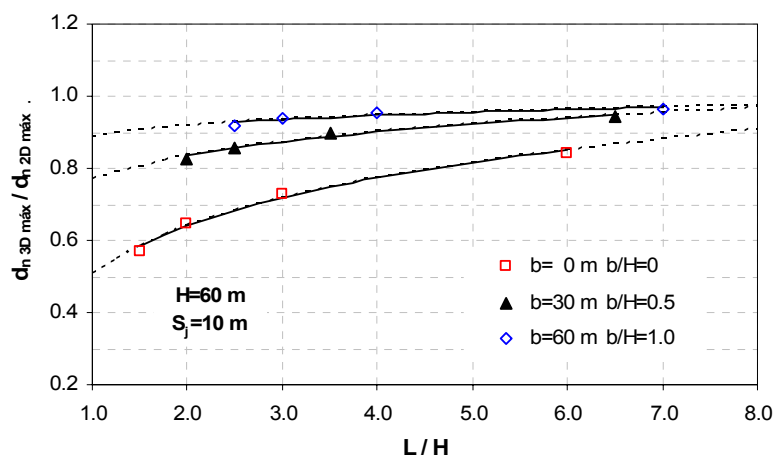


Figura 3.10 Desplazamiento normal máximo en la cara de concreto al final del llenado del embalse

La información presentada en la Fig. 3.10 puede utilizarse para un diseño preliminar, con la cual se estima la deflexión máxima de la cara de concreto al final del llenado del embalse para una gama amplia de geometrías del valle (sección de boquilla) y para una altura de cortina de 60.0 m, habiendo calculado previamente el desplazamiento normal máximo de la losa con un análisis 2D. Más adelante se amplía esta información para cortinas de mayor altura (120.0 m y 180.0 m).

3.3.2 Esfuerzos transversales en los paneles de concreto

En la Fig. 3.11 se presentan los contornos de esfuerzos transversales, σ_y , que se generan en los paneles de concreto, para secciones de boquilla con $H = 60.0$ m, $b = 30.0$ m y $S_j = 10.0$ m, y con diferentes valores del talud del valle ($Tv = 0.75, 1.0$ y 1.5). Estos contornos muestran claramente las zonas de compresión (valores negativos), y las de tensión (valores positivos), que se desarrollan en los paneles de concreto. Se observa también que debido a las deformaciones producidas por la carga de agua, cerca de un 70% del área total de la cara de concreto se encuentra a compresión, mientras que el restante 30% está a tensión.

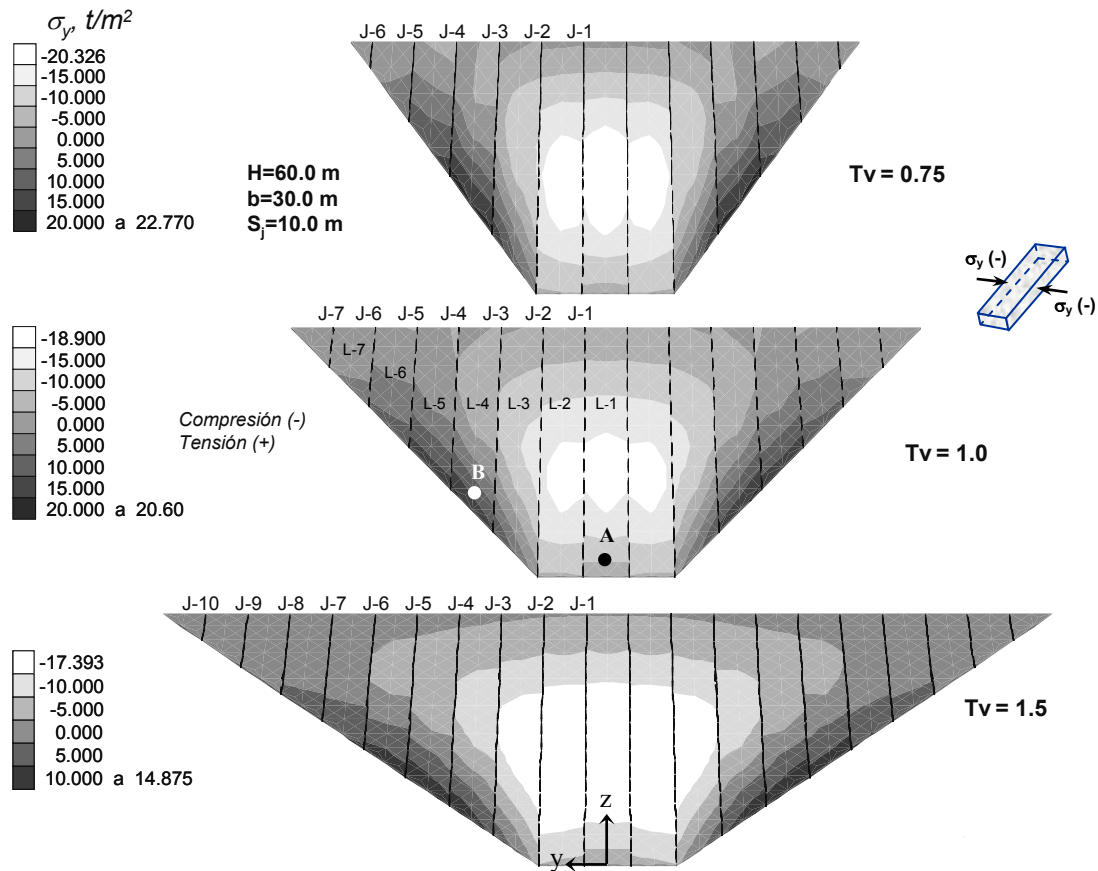


Figura 3.11 Contornos de esfuerzos transversales en la losa al final del llenado del embalse

Por otra parte, en estos resultados se aprecia que existen discontinuidades en la distribución de esfuerzos en las losas de concreto cerca de los contactos verticales, siendo más notorio en las zonas donde se desarrollan tensiones. Esto se debe principalmente a la discretización de la malla que es un problema muy común en varios modelos de interfaces (Pekau y Yuzhu, 2004).

En el apéndice B.5 se muestra el efecto de la densidad de la malla en la modelación de juntas deformables (con rellenos compresibles) utilizando modelos simplificados de juntas y modelos de PECC. En estos análisis se aprecia que las discontinuidades en los contornos de esfuerzos disminuyen apreciablemente cuando la malla es más densa cerca de las juntas; sin embargo, al comparar las compresiones máximas entre un modelo menos denso con otro más fino, éstas prácticamente son iguales. En zonas de tensión, las

magnitudes máximas disminuyen conforme la malla es más fina, aunque las diferencias entre ellas son poco significativas. Además, el efecto de la malla es menos notorio en los desplazamientos de juntas.

De esta manera, no se utilizaron modelos con mayor discretización de elementos cerca de las juntas constructivas como los presentados en el apéndice B.5, por tratarse de modelos tridimensionales, lo cual repercutiría en excesivos tiempos de cómputo, y como se mencionó, con cambios poco significativos en los resultados. Además, todos los modelos de PECC que se utilizaron en esta investigación respetan un mismo tamaño de elementos, por lo tanto, todos tienen la misma limitación de la densidad de la malla cerca de las interfaces, que al normalizar los resultados entre ellos prácticamente esta limitación se elimina.

Para una mejor ilustración del efecto del parámetro T_v (talud del valle), en la Fig. 3.12 se grafican los mismos esfuerzos, σ_y , pero a lo largo de dos ejes horizontales en la cara de concreto: $z/H = 0.4$, y $z/H = 0.3$. En cada gráfica se anexa un conjunto de curvas que corresponden a cada valor de T_v considerado (ver Tabla 3.1). Estos esfuerzos se normalizaron con respecto a la relación $\gamma_c H$, donde γ_c es el peso volumétrico del concreto ($\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$), y H es la altura máxima de la cortina. En las abscisas la distancia $-y-$ se normaliza con respecto a L_z , que es el ancho del valle a la elevación $-z-$. Es oportuno asentar que los productos y cocientes adimensionales se obtuvieron de análisis dimensionales aplicando el teorema Π de Buckingham (Apéndice A.3).

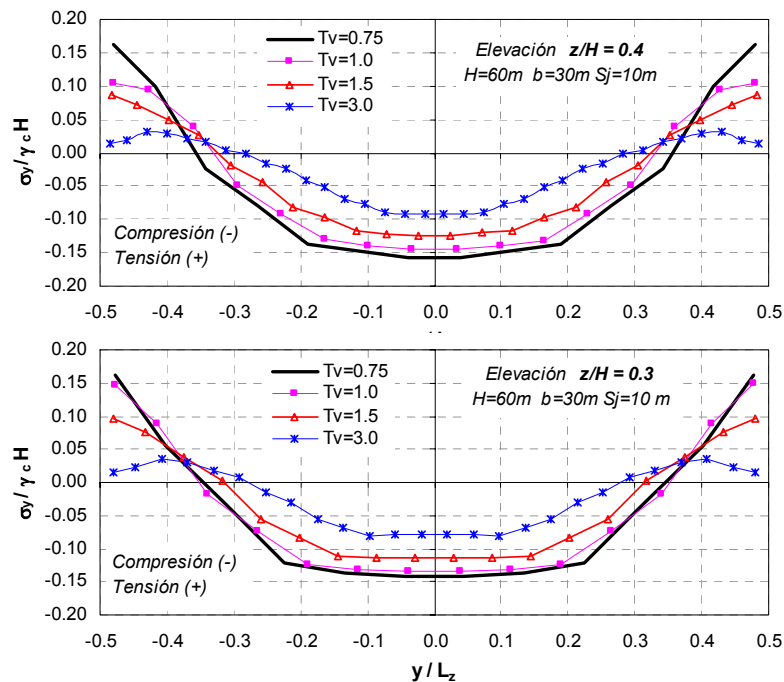


Figura 3.12 Efecto del talud del valle (T_v) en los esfuerzos transversales en la losa de concreto al final del llenado

En las gráficas de la Fig. 3.12 se muestra la variación de los esfuerzos transversales donde los máximos a compresión, que se generan en las losas centrales de la cara de concreto, y los esfuerzos máximos a tensión, que se presentan cerca de las márgenes, aumentan cuando el valle es más estrecho. Esto muestra que la estrechez del valle tiene efectos nocivos en la cara de concreto.

Debido a que las zonas donde se tienen las mayores tensiones se localizan cerca de las laderas, aproximadamente a un tercio de la altura de la cortina ($z/H = 0.3$), es importante poner especial énfasis en el diseño de las juntas losa-plinto y losa-losa en estas regiones. Como se mostrará más adelante, la distribución de estos esfuerzos coincide con la abertura y cierre de juntas. Se espera que en el centro de la losa donde los esfuerzos de compresión son mayores, las juntas tiendan a cerrarse mientras que en las laderas, donde se presentan tensiones, las juntas tiendan a abrirse, ante el llenado del embalse.

Con el propósito de mostrar gráficas más ilustrativas del comportamiento de la cara de concreto se presenta a continuación una serie de curvas que resumen los resultados obtenidos. En la Fig. 3.13 se muestran las compresiones y tensiones máximas que se desarrollan en la cara de concreto al final del llenado del embalse, para la mayoría de los modelos 3D que se indican en la Tabla 3.1 y que tienen una altura máxima de cortina de 60.0 m. Estos valores se normalizan con los mismos esfuerzos transversales máximos que se generan en una losa sin juntas (losa continua y fija al enrocamiento y plinto), bajo las mismas condiciones de trabajo. En las abscisas se grafica la relación adimensional de estrechez del valle L/H y se presentan resultados cuando se tienen dos diferentes espaciamientos entre juntas verticales (S_j) de 10.0 m y de 30.0 m.

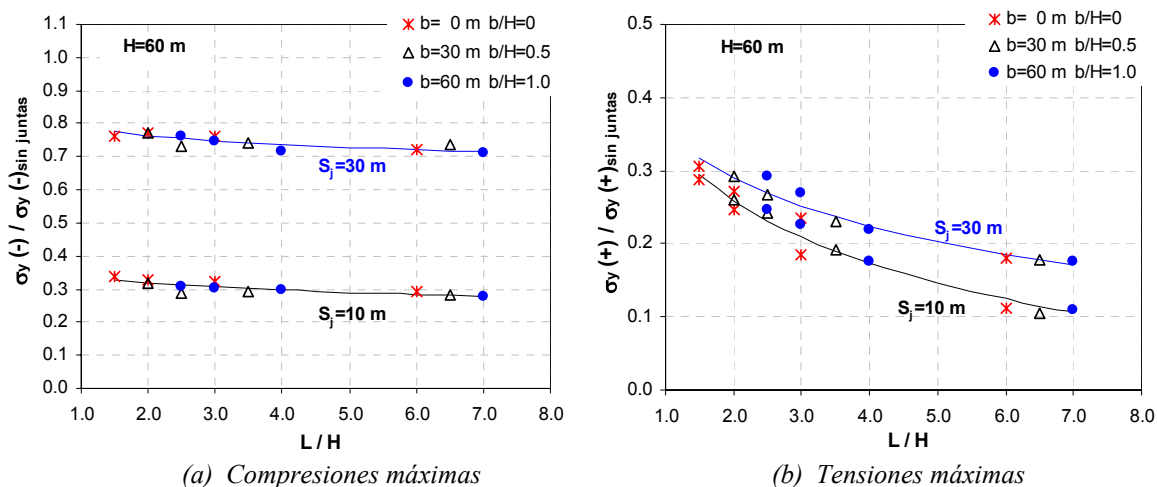


Figura 3.13 Esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto por llenado del embalse

Las gráficas de la Fig. 3.13 muestran, por un lado, que la estrechez del valle afecta más a los esfuerzos de tensión máximos que a los de compresión y, por otro, la disminución de los esfuerzos transversales a compresión y tensión cuando se considera una losa con juntas constructivas, comparada con una losa sin juntas (continua y fija en sus extremos). Las líneas continuas son la tendencia del conjunto de puntos correspondientes a un mismo espaciamiento de juntas verticales ($S_j = 10.0$ m y 30.0 m), indicando una franja límite de factores de esfuerzos para tales separaciones. Estas gráficas pueden ser útiles para un diseño preliminar de los paneles de concreto en PECC con altura de 60.0 m, donde se contempla de manera conjunta el efecto de la estrechez del valle y el espaciamiento entre juntas verticales (S_j). Es importante señalar que los valores reportados consideran una rigidez de juntas de $1,000 \text{ t/m}^2/\text{m}$ (ver Tabla 3.3). En una sección posterior (inciso 3.4.2) esta información se ampliará para cortinas de mayor altura (120.0 m y 180.0 m).

3.3.3 Esfuerzos longitudinales en los paneles de concreto

En la Fig. 3.14 se presentan los esfuerzos longitudinales, σ_v (axiales a lo largo del talud) que se desarrollan en los paneles de concreto al final del llenado del embalse (ver Fig. 3.3b). Se muestran nuevamente contornos para la condición en que únicamente se varía el talud del valle, es decir, se consideran valores de T_v de 0.75, 1.0 y 1.5, para una altura $H = 60$ m, un ancho del cauce, $b = 30$ m, y una separación de juntas verticales, $S_j = 10$ m.

Estas distribuciones de esfuerzos longitudinales muestran claramente que las zonas de compresión se presentan en los paneles centrales, dentro del tercio medio de la altura de la cortina; mientras que las zonas de tensión aparecen también en las losas centrales, pero en regiones cercanas al plinto y a la cresta. Además, es posible apreciar que casi un 90% del área total de la losa se encuentra a compresión en dirección axial a lo largo del talud (de la base a la cresta de la cortina), mientras que el restante 10% está en tensión, al final del llenado del embalse.

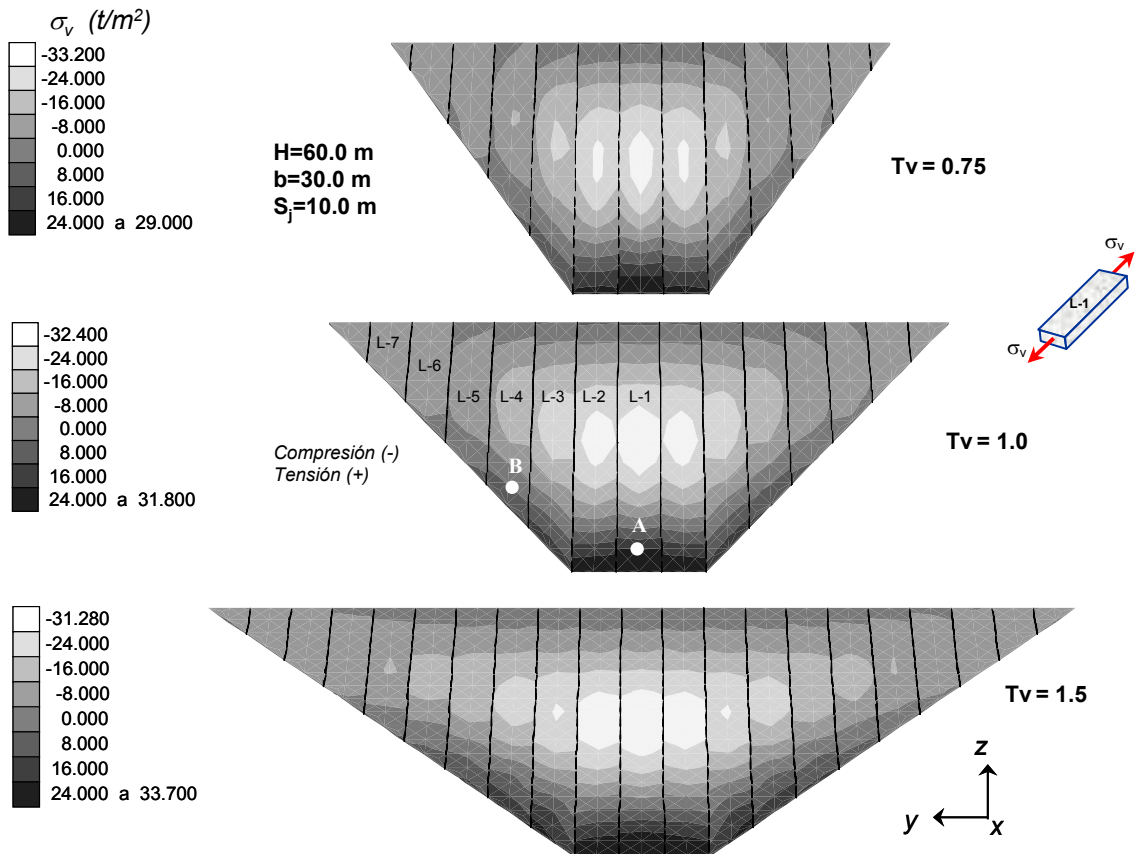


Figura 3.14 Contornos de esfuerzos longitudinales en la losa al final del llenado de embalse

Esta información se ilustra mejor en la Fig. 3.15 donde se presenta la variación de los esfuerzos longitudinales a lo largo de un panel central (sección media). Estos esfuerzos se normalizan con respecto al esfuerzo longitudinal máximo a compresión y tensión (valor absoluto) para un valle muy amplio (caso

2D). Las compresiones máximas se presentan, aproximadamente, a una altura entre $z/H = 0.50$ y $z/H = 0.55$, mientras que las mayores tensiones se desarrollan cerca del plinto ($z/H = 0.05$).

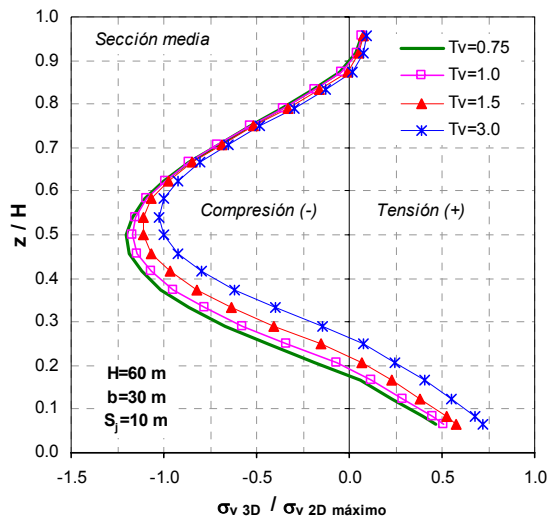


Figura 3.15 Esfuerzos longitudinales en el panel central de la losa, efecto del talud del valle

Se aprecia también, de los resultados reportados en las Figs. 3.14 y 3.15, que las compresiones longitudinales aumentan conforme el valle es más estrecho; sin embargo, las tensiones disminuyen, y esto debe afectar directamente el comportamiento de la junta perimetral, es decir, a menores tensiones en esta zona (sección media cerca del plinto) se tendrán menores aberturas en la interfaz losa-plinto.

Al comparar la distribución de esfuerzos que se presentan en las Figs. 3.11 y 3.14, se observa que los esfuerzos longitudinales (σ_v) a compresión y tensión, son mayores que los transversales (σ_y), siendo más evidente cuando el valle es más amplio. Es importante mencionar que las compresiones máximas en las direcciones transversal y longitudinal se presentan en la misma zona (a la mitad de las losas centrales); sin embargo, las tensiones transversales y longitudinales máximas no se desarrollan en la misma zona. De esta forma, un punto ubicado en el centro de la cara de concreto y cercano al plinto (punto A, Figs. 3.11 y 3.14), por el llenado del embalse se encontrará a compresión en dirección transversal, pero a tensión en dirección longitudinal. En tanto que un punto dentro de la losa, cercano a los taludes del valle y al plinto (punto B, Figs. 3.11 y 3.14), estará a tensión en ambas direcciones (transversal y longitudinal). Debido a esto, las mayores aberturas en la junta perimetral deberán presentarse en los taludes del valle (cercano al punto B).

El comportamiento de las juntas verticales dependerá básicamente de la magnitud de los esfuerzos transversales. Sin embargo, los desplazamientos en la junta perimetral dependerá de la acción combinada de los esfuerzos transversales y longitudinales. Además, estos últimos son los que influyen en mayor medida en el desarrollo de agrietamiento horizontal en los paneles de concreto, de ahí la importancia de incluirlos en este apartado, y señalar que esta información debe considerarse en el diseño de la cara de concreto, sobre todo en las uniones horizontales entre paneles, lo cual, por restricciones constructivas, es muy común su uso en PECC de gran altura.

3.3.4 Abertura y dislocación en juntas verticales

La distribución de los esfuerzos transversales y longitudinales que se desarrollan en los paneles de concreto debido al llenado debe de ser congruente con el comportamiento de las juntas constructivas que integran la cara de concreto. Las aberturas y dislocaciones de las juntas verticales (ver Figs. 3.3b y 3.3c) estarán más estrechamente relacionadas con la magnitud de los esfuerzos transversales, tal como se comentó en la sección anterior.

En la Fig. 3.16 se muestra el contorno de esfuerzos transversales, σ_y , junto con las aberturas, δ_n , y dislocaciones, δ_s , a lo largo de las juntas verticales J-1 a J-6. Se indica también a qué distancia a partir del centro de la losa (en dirección -y-) se ubican tales juntas. Estos resultados son los obtenidos para el caso $H = 60$ m, $b = 30$ m, $S_j = 10$ m, y $T_v = 1.0$, y los desplazamientos de juntas se normalizan con respecto a la abertura o dislocación máxima que se desarrolla en cada junta respectivamente. Estos desplazamientos de juntas máximos se indican en una tabla anexa a la figura.

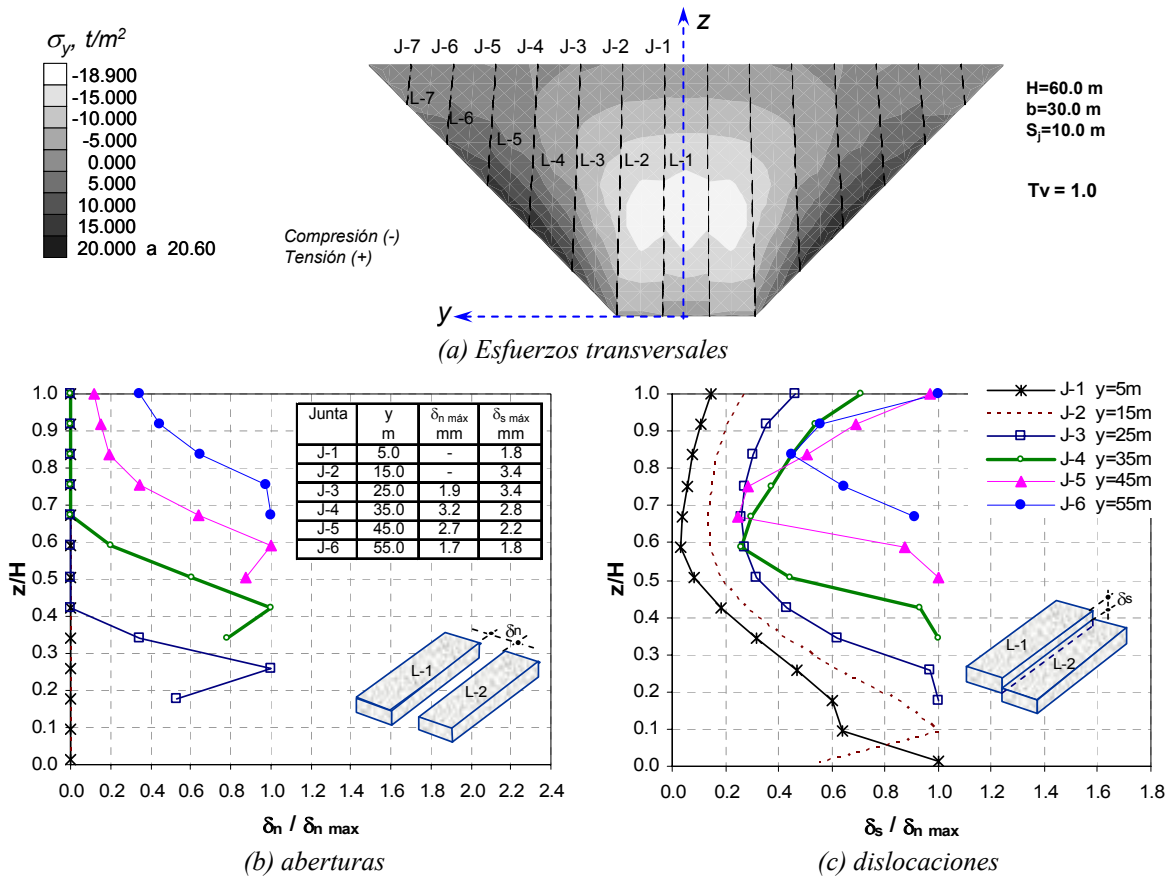


Figura 3.16 Esfuerzos en los paneles de concreto y desplazamientos en juntas verticales por llenado del embalse

Como es de esperarse, las aberturas y cierres que se presentan en las juntas verticales están estrechamente ligadas con las zonas de tensión y compresión en los paneles de concreto. A partir de la junta lateral J-3 en su parte inferior comienzan a aparecer aberturas o separaciones en la misma zona donde se presentan valores de tensión en la cara de concreto, mientras que las juntas centrales (J-1 y J-2) están totalmente

cerradas, debido que se ubican en zonas de compresión. La tendencia a la abertura de las juntas se incrementa al acercarse éstas a los taludes de la boquilla (ver la Fig. 3.16b), donde la abertura máxima se presenta en la junta J-4 ($y = 35.0$ m), en su tercio inferior, cerca del contacto con el plinto, donde se generan las tensiones máximas transversales en la cara de concreto. Las dislocaciones, δ_s , en juntas verticales (ver Fig. 3.16c) también son mayores en aquellas cercanas a las laderas, presentándose los máximos en las juntas J-2 y J-3 ($y = 15$ y 25 m respectivamente) en su tercio inferior, también cerca del contacto con el plinto, mientras que en la junta central J-1 ($y = 5$ m) estas dislocaciones son mínimas.

En la Fig. 3.17 se presentan los desplazamientos a lo largo de aquellas juntas verticales donde se presentan las aberturas y dislocaciones máximas, en modelos 3D que tienen una altura y ancho del cauce constantes, variando solamente el talud del valle (ver Fig. 3.11). Estos valores están normalizados con respecto a la abertura o dislocación máxima que se desarrolla en cada junta respectivamente. Se indica también en las tablas anexas a estas gráficas los valores máximos de estos desplazamientos ($\delta_{n \max}$ y $\delta_s \max$), y a qué distancia horizontal (en dirección -y-) a partir del centro de la losa se ubican estas juntas. Las aberturas máximas no se presentan en la misma junta para cada modelo (J-4 a J-6 dependiendo de T_v), mientras que las dislocaciones máximas sí se presentan en una misma junta (J-3) en todos los casos. Se aprecia claramente el efecto del talud del valle, T_v , donde las aberturas y dislocaciones aumentan conforme el valle es más estrecho, lo cual concuerda con la distribución de esfuerzos transversales indicada en la Fig. 3.12.

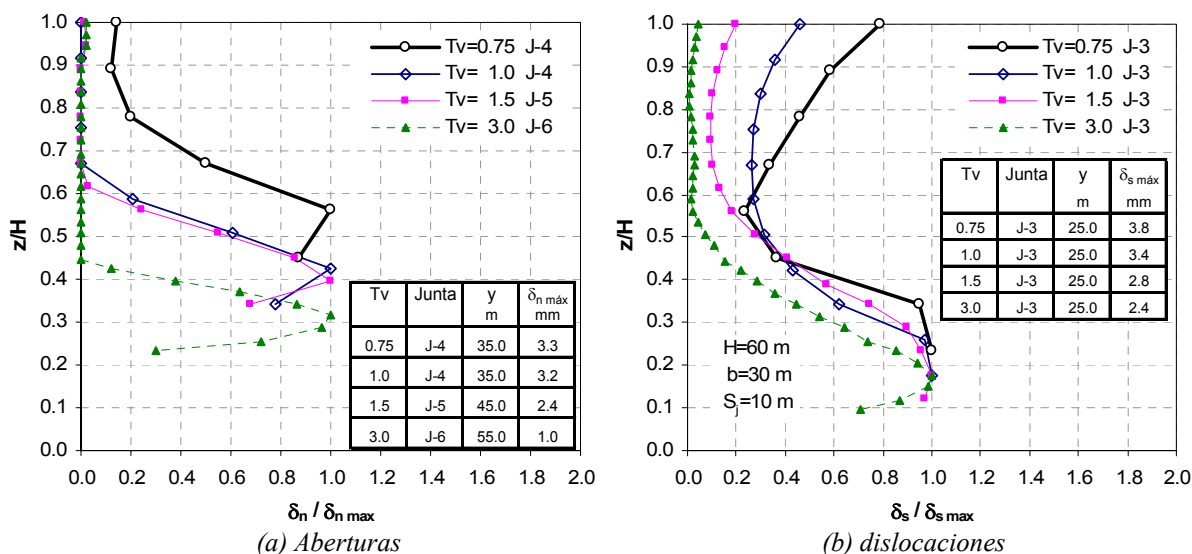


Figura 3.17 Efecto del talud del valle en las aberturas y dislocaciones de juntas verticales.

Existen algunos aspectos interesantes que hay que comentar a partir de estos resultados. Las aberturas máximas se presentan en juntas laterales, donde se generan las tensiones máximas transversales en la cara de concreto por el llenado del embalse (ver Fig. 3.11). Aunque esto es evidente, debe existir congruencia en los resultados para asegurar que los análisis estén correctos al menos desde un punto de vista cualitativo. Otro aspecto importante es que estas aberturas máximas por llenado ocurren en el tercio inferior de la junta, cerca del contacto con el plinto, y no en la parte superior de la junta como lo señalan algunos autores (Hacelas, 1998), aunque esto no es fácil de verificar en campo ante la dificultad de observar a tales profundidades.

También la literatura señala que en las juntas verticales sólo existe un modo de deformación, abertura o cierre, y que no pueden existir desplazamientos tangenciales (Hacelas, 1998). Sin embargo, los resultados presentados en este apartado muestran que existe un desplazamiento por cortante o dislocación de juntas, y por lo tanto es una componente que debe considerarse en el diseño de las juntas verticales (ver Fig. 3.3c). Este tipo de desplazamiento se desarrolla por las diferencias en esfuerzos transversales (σ_y) a través del valle, y se puede incrementar debido a variaciones espaciales en el grado de compactación del enrocamiento de apoyo de los paneles que conforman la losa de concreto.

3.3.5 Abertura y dislocación de la junta perimetral

Tal como se indica en la Fig. 3.3d, la carga de agua puede causar movimientos relativos significativos entre los paneles de concreto y el plinto. En la Fig. 3.18, se presentan las aberturas, δ_n , y dislocaciones, δ_s , a lo largo de la junta perimetral (contacto losa-plinto), para modelos 3D del caso $H = 60$ m, $b = 30$ m, y valores de T_v de 0.75, 1.0, 1.5 y 3.0. En los análisis se consideró $S_j = 10$ m. Estos desplazamientos se comparan con la abertura y dislocación que se desarrolla por llenado del embalse en la sección media de la junta perimetral ($y = 0.0$ m) en un modelo con un valle muy amplio (análisis 2D).

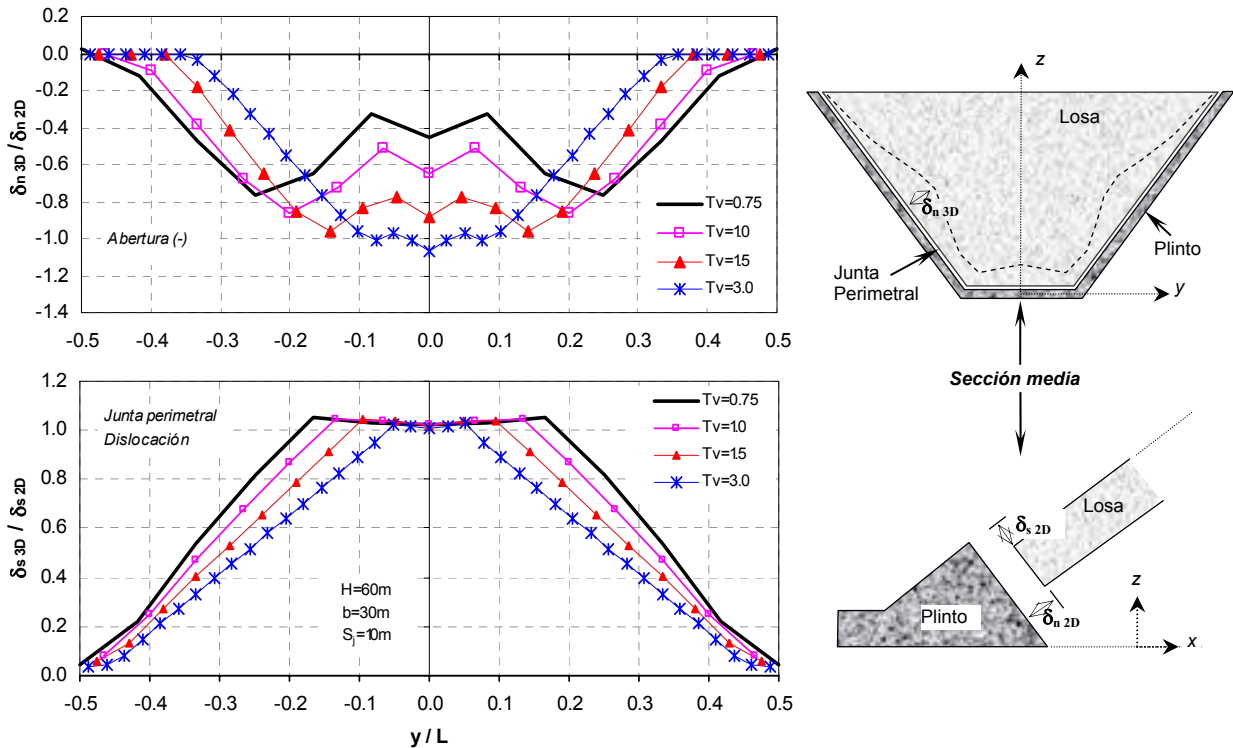


Figura 3.18 Efecto de T_v en las aberturas y dislocaciones a lo largo de la junta perimetral por llenado del embalse

Se aprecia que las aberturas en la junta perimetral aumentan conforme el valle es más amplio, aproximándose a la condición 2D en la sección media de la cortina ($y = 0.0$ m). Las aberturas máximas por llenado se desarrollan en los taludes del valle, entre 0.1 y 0.3 de y/L , en aquellas zonas donde se generan las tensiones máximas en la cara de concreto (ver Fig. 3.11), siendo más evidente cuando el valle

es más estrecho ($T_v = 0.75$). Cuando el valle es más amplio ($T_v = 3.0$), las mayores aberturas se presentan en la sección media de la cortina ($y = 0.0$ m). La disminución de las aberturas de la junta perimetral cuando el valle es más estrecho, se relaciona con los esfuerzos longitudinales a tensión en la zona central de la losa cerca del plinto, los cuales también disminuyen cuando T_v es menor (ver Fig. 3.15).

Los desplazamientos tangenciales o dislocaciones, δ_s , prácticamente no son afectados por el talud del valle. Los valores máximos de este desplazamiento en toda la junta perimetral se presentan en la base de la cortina ($y = 0.0$ m).

3.4 Efecto de la Altura de la Cortina

En la Tabla 3.4 se presentan los parámetros geométricos de los modelos utilizados para evaluar el efecto que tiene la altura de la cortina en el comportamiento de PECC. Se consideran tres alturas de cortina, $H = 60.0$ m, 120.0 m y 180.0 m, y en cada una de ellas se mantiene constante el ancho del cauce, b , y el bordo libre, B_L , variando el talud del valle, $T_v = 0.75, 1.0, 1.50$ y 3.0 , y el espaciamiento entre juntas, $S_j = 10.0$ m y 30.0 m. Los modelos utilizados en esta sección consideran secciones de boquilla que satisfacen una misma relación $b/H = 0.5$, con el objeto de apreciar el efecto de la altura de la cortina, junto con la estrechez del valle, y el espaciamiento entre juntas verticales. Las propiedades de los materiales y de las juntas, también permanecen constantes como se indicó en la sección 3.1 (ver Tablas 3.2 y 3.3).

Tabla 3.4 Secciones de boquilla utilizadas para el efecto de la altura en PECC

H (m)	b (m)	B_L (m)	b/H	B_L/H	T_v	S_j (m)
60.0	30.0	5.0	0.5	0.08	0.75, 1.0, 1.5, 3.0	10.0, 30.0
120.0	60.0	10.0	0.5	0.08	0.75, 1.0, 1.5, 3.0	10.0, 30.0
180.0	90.0	15.0	0.5	0.08	0.75, 1.0, 1.5, 3.0	10.0, 30.0

3.4.1 Desplazamientos normales en la cara de concreto

Es evidente que la altura de la cortina es un factor importante en el comportamiento de la cara de concreto. Para condiciones de trabajo al final del llenado del embalse, en la Fig. 3.19 se presentan los desplazamientos normales máximos, d_n , que se generan en el centro de la cara de concreto (sección máxima de los modelos 3D) y a una altura aproximada $z/H = 0.4$ (ver Fig. 3.9). Estos desplazamientos se normalizan con respecto a los desplazamientos normales máximos de la losa que se desarrollan en modelos con un valle muy amplio (análisis 2D, ver Fig. 3.3a), correspondientes a cada altura de cortina considerada. En las abscisas se grafica la relación L/H .

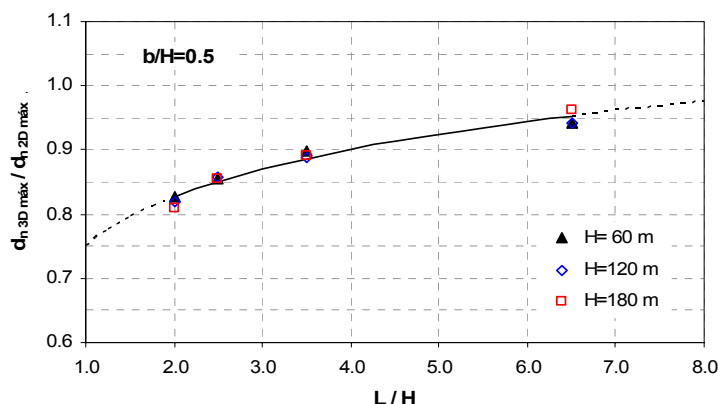


Figura 3.19 Desplazamiento normal máximo en la cara de concreto al final del llenado del embalse

En la sección 3.3.1 se comentó el efecto que tiene la estrechez del valle en la deflexión de la losa ante el llenado del embalse, lo cual se observa nuevamente para cortinas con alturas de 120.0 m y 180.0 m, donde las deflexiones máximas disminuyen conforme el valle se cierra, y cuando éste es más amplio se aproximan a la condición 2D. En la Fig. 3.19 los factores 3D/2D correspondientes a cada altura de cortina prácticamente se enciman, donde la línea continua es la tendencia del conjunto total de puntos graficados. La ecuación que se ajusta a las curvas presentadas en las Figs. 3.10 y 3.19 se muestra a continuación:

$$d_{n\ 3D\ máx} = d_{n\ 2D\ máx} \left[A \ln\left(\frac{L}{H}\right) + B \right] \quad (3.3)$$

$$A = -0.152\left(\frac{b}{H}\right) + 0.190 \quad B = 0.384\left(\frac{b}{H}\right) + 0.524$$

La ecuación 3.3 es de interés práctico puesto que proporciona información que puede utilizarse para un diseño preliminar de PECC con alturas entre 60.0 m y 180.0 m, y secciones de boquilla que satisfacen las relaciones b/H entre 0 y 1.0. El procedimiento es el siguiente:

1. Calcular el desplazamiento normal máximo en la losa al final del llenado del embalse para un valle muy amplio ($d_{n\ 2D\ máx}$). Esto se obtiene a partir de un análisis 2D utilizando la sección máxima de la cortina (ver Fig. 3.3a). En estos análisis debe considerarse un enrocamiento homogéneo con taludes de la cortina aguas arriba y aguas abajo de 1.4:1.0 (H:V).
2. De acuerdo con la geometría de la boquilla se determina la relación b/H y L/H .
3. Con estos valores ($d_{n\ 2D\ máx}$, b/H y L/H) se utiliza la ecuación 3.3 para estimar el desplazamiento normal máximo de la cortina ($d_{n\ 3D\ máx}$) por llenado del embalse.

Las magnitudes de los desplazamientos reportados en estas gráficas dependerán de las propiedades consideradas en los modelos. Para módulos de elasticidad del enrocamiento diferentes a los utilizados en los análisis presentados en este capítulo, basta con considerar las nuevas magnitudes en los análisis 2D y continuar con el procedimiento anterior. Para presas de mayor altura, $H > 180$ m, es posible extrapolar de los resultados presentados en las gráficas 3.10 y 3.19, si el comportamiento del material se mantiene en el intervalo elástico.

3.4.2 Esfuerzos axiales en el plano de la losa

En la Fig. 3.20 se muestran los contornos de esfuerzos transversales, σ_y , que se desarrollan en los paneles de concreto, para las secciones de boquilla presentadas en la Tabla 3.4, pero únicamente cuando se tiene un talud del valle, $T_v = 1.0$. La distribución de estos esfuerzos es muy semejante para cada boquilla considerada, no así su magnitud, lo cual se debe a que la separación de juntas y la relación b/H son constantes ($S_j = 10.0$ m y $b/H = 0.5$).

Para cortinas con altura de 120.0 m y 180.0 m, los esfuerzos máximos a compresión (valores negativos) se generan nuevamente en los paneles centrales de la losa a una altura 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 el llenado del embalse. Evidentemente estos esfuerzos aumentan cuando la altura de la cortina es mayor.

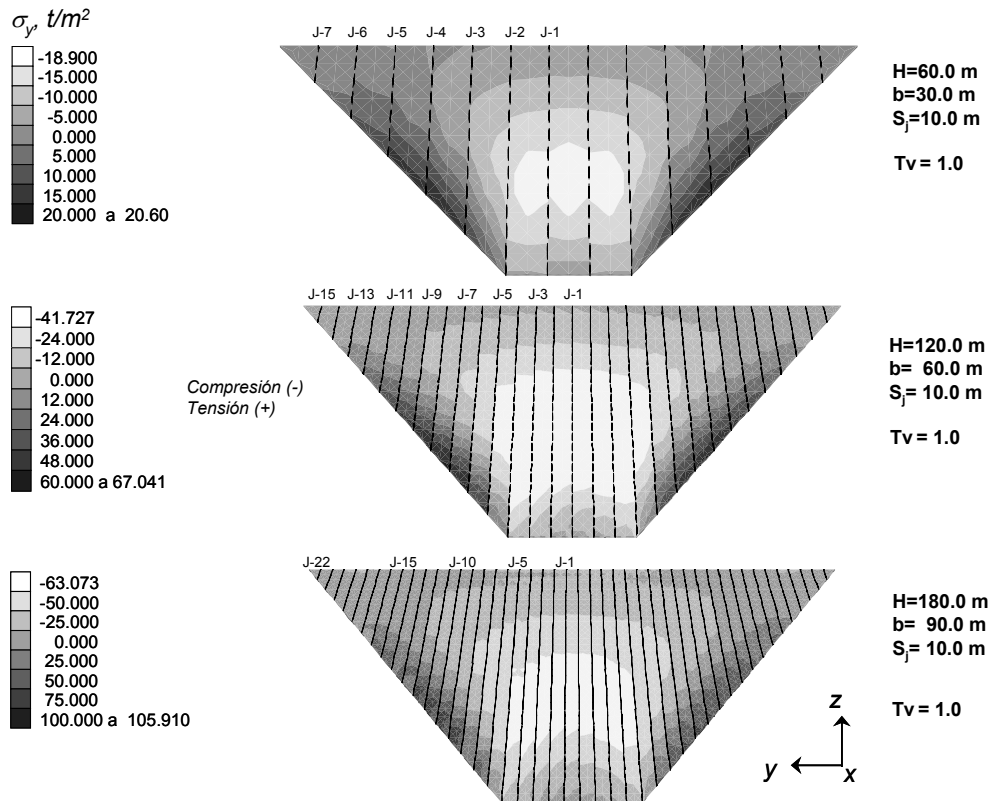


Figura 3.20 Contornos de esfuerzos transversales en la losa de concreto al final del llenado del embalse

De acuerdo con lo anterior, y tratando de resumir la información obtenida de estos análisis, en la Fig. 3.21 se grafican las compresiones y tensiones transversales máximas normalizadas con respecto a los mismos esfuerzos máximos correspondientes a una losa sin juntas (continua y fija al enrocamiento y plinto) para las mismas condiciones de trabajo. Las líneas continuas son la tendencia del conjunto de puntos graficados, y se incluyen curvas para una losa con juntas verticales separadas entre sí 10.0 m y 30.0 m.

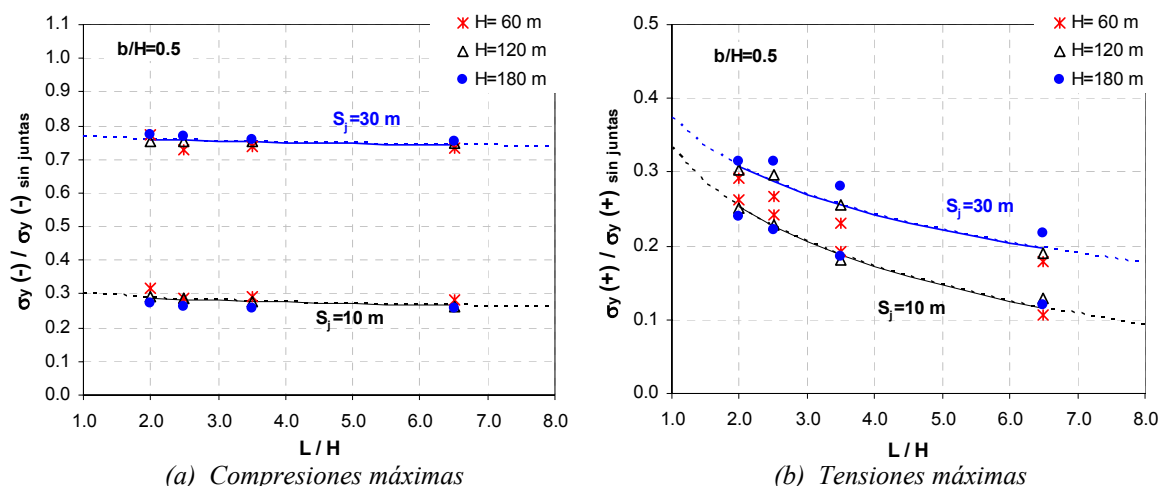


Figura 3.21 Esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto por llenado del embalse

Los esfuerzos a compresión máximos (Fig. 3.21a) aumentan cuando el valle es más estrecho, aunque no significativamente, presentando un factor de relación de esfuerzos (con juntas/sin juntas) casi constante cercano a 0.3 para $S_j = 10.0$ m, y para cualquier sección de boquilla y altura de cortina que cumplan con una relación $b/H = 0.5$. Para $S_j = 30.0$ m se tiene un factor de relación de esfuerzos casi constante de 0.76, acercándose más a la condición de una losa sin juntas. Los resultados correspondientes a las tensiones máximas (Fig. 3.21b) muestran más claramente el efecto de la geometría del valle, donde el factor de relación de esfuerzos disminuye conforme el valle es más amplio, partiendo de un factor cercano a 0.25 (para $L/H = 2.0$) hasta 0.1 (para $L/H = 7.0$) para $S_j = 10.0$ m; y de 0.3 hasta 0.2 para $S_j = 30.0$ m, respectivamente. Cada conjunto de resultados prácticamente se pueden agrupar en una misma tendencia (líneas continuas).

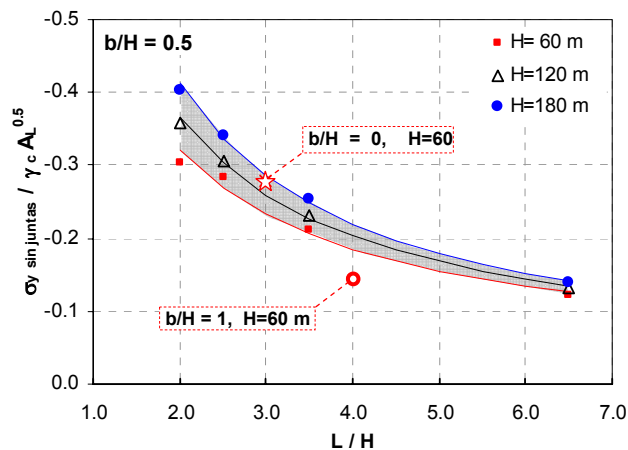
La información presentada en la Fig. 3.21 complementa los resultados mostrados en la Fig. 3.13, donde la relación de esfuerzos transversales (con juntas/sin juntas) aumenta cuando S_j es mayor, aproximándose a la condición de una losa continua. Nuevamente estas curvas, además de mostrar el efecto de la estrechez del valle y de la altura de la cortina, pueden servir de guía en la toma de decisiones durante el diseño (preliminar) de PECC. Las ecuaciones que mejor se ajustan a estas curvas se muestran en la Tabla 3.5, donde las constantes A, B, C y D están en función del espaciamiento entre juntas verticales, S_j .

Tabla 3.5 Funciones para determinar los esfuerzos transversales en la cara de concreto por llenado

Compresiones máximas	Tensiones máximas
$\sigma_y(-) = \sigma_y(-)_{\text{sin juntas}} A \left(\frac{L}{H}\right)^{-B}$	$\sigma_y(+) = \sigma_y(+))_{\text{sin juntas}} C \left(\frac{L}{H}\right)^{-D}$
$A = 0.024 S_j + 0.071 \quad B = -0.003 S_j + 0.10$	$C = -0.0002 S_j + 0.4130 \quad D = -0.014 S_j + 0.80$

Las funciones indicadas en la Tabla 3.5 requieren del conocimiento de los esfuerzos transversales máximos en una losa sin juntas (continua y fija en sus extremos). En la Fig. 3.22 se presentan precisamente los esfuerzos transversales a compresión y tensión máximos que se generan en una losa sin juntas, por el llenado del embalse. Estos esfuerzos se normalizaron con respecto a la relación $\gamma_c A_L^{0.5}$, donde γ_c es el peso volumétrico del concreto ($\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$) y A_L es el área de la losa. Esta relación se determinó a partir del análisis dimensional (Taylor, 1974), que se muestra en el Anexo A.3. Se consideró conveniente utilizar en tal relación adimensional el área de la losa, A_L , debido a que contiene información importante de la geometría del valle, y su raíz cuadrada se considera como un ancho (o altura) equivalente de la losa. En las abscisas se expresa la relación L/H y se presentan diferentes curvas, una para cada altura de cortina considerada. Los modelos utilizados en estos resultados satisfacen una relación $b/H = 0.5$.

El efecto de la estrechez del valle se aprecia nuevamente en estos resultados (Fig. 3.22), donde las compresiones y tensiones aumentan cuando la relación L/H es menor (ver sección 3.3.2). También se observa que estos esfuerzos transversales normalizados aumentan con la altura de la cortina, siendo más evidente en las tensiones máximas, las cuales son de mayor magnitud que las compresiones. Las líneas continuas son las tendencias de los valores reportados para cada altura de cortina. En la misma figura se muestran las expresiones que más se ajustan a estos resultados y que se proponen para calcular de manera preliminar los esfuerzos transversales máximos en una losa sin juntas.

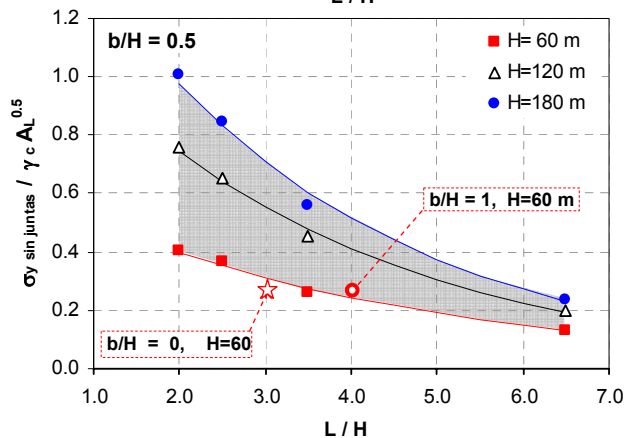


a) *Compresiones máximas:*

$$\sigma_y(-)_{\text{sin juntas}} = \gamma_c \sqrt{A_L} \left[-A \left(\frac{L}{H} \right)^{-B} \right]$$

$$A = 0.474 e^{0.003 H}$$

$$B = 0.744 e^{0.001 H}$$



b) *Tensiones máximas:*

$$\sigma_y(+)_{\text{sin juntas}} = \gamma_c \sqrt{A_L} \left[C e^{-D(L/H)} \right]$$

$$C = 1.080 \ln(H) - 3.780$$

$$D = 0.067 \ln(H) - 0.027$$

Figura 3.22 Esfuerzos transversales máximos que se generan en la cara de concreto, sin juntas constructivas, al final del llenado del embalse

Con esta información es posible determinar como una primera aproximación, las compresiones y tensiones transversales máximas en cortinas con alturas entre 60.0 m y 180.0 m, un espaciamiento entre juntas verticales, S_j , entre 10.0 m y 30.0 m, y secciones de boquillas que satisfacen una relación $b/H = 0.5$. Para otras relaciones ancho del cauce / altura de la cortina, en la misma Fig. 3.22 se comparan los resultados con dos modelos, uno de ellos con una relación $b/H = 0$, y otro con $b/H = 1.0$. Estos tienen misma altura y talud del valle ($H = 60$ m, $T_v = 1.5$). Los errores correspondientes con respecto a los obtenidos con las expresiones analíticas propuestas son entre 10 y 25%, siendo mayor en el cálculo de las compresiones máximas, tal como se aprecia en la gráfica 3.22a. De esta manera, aunque estas expresiones son para una relación $b/H=0.5$, desde un punto de vista práctico, podrían aplicarse a presas con otras relaciones ancho del cauce / altura de la cortina, considerando un error de +/- 25%.

El procedimiento que se propone para estimar los esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto por llenado del embalse se describe a continuación:

1. De acuerdo con la geometría de la boquilla se determina la relación L/H y el área de la losa a partir de la siguiente expresión:

$$A_L = L_m H \sqrt{1 + T_c^2} \quad (3.4)$$

donde $L_m=(L+b)/2$ y $T_c=1.4$.

2. Se calculan las compresiones y tensiones máximas en la cara de concreto sin juntas (σ_y sin juntas), utilizando las funciones que se incluyen en la Fig. 3.22. Estas expresiones son válidas para modelos de PECC con un enrocamiento homogéneo, con taludes de la cortina aguas arriba y aguas abajo de 1.4:1 (H:V), que satisfacen una relación módulo de elasticidad del concreto-módulo del enrocamiento, $E_c/E_e = 10$, y un peso volumétrico del concreto, $\gamma_c = 2.4$ T/m².
3. Utilizando los valores de esfuerzos transversales calculados en el paso anterior, la relación L/H , y el espaciamiento entre juntas propuesto, S_j , se estiman los esfuerzos transversales máximos (σ_y) para una cara de concreto con juntas constructivas empleando de las expresiones que se muestran en la Tabla 3.5.

Cabe señalar que los valores reportados en las Figs. 3.21 y 3.22 dependen de las propiedades utilizadas en los modelos, tanto de los materiales de la cortina, como las de las juntas constructivas (ver Tablas 3.2 y 3.3). 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. Para presas de mayor altura ($H > 180$ m) se pueden extrapolar los resultados de los presentados en estas gráficas, si el comportamiento del material se mantiene en el intervalo elástico.

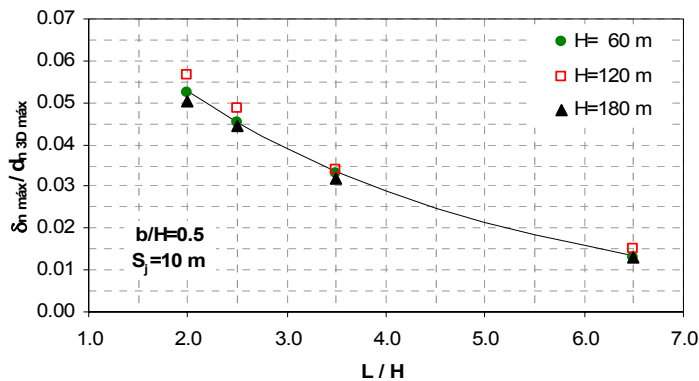
3.4.3 Desplazamientos en juntas verticales

De acuerdo con los resultados mostrados en la sección 3.3.4, las juntas centrales permanecerán totalmente cerradas y las dislocaciones en tales juntas serán mínimas, debido a los esfuerzos a compresión que se desarrollan en la zona central de la cara de concreto por la carga de agua. En la Fig. 3.23 se presentan las aberturas y dislocaciones máximas en las juntas verticales, para cortinas con diferente altura ($H = 60.0$ m, 120.0 m, y 180.0 m) y distintos taludes del valle, pero que satisfacen una relación $b/H = 0.5$. Se consideró conveniente normalizar estos desplazamientos de juntas con el desplazamiento normal máximo, $d_{n\ 3D\ max}$, de la losa (ver análisis dimensionales en el apéndice A.3), debido a que el movimiento de las losas en dirección del cauce del río, provocan aberturas y dislocaciones de las juntas verticales y perimetral.

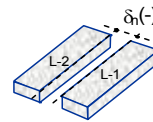
Claramente se aprecia cómo estos desplazamientos máximos en las juntas aumentan conforme el valle es más estrecho, lo cual es congruente con la variación de los esfuerzos transversales máximos que se muestran en la Fig. 3.21. Las aberturas máximas normalizadas describen casi una misma tendencia para cualquier altura de cortina, y en la misma gráfica se presenta la función que más se ajusta a estos valores (línea continua). En relación a las dislocaciones máximas normalizadas, éstas tienen tasas de variación diferentes conforme a la altura de cortina estudiada. La interpretación analítica correspondiente se anexa a la gráfica, donde las constantes A y B de la ecuación potencial que mejor se ajustó a los valores reportados están en función de la altura máxima de la cortina, H.

Es posible utilizar esta información para un diseño preliminar. El procedimiento que se propone para estimar las aberturas y dislocaciones máximas en juntas verticales por el llenado del embalse es el siguiente:

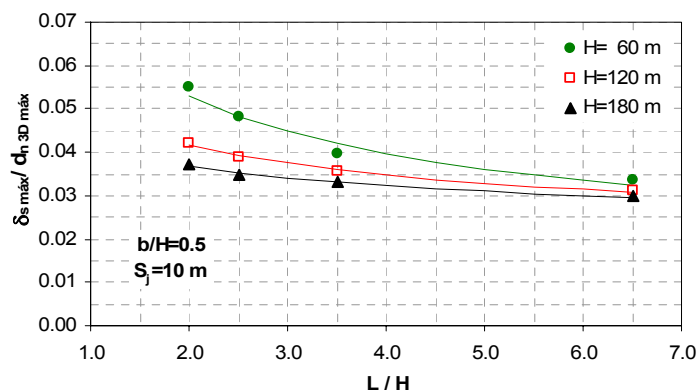
1. Se calcula el desplazamiento normal máximo ($d_{n\ 3D\ máx}$) de la cara de concreto por el llenado del embalse utilizando la ecuación 3.3.
2. Con el dato anterior y la relación L/H, se calculan las aberturas y dislocaciones máximas en juntas verticales utilizando las expresiones que se muestran en la Fig. 3.23.



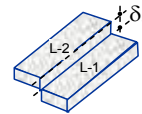
a) Aberturas máximas



$$\delta_{n\ máx} = d_{n\ 3D\ máx} \left[0.097 \exp^{-0.302(L/H)} \right]$$



b) Dislocaciones máximas



$$\delta_{s\ máx} = d_{n\ 3D\ máx} \left[A \left(\frac{L}{H} \right)^{-B} \right]$$

$$A = 0.518(H^{-0.487}) \quad B = 9.095(H^{-0.750})$$

Figura 3.23 Desplazamientos máximos en juntas verticales al final del llenado del embalse

En la Tabla 3.6 se indica en qué junta y a qué altura se presentan estas aberturas y dislocaciones máximas para cada modelo de cortina analizado. Estas juntas se localizan a una distancia horizontal (dirección -y-) a partir del centro de la losa (sección media), y la numeración de las juntas verticales es la que se indica en la Fig. 3.20, para cada sección de boquilla. En todos los casos, las dislocaciones máximas se presentan en la junta que se localiza al lado del pie del talud del valle, es decir en las juntas J-3, J-5 y J-6, que corresponden a una altura de cortina de 60.0 m, 120.0 m y 180.0 m, respectivamente. Estos desplazamientos tangenciales máximos se desarrollan en el tercio inferior de la junta cerca del plinto, indicando que en esta zona es donde se tienen los mayores desplazamientos relativos entre los paneles de concreto en dirección del cauce del río, debidos precisamente a la carga de agua.

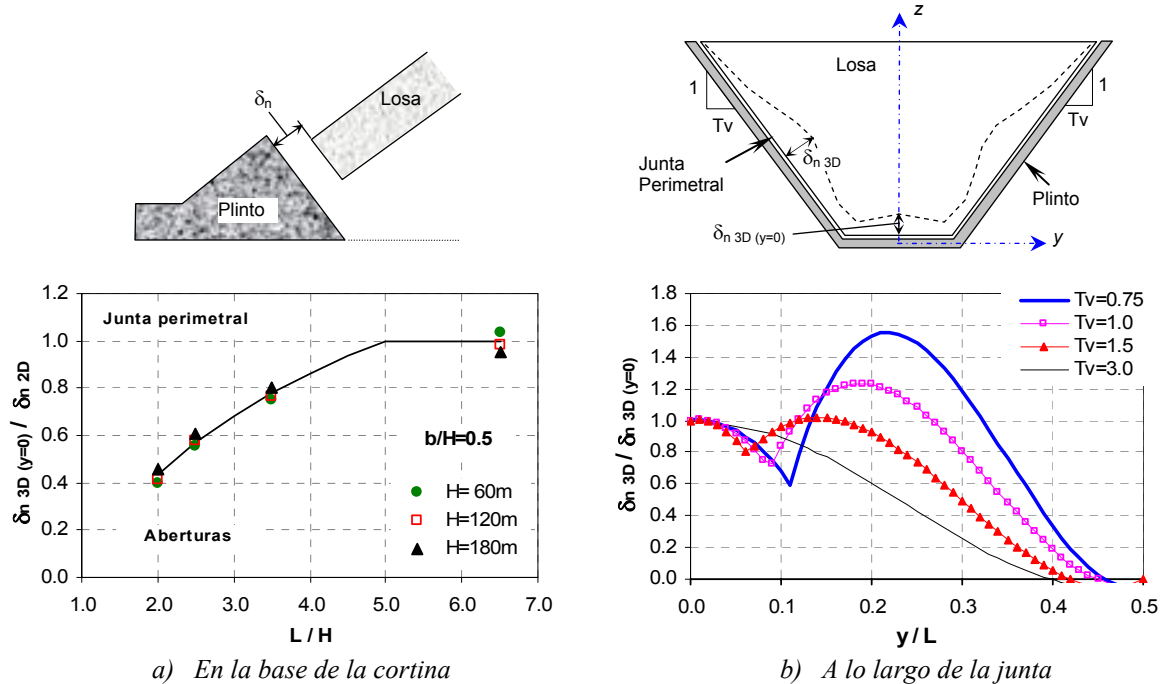
Las aberturas máximas se presentan también en la parte inferior de las juntas que se ubican cerca de los márgenes, donde se desarrollan las tensiones transversales máximas en la cara de concreto debido al llenado del embalse. Cuando el talud del valle es más tendido, la zona de tensión se recorre un poco más hacia los márgenes, y por lo tanto, las aberturas máximas se presentan en juntas más alejadas de la sección media de la cara de concreto.

Tabla 3.6 Ubicación de desplazamientos máximos de juntas verticales

H m	Tv:1 (H:V)	b m	S _j m	Aberturas máximas		Dislocaciones máximas	
				y (m)	z/H	y (m)	z/H
60.0	3.00	30.0	10.0	55.0 (J-6)	0.3	25.0 (J-3)	0.1
	1.50	30.0	10.0	45.0 (J-5)	0.4	25.0 (J-3)	0.1
	1.00	30.0	10.0	35.0 (J-4)	0.4	25.0 (J-3)	0.2
	0.75	30.0	10.0	35.0 (J-4)	0.6	25.0 (J-3)	0.2
120.0	3.00	60.0	10.0	90.0 (J-10)	0.2	40.0 (J-5)	0.06
	1.50	60.0	10.0	70.0 (J-8)	0.3	40.0 (J-5)	0.06
	1.00	60.0	10.0	60.0 (J-7)	0.3	40.0 (J-5)	0.1
	0.75	60.0	10.0	60.0 (J-7)	0.4	40.0 (J-5)	0.1
180.0	3.00	90.0	10.0	125.0 (J-13)	0.2	55.0 (J-6)	0.05
	1.50	90.0	10.0	105.0 (J-11)	0.3	55.0 (J-6)	0.05
	1.00	90.0	10.0	95.0 (J-10)	0.3	55.0 (J-6)	0.1
	0.75	90.0	10.0	85.0 (J-9)	0.3	55.0 (J-6)	0.1

3.4.4 Desplazamientos en la junta perimetral

En la Fig. 3.24 se presentan las aberturas que se desarrollan en el contacto losa-plinto por el llenado del embalse, en cortinas con distintas geometrías que satisfacen una relación $b/H = 0.5$, y un espaciamiento entre juntas verticales, $S_j = 10.0$ m, en la cara de concreto. Se muestran primero (Fig. 3.24a) las aberturas que ocurren en esta junta en la base de la cortina ($y = 0.0$ m) para cada modelo 3D, las cuales se normalizan con respecto a las aberturas que se desarrollan en el mismo punto de la junta pero en presas con valles muy amplios (modelos 2D). Se aprecia que estas aberturas de junta en la base de la cortina aumentan para relaciones L/H mayores (valles más amplios) aproximándose al caso 2D.

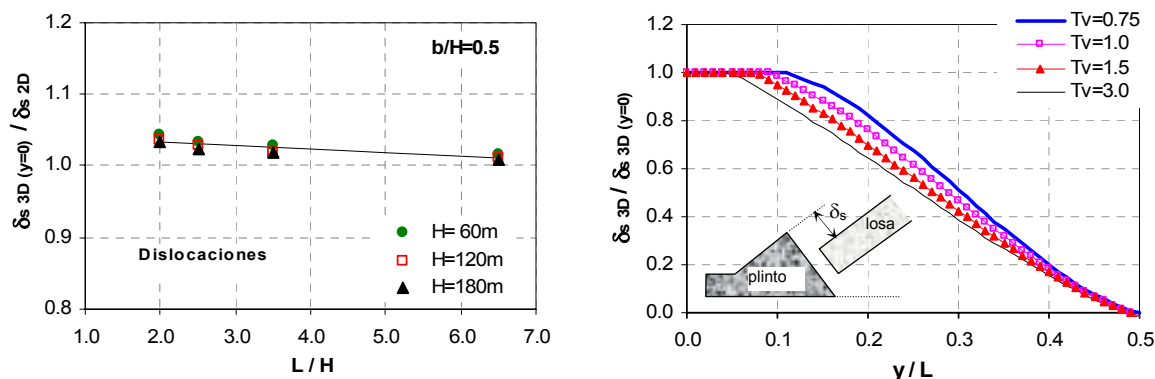


a) En la base de la cortina
 b) A lo largo de la junta
 Figura 3.24 Aberturas en la junta perimetral al final del llenado del embalse

En la Fig. 3.24b se muestra la variación de las aberturas en toda la junta perimetral (que por simetría de resultados se presenta solamente la mitad), las cuales se normalizan con la abertura que ocurre en la base de la cortina ($y = 0.0$ m) por el llenado del embalse en cada modelo 3D. Las curvas que se presentan en esta última gráfica son iguales para cualquier altura de cortina. Se observa también, que la posición donde ocurren las aberturas máximas a lo largo de la junta perimetral depende de la inclinación del talud del valle. Cuando éste es más estrecho ($T_v=0.75$), las aberturas máximas se presentan a una distancia $y/L = 0.22$, y se alcanzan valores de hasta 1.55 veces la abertura que ocurre en esta junta para $y/L = 0.0$. Cuando el valle es más amplio ($T_v = 3.0$) estas aberturas máximas ocurren en la base de la cortina.

Es importante señalar que en los extremos de la junta, para y/L entre 0.4 y 0.5, las aberturas son nulas debido a que el llenado del embalse no alcanza la altura máxima de la cortina, existe un bordo libre (B_L) que satisface una relación $B_L/H = 0.082$ en todos los modelos. Esto genera compresiones en los extremos superiores de la cara de concreto, y por lo tanto cierres en estos tramos de la junta perimetral.

En la Fig. 3.25 se muestran las dislocaciones (desplazamientos tangenciales) que se generan en la junta perimetral por el llenado del embalse. En la primera gráfica (Fig. 3.25a) las dislocaciones que ocurren en esta junta en la base de la cortina ($y = 0.0$ m), se normalizan con respecto a las dislocaciones que se desarrollan en el mismo punto de la junta pero en presas con valles muy amplios (modelo 2D). Aunque estos desplazamientos prácticamente no varían con relación al caso 2D, estos se incrementan cuando el valle es más estrecho.



a) En la base de la cortina

b) A lo largo de la junta

Figura 3.25 Dislocaciones en la junta perimetral al final del llenado del embalse

En la Fig. 3.25b se presenta la variación de las dislocaciones a lo largo de la junta perimetral, las cuales se normalizan con la dislocación que se desarrolla en la base de la cortina ($y = 0.0$ m) por el llenado del embalse en cada modelo. Se aprecia que las dislocaciones máximas en la junta perimetral por llenado del embalse se desarrollan en la base de la cortina, disminuyendo conforme se avanza hacia los extremos de la junta. Nuevamente estas curvas son iguales para cualquier altura de cortina.

Evidentemente las aberturas y dislocaciones en la junta perimetral por llenado, aumentan con la altura de la cortina, lo cual es resultado de una mayor deformación de la losa cuando la componente normal de la carga de agua es mayor. En las Figs. 3.24a y 3.25a, los desplazamientos normalizados describen casi una misma tendencia (línea continua) para cualquier altura de cortina. En la Tabla 3.7 se presentan las expresiones que mejor se ajustan a los valores reportados en estas gráficas.

Tabla 3.7 Funciones para determinar los desplazamientos de la junta perimetral por llenado del embalse en la base de la cortina ($y = 0$ m)

Aberturas	Dislocaciones
$\delta_{n,3D}(y=0) = \delta_{n,2D} \left[0.619 \ln \left(\frac{L}{H} \right) + 0.003 \right] \quad \text{para } 2.0 \leq \frac{L}{H} \leq 5.0$	$\delta_{s,3D}(y=0) = \delta_{s,2D} \left[1.044 e^{-0.005(L/H)} \right]$

Estas expresiones pueden usarse para una estimación preliminar de las aberturas y dislocaciones que se desarrollan en la junta perimetral por llenado del embalse. El procedimiento que se propone es el siguiente:

1. Se calculan la abertura y dislocación ($\delta_{n,2D}$, $\delta_{s,2D}$) en el contacto losa-plinto a partir de un análisis 2D utilizando la sección máxima de la cortina (ver Fig. 3.3a) por llenado del embalse. En estos análisis debe considerarse un enrocamiento homogéneo con taludes de la cortina aguas arriba y aguas abajo de 1.4:1.0 (H:V).
2. De acuerdo con la geometría de la boquilla se determina la relación L/H , y se calculan las

aberturas y dislocaciones ($\delta_{n\ 3D\ (y=0)}$, $\delta_{s\ 3D\ (y=0)}$) en la junta perimetral en la posición $y = 0.0$ m, utilizando las expresiones que se muestran en la Tabla 3.7.

3. Para conocer la distribución de estos desplazamientos a lo largo de la junta perimetral, se utilizan las curvas de las gráficas 3.24b y 3.25b, que están en función del talud del valle y de los desplazamientos: $\delta_{n\ 3D\ (y=0)}$ y $\delta_{s\ 3D\ (y=0)}$, calculados en el punto 2.

Es importante señalar que los valores y expresiones reportados en este apartado dependerán también de los valores de las rigideces normal y cortante de juntas utilizadas en estos análisis (Tabla 3.3). Para valores mayores a los considerados en estos análisis, el comportamiento de la cara de concreto se aproximará a la de una losa sin juntas, y por consiguiente los movimientos relativos en cada una de las interfaces serán casi nulos. El efecto de la variación de las rigideces de juntas se presenta con detalle en el Anexo B, aunque en tales resultados se utilizó una geometría de cortina constante, sirve de base para cuando se utilicen diferentes valores de rigideces de juntas.

3.5 Influencia de la Zonificación del Enrocamiento en la Cara de Concreto

En este apartado se considera que el cuerpo de la cortina está formado por dos enrocamientos (A y B) de diferente rigidez, tal como se muestra en la Fig. 3.26, donde el talud interno, que se define por la variable $T_i:1$ (H:V), marca la frontera entre estos dos materiales. El tipo A, ubicado en el talud aguas arriba, es más rígido que el tipo B, de acuerdo con el diseño tradicional de este tipo de PECC (ver sección 2.1).

El objetivo particular de estos análisis es determinar el talud interno, T_i , que proporcione el mínimo volumen de material más rígido (más costoso), tal que el incremento de los desplazamientos normales al plano de la losa al final del llenado del embalse no genere daños a la losa como agrietamientos que favorezcan el flujo de agua a través de ella.

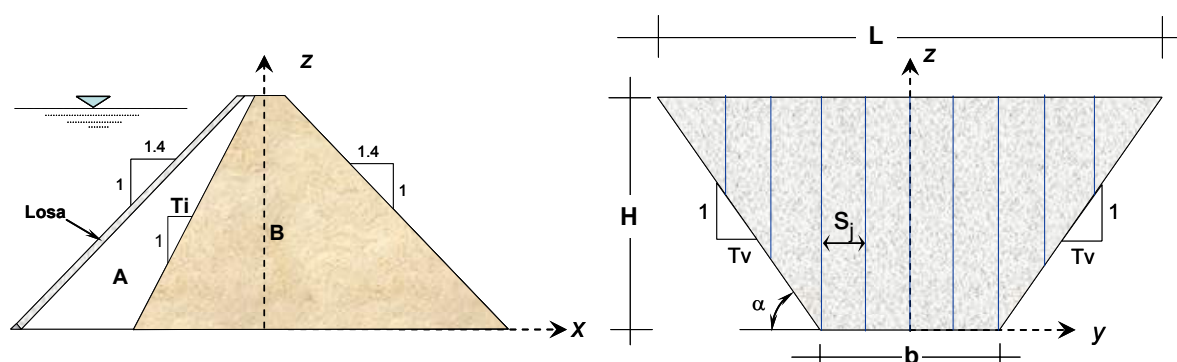


Figura 3.26 Modelo geométrico para un enrocamiento zonificado

Se evaluará el efecto de la zonificación en el comportamiento de la losa de concreto al final del llenado del embalse, a partir de la deformación de la cara de concreto, de los esfuerzos de compresión y tensión en el plano de la losa, y de los desplazamientos en juntas verticales y perimetral. La cuantificación de estas variables es indispensable para el diseño adecuado de los paneles de concreto y de las juntas.

Para poder apreciar únicamente el efecto de la zonificación del enrocamiento en el comportamiento de la cara de concreto ante el llenado del embalse, se mantuvieron constantes todos los demás parámetros geométricos y sólo se varía T_i , considerando las siguientes pendientes: 0.0:1, 0.35:1, 0.70:1 y 1.05:1 (H:V). Aunque para evaluar el efecto de T_i sólo se utilizó una sección de boquilla constante ($H = 60.0$ m, $b = 30.0$ m, $T_v = 1.0$, y $S_j = 10.0$ m) con una relación de estrechez del valle, $L/H = 2.5$, los resultados son indicativos también para PECC con otras características geométricas. 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, tal como se muestra en la Fig. 3.26; es decir, conforme T_i es mayor se tiene en conjunto un enrocamiento más deformable.

En estos análisis se consideró que el enrocamiento A es dos veces más rígido que el B, empleándose las propiedades que se presentan en la Tabla 3.8. Las propiedades de la losa, del plinto y de las juntas constructivas son iguales a las que se presentan en las Tablas 3.2 y 3.3, respectivamente.

Tabla 3.8 Propiedades de los modelos de PECC

Propiedad	Enrocamiento A	Enrocamiento B
Peso volumétrico, γ , t/m ³	2.0	1.8
Módulo de Elasticidad, E, t/m ²	10,000	5,000
Relación de Poisson, ν	0.3	0.3

3.5.1 Desplazamientos normales en la cara de concreto

En la Fig. 3.27 se presentan los desplazamientos normales, d_n , que se generan en la cara de concreto a lo largo de su sección media ($y = 0.0$ m), los cuales se normalizan 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 (tipo A), que correspondería a la condición más rígida de los casos analizados en esta sección. La deformada para esta última condición se incluye en la misma gráfica con línea continua.

Estos resultados muestran una evidente relación entre la deflexión de la losa y la rigidez del enrocamiento. Para valores crecientes de T_i (talud interno más tendido) los desplazamientos normales al plano de la losa son mayores debido a que se tiene una cortina que se integra con una mayor cantidad de material tipo B, el cual es más deformable. De estos resultados resulta interesante puntualizar que para un talud T_i entre 0.0 y 0.35, las deflexiones de la losa prácticamente son idénticas al modelo donde se tiene un enrocamiento homogéneo. Se aprecia también que la posición donde se presentan las deflexiones máximas se desplaza hacia la corona de la cortina al aumentar T_i . Los máximos se localizan a una altura, z/H , que varía de 0.4 (enrocamiento más rígido) a 0.5 (enrocamiento menos rígido).

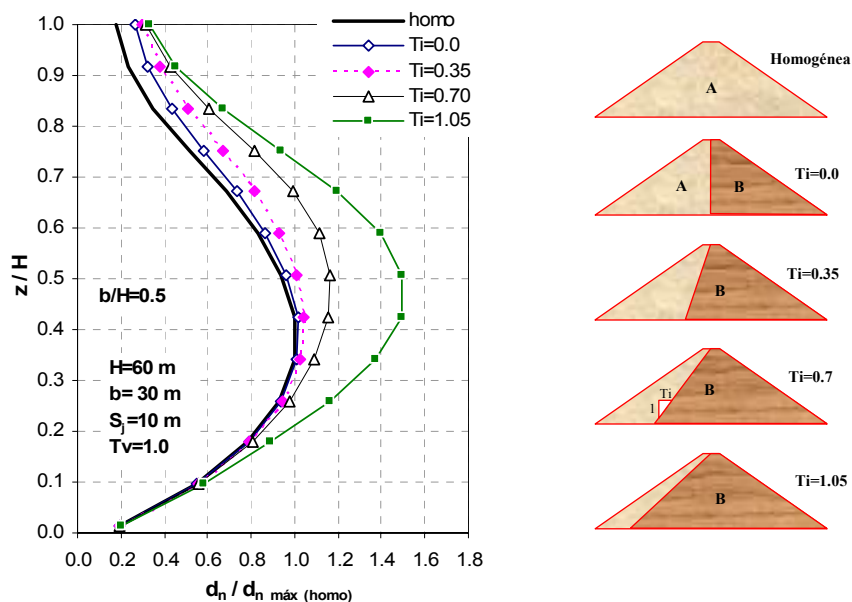


Figura 3.27 Desplazamientos normales en la sección media de la cara de concreto por llenado del embalse

Otro aspecto importante que propicia la generación de grietas horizontales en la cara de concreto, es que las deformadas tienen doble curvatura. La elástica correspondiente a $T_i = 0.0$ muestra una mayor curvatura en la parte superior que las correspondientes a $T_i = 0.35$ y $T_i = 0.7$, 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 Fig. 3.27, aunque para $T_i = 0.5$ este máximo se presentaría a una cota ligeramente superior.

3.5.2 Esfuerzos a compresión y tensión en el plano de la losa

En la Fig. 3.28 se presentan, para diferentes valores de T_i , los esfuerzos transversales, σ_y , que se generan en los paneles de concreto ante el llenado del embalse, a lo largo de dos elevaciones: para $z/H = 0.4$ (donde se presentan las mayores compresiones en el centro de la cara de concreto), y para $z/H = 0.3$ (donde se desarrollan las tensiones máximas en las márgenes). Estos esfuerzos se normalizaron con respecto al esfuerzo transversal máximo (valor absoluto) que se genera en el centro de la cara de concreto de una cortina homogénea (integrada únicamente por el enrocamiento tipo A), a la elevación correspondiente. En las abscisas la distancia $-y-$ se normaliza con respecto a L_z , que es el ancho del valle a la elevación $-z-$.

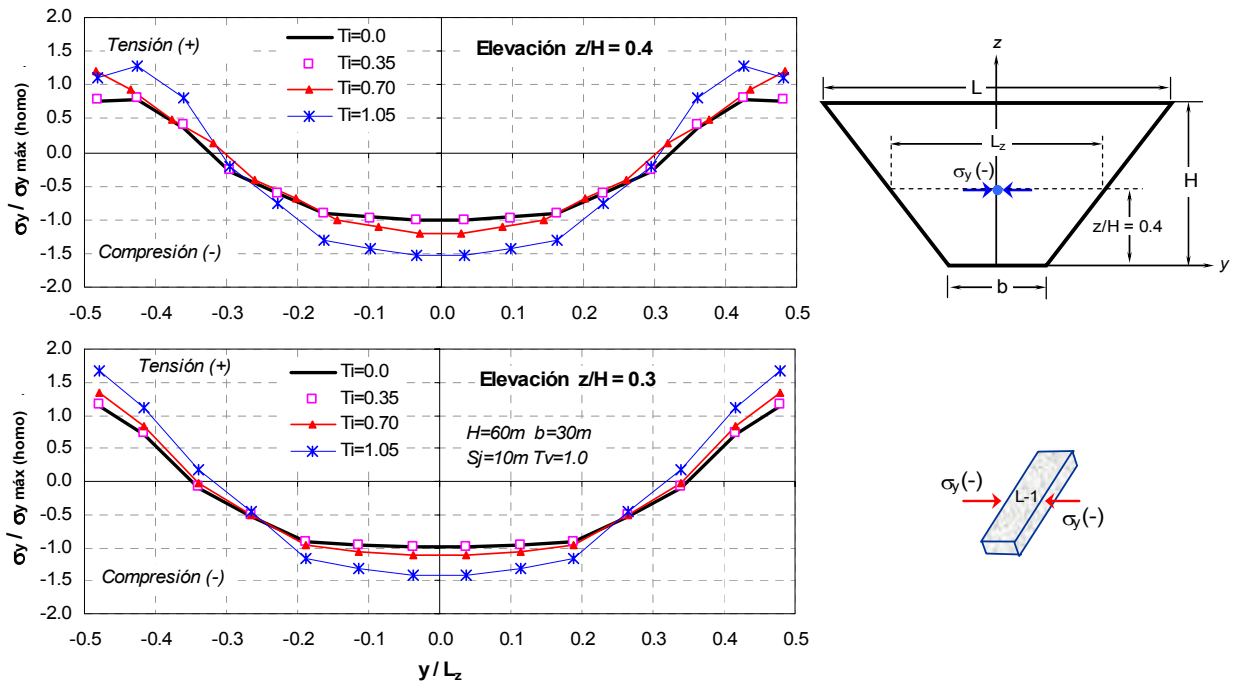


Figura 3.28 Esfuerzos transversales en la losa al final del llenado del embalse, efecto de T_i

Los esfuerzos transversales, σ_y , a compresión y tensión aumentan cuando el terraplén es más deformable (T_i es mayor), debido a que se tiene una mayor deflexión de la cara de concreto (ver Fig. 3.27). Sin embargo, estos esfuerzos prácticamente no cambian para valores de T_i entre 0.0 y 0.35, e incluso varían muy poco cuando $T_i = 0.70$. En las zonas donde se presentan los valores máximos, tanto las compresiones como las tensiones pueden aumentar hasta 1.5 veces los esfuerzos correspondientes a una cortina homogénea, para el caso de $T_i = 1.05$.

De acuerdo con lo presentado en la sección 3.3.3, también es importante conocer la magnitud de los esfuerzos longitudinales, σ_v , (ver Fig. 3.3b), que se generan en la losa ante el llenado del embalse. Estos son de mayor magnitud que los transversales (a compresión y tensión) y los responsables del posible agrietamiento horizontal en los paneles de concreto. Como se mencionó en dicha sección, las zonas de compresión longitudinal máximas se presentarán en los paneles centrales, en su tercio medio. También, las tensiones longitudinales máximas se generan en las mismas losas centrales, pero en sus extremos, principalmente cerca del plinto. Esto se ilustra en la Fig. 3.29 donde se presentan los esfuerzos longitudinales, σ_v , a lo largo del panel central (sección media), para cada tipo de zonificación del enrocamiento, incluyendo la que corresponde a una cortina homogénea (línea continua). Estos esfuerzos se normalizan con respecto a la relación $\gamma_c A_L^{0.5}$, donde γ_c es el peso volumétrico del concreto ($\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$) y A_L es el área de la losa.

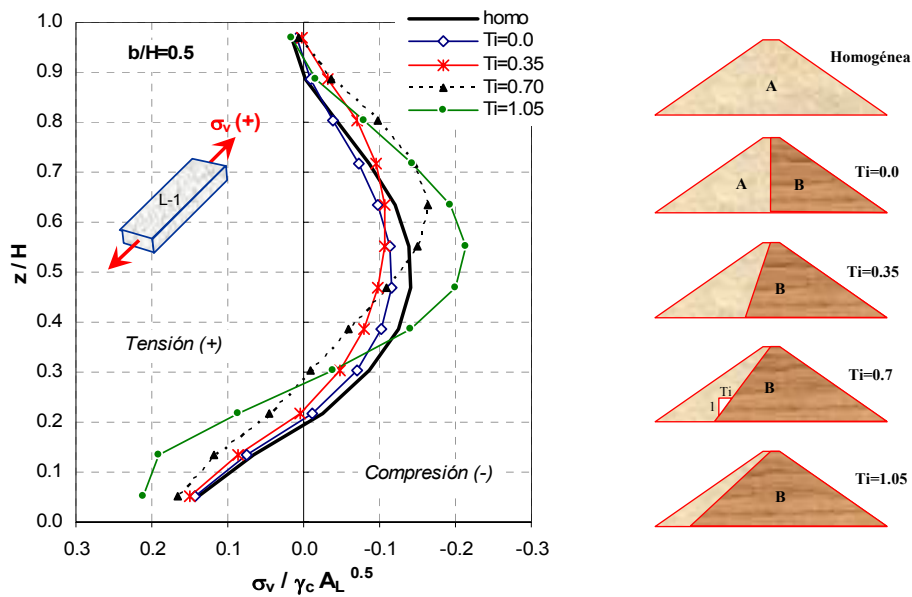


Figura 3.29 Esfuerzos longitudinales en el panel central de la losa al final del llenado del embalse, efecto de T_i

En estos resultados se aprecia que cuando T_i tiene valores entre 0.0 y 0.35, las compresiones longitudinales máximas, que se presentan entre 0.5 y 0.6 de H en la losa central al final del llenado del embalse, disminuyen con respecto al caso homogéneo, mientras que las tensiones longitudinales aumentan, aunque en general, las diferencias entre ellas no son significativas. Para los demás casos, los esfuerzos longitudinales se incrementan conforme el parámetro T_i aumenta. Estos resultados muestran que un valor de $T_i = 0.35$ proporcionaría un menor costo e igual beneficio, con relación a los casos $T_i = 0.0$ y homogéneo. Estos comentarios son extensivos para valores de $T_i = 0.5$.

De acuerdo con lo presentado en éste y apartados anteriores, 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 axiales en ambas direcciones (transversal y longitudinal), principalmente en la zona central de la cara de concreto donde las compresiones podrían incrementarse considerablemente. Esto afectará el comportamiento de las juntas verticales ubicadas en el centro de la losa, que en combinación con un valle más estrecho y una cortina de mayor altura, estarían

sometidas a esfuerzos de compresión excesivos, lo cual podría provocar su ruptura, tal como ocurrió en la presa Campos Novos en Brasil de 202 m de altura (Pinto, 2007). En el inciso 3.6 se aborda con más detalle el caso de esta presa.

3.5.3 Aberturas y dislocaciones en juntas verticales y perimetral

Las aberturas y dislocaciones máximas se desarrollan en aquellas juntas verticales cercanas a las laderas (ver sección 3.3.4). En la Fig. 3.30 se grafican las aberturas, δ_n , que se desarrollan a lo largo de la junta J-4 por llenado del embalse, y las dislocaciones, δ_s , a lo largo de la junta J-3, para diferentes valores de T_i . Las juntas J-3 y J-4 se ubican del centro de la losa a distancias de $y = 25.0$ m y 35.0 m, respectivamente (ver Fig. 3.16a). Estos desplazamientos se normalizan con respecto a las aberturas y dislocaciones que se presentan en las mismas juntas para el caso de enrocamiento homogéneo (tipo A).

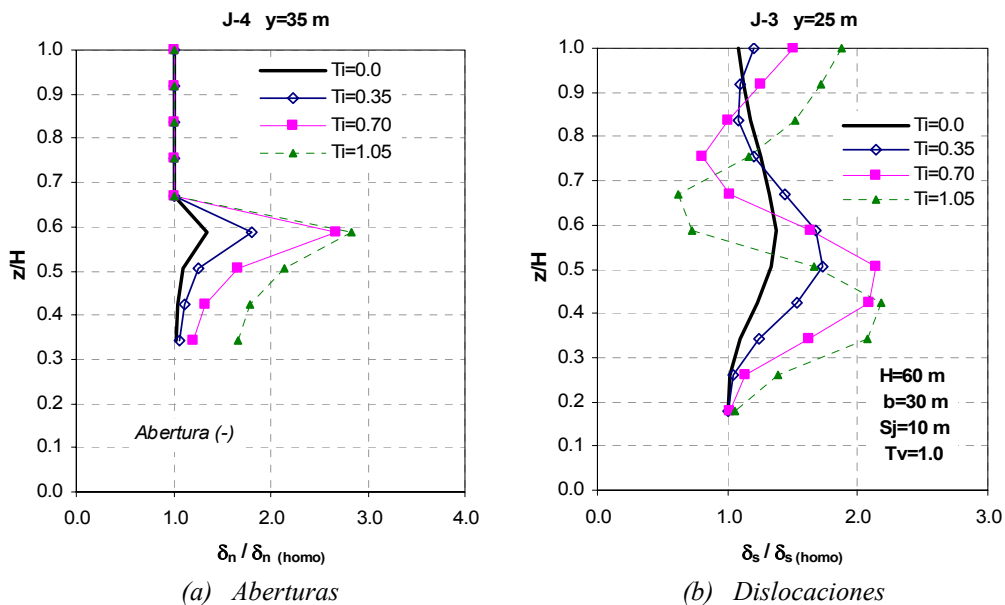


Figura 3.30 Desplazamientos en juntas verticales al final del llenado del embalse, efecto de T_i

Para un terraplén más deformable (mayor T_i) las relaciones de aberturas zonificado/homogéneo, aumentan, a lo largo de la junta J-4 (Fig. 3.30a). Estas relaciones alcanzan valores hasta casi 3.0 veces ($T_i = 1.05$) la abertura que se presenta en una cortina homogénea para $z/H = 0.6$, esto debido a que los esfuerzos transversales a tensión en esta zona también aumentan cuando se tiene un enrocamiento que en conjunto es más deformable (ver Fig. 3.28). También se aprecia un aumento del desplazamiento por cortante (dislocación) a lo largo de la junta J-3 cuando T_i es mayor, hasta 2.2 veces la dislocación que se desarrolla en una cortina homogénea para $z/H = 0.4$ (Fig. 3.30b). Para valores de T_i entre 0.0 y 0.35 prácticamente los desplazamientos a lo largo de las juntas verticales (aberturas y dislocaciones) son similares en la parte inferior de las juntas, donde se desarrollan los máximos por llenado (Fig. 3.16).

En relación con la junta perimetral, la deformabilidad del enrocamiento afectará su comportamiento como se muestra en la Fig. 3.31, donde se grafican las aberturas, δ_n , y dislocaciones, δ_s , a lo largo del contacto losa-plinto, normalizados con respecto a los desplazamientos que ocurren en la junta perimetral en una cortina homogénea (enrocamiento tipo A). 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 a lo largo de este contacto. Las aberturas que se presentan en la base de la cortina ($y/L = 0.0$), alcanzan valores hasta 1.5 veces ($Ti = 1.05$) la abertura que se genera en la junta perimetral en una cortina homogénea. Nuevamente, para valores de Ti entre 0.0 y 0.35 estas aberturas a lo largo del contacto losa-plinto prácticamente no cambian con respecto al caso homogéneo, e incluso varían muy poco cuando $Ti = 0.70$. Aunque estos factores aumentan cerca de los extremos de las juntas ($y/L = 0.4$), no influyen de manera importante, debido a que en estos tramos de la junta las aberturas por llenado son casi nulas (ver Fig. 3.18).

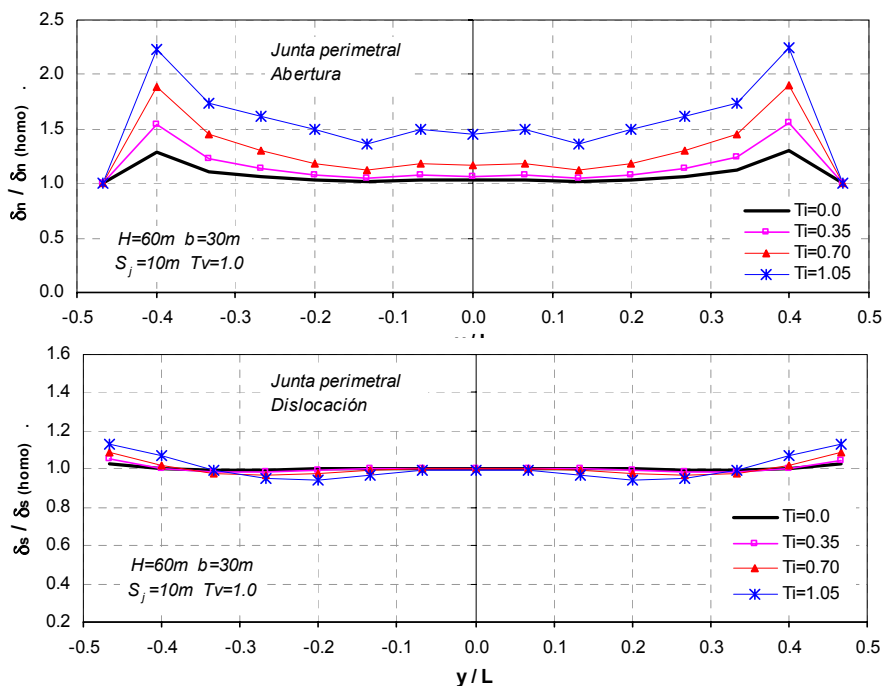


Figura 3.31 Abertura y dislocación en la junta perimetral al final del llenado del embalse, efecto de Ti

La dislocación de la junta perimetral, que es quizás la componente de desplazamiento más crítica en el comportamiento del contacto losa-plinto, no parece ser afectada por la rigidez del enrocamiento. Seguramente una evaluación más local de las condiciones de la junta podría mostrar algunos efectos en esta componente, es decir, una disminución de la rigidez del material de apoyo de la losa en su perímetro, ocasionaría un mayor deslizamiento cortante de la junta perimetral.

Conforme a los resultados obtenidos en este estudio, taludes Ti entre 0.35 y 0.70 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 $Ti = 0.5$ y su comportamiento ha sido bueno, de hecho superior que el de la cortina del P. H. Aguamilpa ($Ti = 0$). Desde luego que puede argumentarse, en favor de ésta, que la compactación fue deficiente. De cualquier manera, los comportamientos de estas dos presas son congruentes con los resultados teóricos obtenidos. Sin embargo, esto es únicamente considerando la condición de trabajo por llenado del embalse, resulta interesante determinar si esta recomendación permanece así ante un evento sísmico.

3.6 Efecto de una Zona Compresible debajo de la Cara de Concreto

Mucho se ha comentado sobre lo ocurrido en la presa Campos Novos en Brasil (202 m de altura), que durante el primer llenado del embalse se presentaron rupturas a lo largo de juntas verticales en el centro de la cara de concreto y una grieta horizontal a una elevación entre 0.3 y 0.4 de H (donde H es la altura máxima de la cortina). Varias son las causas que posiblemente provocaron tal falla en la cara de concreto, sin embargo, en la forma como se presentaron estas rupturas y grietas, de acuerdo con las Figs. 3.32 y 3.33, es posible afirmar que se debieron a excesivos esfuerzos a compresión que se desarrollaron axialmente en el centro de la losa en los sentidos transversal y longitudinal.



Figura 3.32 Aspecto de la cara de concreto después del vaciado del embalse, Presa Campos Novos, Brasil (Xavier et al., 2007)



(a) Junta vertical entre las losas 16 - 17



(b) Grieta horizontal

Figura 3.33 Aspectos de las rupturas y grietas en la cara de concreto durante el primer llenado del embalse, Presa Campos Novos, Brasil (Xavier et al., 2007)

De acuerdo con los resultados presentados en este capítulo, 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, tal como se describirá en esta sección.

Como se ha mencionado, al final del llenado del embalse, los esfuerzos máximos a compresión se desarrollan en la zona central de la cara de concreto, debido a que la deflexión máxima de las losas se incrementa hacia el centro del cañón, en la dirección del cauce. Las compresiones máximas en la dirección transversal se desarrollan aproximadamente a una elevación entre 0.3 y 0.4 de H, mientras que en la dirección longitudinal las mayores compresiones en la cara de concreto se generan a una elevación $z/H = 0.5$ (ver Figs. 3.11 y 3.14 respectivamente). Esto nos indica que si llegara a presentarse una grieta horizontal en la cara de concreto sería a una elevación de 0.5 de H. La grieta horizontal en la presa Campos Novos ocurrió a una elevación aproximada entre 0.3 y 0.4 de H (ver Fig. 3.32).

También los resultados presentados en este trabajo, muestran que en un valle más estrecho, a pesar de que las deflexiones de la losa disminuyen (debido al efecto de arqueado), los esfuerzos biaxiales a compresión en la cara de concreto pueden aumentar, tal como se aprecia en las Figs. 3.12 y 3.15. Por otra parte, la altura de la cortina es un factor que evidentemente afectará el estado de esfuerzos en la membrana, puesto que la presión hidrostática aumenta con la altura de la presa (ver sección 3.4.2). En lo que respecta a la deformabilidad del enrocamiento, de acuerdo con lo presentado en la sección 3.5, tanto los esfuerzos transversales como longitudinales (en la cara de concreto) aumentan ante una zonificación del enrocamiento que en conjunto es más deformable (ver Figs. 3.28 y 3.29).

La posibilidad de que una grieta horizontal se presente en la cara de concreto entre 0.3 y 0.4 de H al final del llenado del embalse crece al tener un material más deformable cercano a la losa, lo cual puede ocurrir ante posibles deficiencias en su compactación, es decir, una zona de material de apoyo de la losa mal compactado. Para evaluar el efecto de esta consideración, se utilizó el modelo de cortina de 180 m de altura, con taludes aguas arriba y abajo 1.4:1 (H:V), taludes del valle 1:1 (H:V), y espaciamiento entre juntas verticales a cada 15 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 Fig. 3.34.

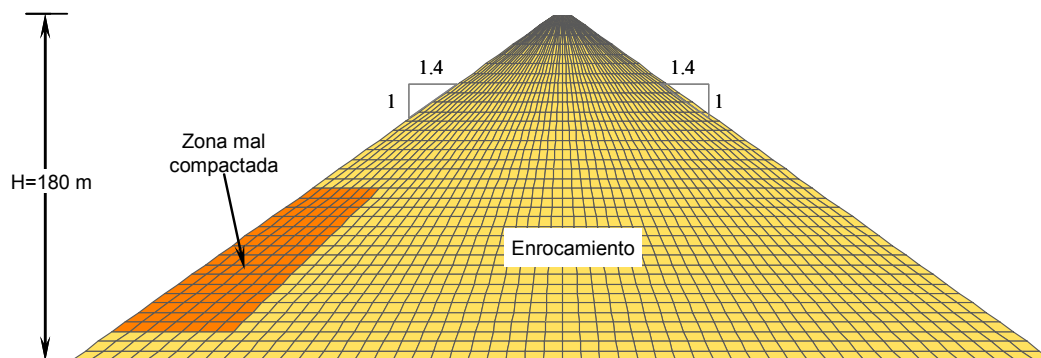


Figura 3.34 Modelo de presa de 180 m de altura con una zona mal compactada

El material mal compactado se localiza entre las elevaciones de 15.0 a 90.0 m, profundizándose en el terraplén 40.0 m, y una longitud 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 3.9. La cara de concreto tiene un espesor constante $t_d = 0.5$ m, y sus propiedades, junto con las del plinto y de las juntas son iguales a las que se presentan en las Tablas 3.2 y 3.3, respectivamente.

Tabla 3.9 Propiedades del modelo de PECC de 180 m de altura

Propiedad	Enrocamiento	Zona MC
Peso volumétrico, γ , t/m ³	2.0	1.8
Modulo de Elasticidad, E, t/m ²	10,000	5,000
Relación de Poisson, ν	0.3	0.3

La Fig. 3.35 presenta los desplazamientos normales, d_n , a lo largo de la sección media de la cara de concreto, normalizados con respecto a los desplazamientos normales que se tienen cuando el enrocamiento es homogéneo bien compactado. Se aprecia claramente el incremento de estos desplazamientos cuando se considera un material de apoyo de la losa mal compactado (Zona MC), a una elevación, z/H , entre 0.1 y 0.5. Estos desplazamientos normales alcanzan valores de hasta 1.4 veces ($z/H=0.3$) los desplazamientos que se presentan en el caso homogéneo.

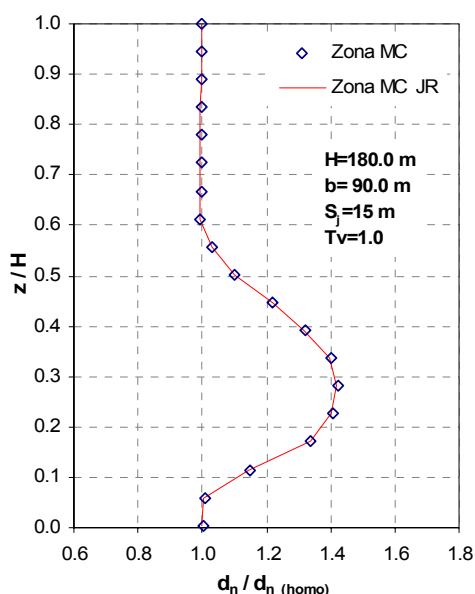


Figura 3.35 Desplazamiento normal en la losa de concreto al final del llenado del embalse

También se incluyen, en esta gráfica, los desplazamientos normales cuando se tiene una losa con juntas verticales rígidas (Zona MC JR), es decir, sin ningún relleno compresible en 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 ($k_n = 10,000 \text{ t/m}^2/\text{m}$). Se observa (Fig. 3.35) que la rigidez de las juntas verticales no afecta la deflexión de la losa en su sección media, lo cual muestra nuevamente que la deformación del elemento impermeable depende primordialmente de la deformación del enrocamiento de apoyo.

En la Fig. 3.36 se presentan los esfuerzos transversales, σ_y , que se desarrollan a lo largo de dos 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 ($\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$), y H es la altura máxima de la cortina. Se aprecia nuevamente el incremento en los esfuerzos transversales en el centro de la cara de concreto ($y = 0.0 \text{ m}$), principalmente las compresiones (valores negativos), al considerar un enrocamiento de apoyo de la losa mal compactado (Zona MC).

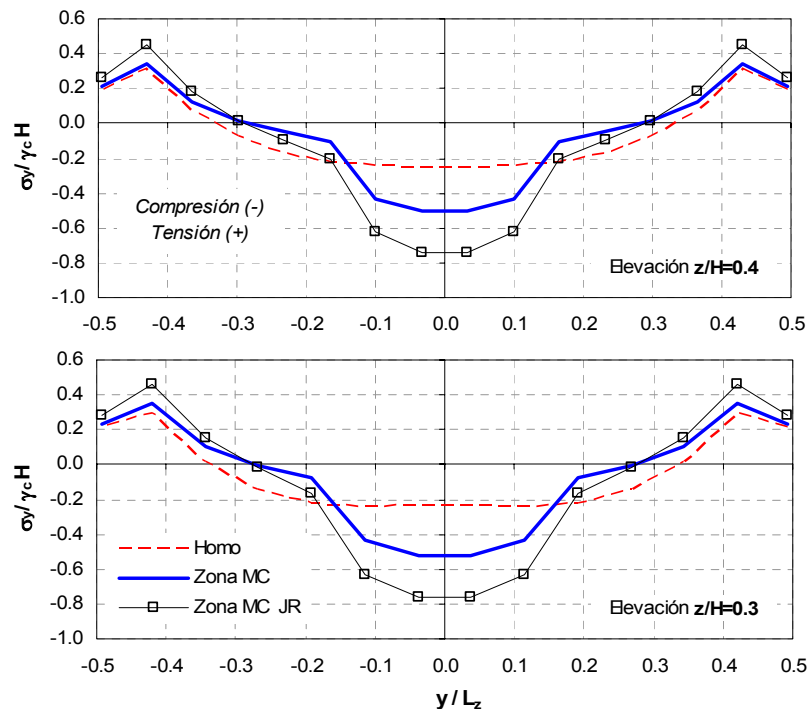


Figura 3.36 Esfuerzos transversales a lo largo de dos ejes horizontales al final del llenado del embalse

Lo que resulta importante puntualizar es 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 aún más, casi al doble con relación al modelo que considera juntas verticales blandas (Zona MC).

Para complementar los resultados anteriores, en la Fig. 3.37 se presentan los esfuerzos longitudinales (σ_v) normalizados con respecto a la relación $\gamma_c H$, generados a lo largo de dos ejes horizontales a las elevaciones de 0.4 y 0.5 de H. Se aprecia nuevamente que 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.

Es interesante señalar que al considerar una zona mal compactada, las compresiones máximas ya no se desarrollan a una elevación z/H de 0.5 como en el caso homogéneo (homo), sino a una elevación de 0.4 de H. Entonces, estos análisis demuestran que si en la zona indicada en la Fig. 3.34 hay enrocamiento dos veces más compresible que el resto del pedraplén, la grieta horizontal se debe formar a una altura aproximada a $z/H = 0.4$, como la que se presentó en la presa Campos Novos, en Brasil. Es posible que existan otras distribuciones de compresibilidad en el cuerpo del terraplén que produzcan similar ubicación de la grieta, sin embargo, es evidente que un pedraplén más compresible cerca de la cara de concreto pondrá en riesgo su seguridad. 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.

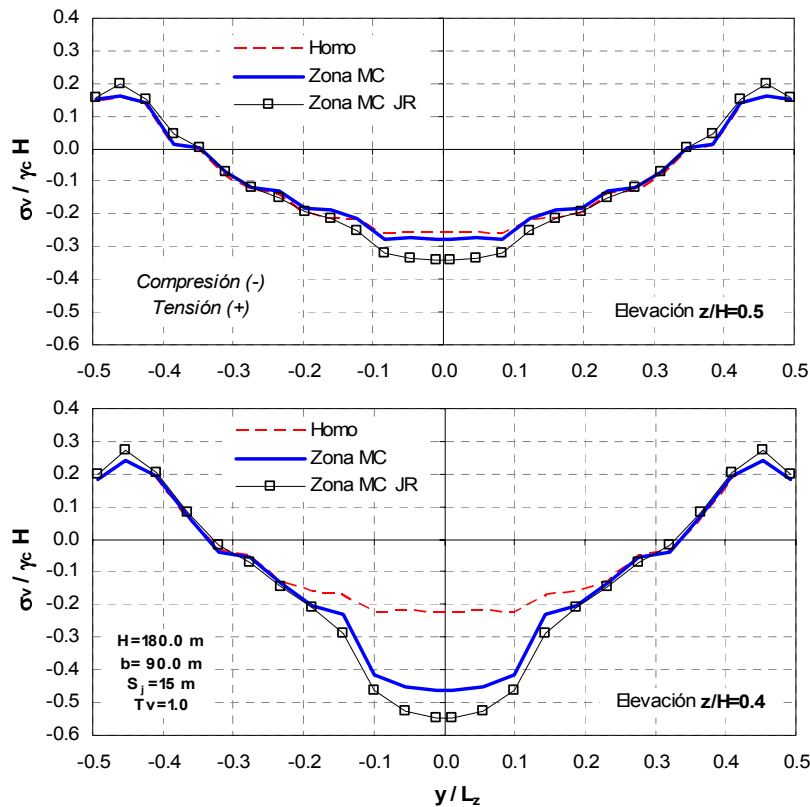


Figura 3.37 Esfuerzos longitudinales a lo largo de dos ejes horizontales al final del llenado del embalse

Los resultados presentados en este capítulo muestran cómo se comporta la cara de concreto al final del llenado del embalse. La deflexión de la losa de concreto, las aberturas y dislocaciones en las juntas verticales y perimetral (que están estrechamente relacionadas con los esfuerzos a compresión y a tensión que se desarrollan en la cara de concreto) coinciden con lo registrado en PECC reales (Giudici *et al.*, 2000), al menos cualitativamente. Esto da soporte a los modelos 3D utilizados, los cuales incluyen elementos de interfaz para modelar apropiadamente el fenómeno de interacción losa-enrocamiento-plinto, únicamente faltaría mostrar su comportamiento ante carga sísmica, lo cual se aborda en el capítulo siguiente.

CAPITULO 4

RESPUESTA SÍSMICA 3D DE LA CARA DE CONCRETO

Es importante conocer el comportamiento de las presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC) ante solicitaciones dinámicas, y principalmente el efecto de un sismo severo en el elemento impermeable de este tipo de cortinas, el cual está integrado por un sistema de paneles o losas de concreto y juntas constructivas (verticales, horizontales y perimetral). Aunque casi toda el área de la membrana se encuentra a compresión biaxial al final del llenado del embalse, existen zonas de tensión, principalmente cerca de los taludes del valle, que provocan la separación o la abertura de juntas, así también como el agrietamiento potencial del concreto. Cuando la cortina está expuesta a un sismo, estos desplazamientos de juntas y fisuras en el concreto pueden desarrollarse hasta llegar a romper los sellos y/o se formen grietas grandes, permitiendo una infiltración más copiosa de agua.

Los conocimientos que se tienen hasta el momento sobre el comportamiento sísmico de presas de tierra y enrocamiento provienen esencialmente de la observación del comportamiento de prototipos durante eventos sísmicos a través de las respuestas registradas, por experimentos hechos con modelos físicos en laboratorios (mesas vibratorias, centrífugas, etc.), y por investigaciones analíticas.

Para PECC el único caso relativamente bien documentado es el de la presa Cogoti con sólo 85 m de altura, construida en Chile al final de la década de los treinta. Esta presa se construyó con enrocamiento suelto en estado seco, y fue sacudida en 1943 por un sismo con una magnitud de 7.9 y una distancia epicentral del sitio de la presa de aproximadamente 90 km que produjo una aceleración máxima del terreno de 0.19 g (donde g es la aceleración de la gravedad). No hubo daño a la losa de concreto de 80 cm de espesor en la base y 20 cm en la corona. El sismo ocasionó un asentamiento instantáneo en la cresta de 40 cm (Arrau *et al.*, 1985). Son pocas las presas de este tipo construidas en zonas de alto riesgo sísmico; sin embargo, se puede asegurar que no hay ningún caso historia de una PECC de diseño moderno y de mayor altura que haya sido sacudida por un sismo más severo.

Por otra parte, Han *et al.* (1988) realizaron pruebas en una mesa-vibradora en modelos físicos a pequeña escala para estudiar el mecanismo de falla sísmico de PECC. Usaron un modelo de 1.0 m de altura con ambos taludes aguas arriba y abajo de 1.4:1.0 (H:V), un espesor de losa de 4.0 mm construida con yeso, una zona de apoyo de arena de 2.5 cm de espesor, y un cuerpo principal constituido de grava-arena compactado. La aceleración en la base alcanzó 0.60 g, pero las deformaciones permanentes empezaron a acumularse a los 0.14 g. Se observó que el deslizamiento inicial se confinó en cuñas superficiales cerca de la cresta. Para amplitudes mayores la zona de deslizamiento aumentó, junto con el rodamiento de gravas principalmente en el talud aguas abajo. Ante amplitudes aún mayores, la losa de concreto perdió apoyo, se deformó como un muro en cantiliver, y finalmente se fracturó por el efecto de vibraciones violentas.

Los resultados obtenidos de estas pruebas apoyan el concepto del modo de deslizamiento por deformación predicho en estudios teóricos. Sin embargo, en vista de la insuficiencia de tales modelos a pequeña escala para reproducir los efectos significativos de la gravedad en el comportamiento de los materiales, estos resultados deben interpretarse con cautela, y sólo cualitativamente.

Las investigaciones analíticas son las que más han aportado al conocimiento sobre el comportamiento sísmico de PECC y en el Anexo C.1 se destacan las más importantes; sin embargo, se considera que existen aspectos particulares que deben tomarse en cuenta para su diseño, que no se han evaluado profundamente en los estudios que se tienen hasta el momento, y que están relacionados con la cara de concreto.

Para movimientos sísmicos en la dirección del eje de la cortina, la deformación de la losa es muy diferente al del enrocamiento, por la diferencia de rigideces de ambos materiales. El movimiento del enrocado en la dirección del eje de la cortina es restringido por la losa de concreto de mayor rigidez, y por consiguiente se transmiten fuerzas de membrana de la cortina a la losa (efecto de arqueado). Las fuerzas sísmicas que pueden transferirse del enrocamiento a la losa de concreto están limitadas por las fuerzas de fricción que se desarrollan en el contacto entre tales elementos. Debido al hecho que la carga de agua es completamente soportada por la cara de concreto, estas fuerzas de fricción son bastante altas y, de ahí que puedan desarrollarse esfuerzos importantes en el plano de la losa, y por lo tanto las juntas verticales pueden ser esforzadas altamente, provocando fallas por cortante o por tensión, lo que incluso puede ocasionar daños considerables en la junta perimetral y en el plinto. En el caso extremo, los elementos de la losa pueden dislocarse (ver Fig. 1.2), y a pesar de que esto último es poco probable que ocurra debido a los espesores de los paneles de concreto y al confinamiento proporcionado por las presiones hidrostáticas (aunque en la parte superior de la cortina este efecto es reducido) el mecanismo de dislocación es factible. Consecuentemente, es necesario evaluarlo considerando el efecto acoplado de las dos componentes sísmicas horizontales: la perpendicular y la paralela al eje de la cortina.

4.1 Modelación Dinámica de PECC

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 (última etapa de los análisis estáticos presentados en el capítulo anterior) se aplica una excitación en la frontera rígida de los modelos. No se analizaron dinámicamente todos los modelos de cortina que se presentan en el capítulo 3 (Tabla 3.1). En este capítulo se utilizaron básicamente modelos con alturas de cortina entre 60.0 m y 180.0 m, que satisfacen una relación ancho del cauce-altura máxima de cortina, $b/H = 0.5$.

Se emplearon como propiedades dinámicas del enrocamiento, de la losa de concreto, del plinto y de las juntas constructivas, los mismos valores que se presentan en las Tablas 3.2 y 3.3. También, se utilizó un modelo de amortiguamiento de tipo Rayleigh, para proporcionar un amortiguamiento aproximadamente independiente de la frecuencia sobre un intervalo restringido de frecuencias (para mayor detalle ver apéndice C.2.2). 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. Es importante mencionar que se mantuvieron los mismos valores altos de cohesión y resistencia a la tensión de las interfaces para que su comportamiento fuera elástico; es decir, que la abertura y desplazamiento por cortante de las juntas dependiera solamente de sus valores de rigidez normal y cortante durante la aplicación de la excitación.

En estos análisis, 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.

4.1.1 Características de la excitación

Se utilizó como excitación la función senoidal (movimiento armónico simple) que se muestra en la Fig. 4.1, 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 modelo de cortina en su sección media.

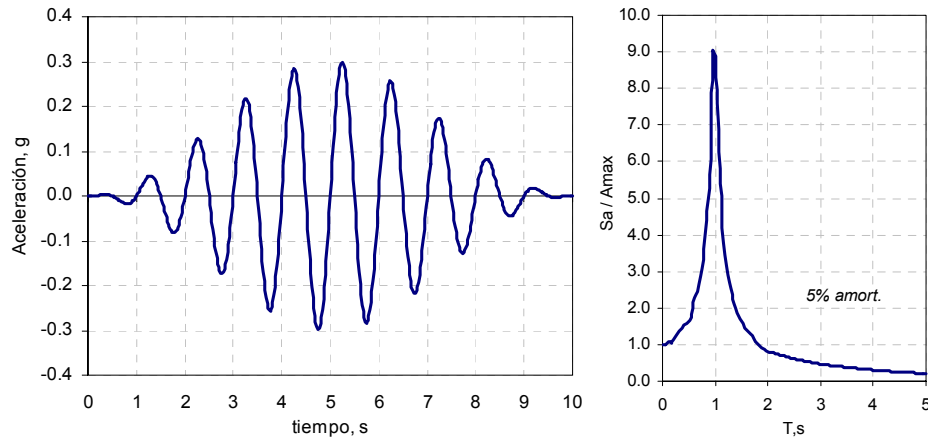


Figura 4.1 Excitación aplicada en la base rígida del modelo

Esta señal se aplicó en forma sincrónica, es decir, el mismo valor (excitación constante) en toda la frontera rígida de los modelos, y en dos direcciones horizontales ortogonales entre sí, primero en la dirección del eje del cauce, después en la dirección del eje de la cortina, y finalmente ambas al mismo tiempo. Lo anterior con el objeto de estudiar el efecto de la dirección de la excitación en la respuesta sísmica de la cara de concreto. En estos análisis no se incluyó la componente vertical de la excitación, porque en estructuras masivas como las que se consideran en este trabajo su efecto es despreciable debido a la influencia de la aceleración de la gravedad en esta dirección.

Por lo general, en un análisis dinámico de este tipo de estructuras se emplea como excitación un sismo sintético o un sismo real escalado, tal información la debe proporcionar un estudio de riesgo sísmico del sitio en particular. En los análisis que se presentan en este capítulo se consideró oportuno emplear como excitación la función de la Fig. 4.1 en aras de facilitar la interpretación de los resultados; además, aunque los modelos utilizados en estos análisis son homogéneos, de secciones de boquilla regulares y simétricos (ver Fig. 3.1), permiten evaluar los aspectos fundamentales del fenómeno que se está estudiando.

Debe tenerse en mente que los resultados que se obtienen considerando esta excitación, son sólo indicativos de la influencia que tiene la acción sísmica en el diseño de los paneles de concreto y juntas constructivas. Las magnitudes y distribuciones de esfuerzos en la losa de concreto y aberturas en las juntas constructivas, para una misma configuración de una PECC, dependerán de las características del sismo de diseño, de la dirección en la que está actuando, y si se considera que el ambiente sísmico es bidimensional (dos componentes horizontales ortogonales).

4.1.2 Frecuencias naturales de los modelos de PECC

En una primera etapa de análisis se determinó para cada modelo de PECC la frecuencia natural de la cortina en su sección media (en la cresta). Los modelos incluyen la cara de concreto, y el comportamiento del enrocamiento y del concreto se consideró elástico lineal. Los resultados se presentan en la Fig. 4.2, cuando el movimiento es en la dirección del eje del cauce (dirección -X-), y también cuando se aplica en la dirección del eje de la cortina (dirección -Y-). Las frecuencias obtenidas de los modelos 3D cuando el movimiento actúa en la dirección del eje del cauce, $fn_{x\ 3D}$, se normalizan con respecto a las frecuencias, $fn_{x\ 2D}$, que corresponden a modelos que tiene un valle muy amplio (análisis 2D utilizando la sección máxima de la cortina, Fig. 4.2a). Las frecuencias cuando el movimiento es en la dirección del eje de la cortina, $fn_{y\ 3D}$, se normalizan con las frecuencias del mismo modelo 3D pero cuando el movimiento sólo ocurre en dirección del eje del cauce, $fn_{x\ 3D}$ (Fig. 4.2b).

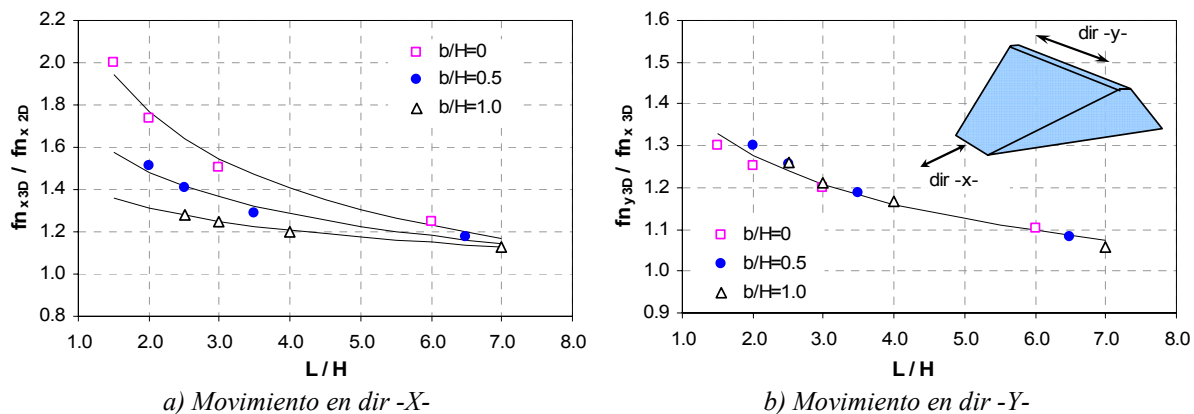


Figura 4.2 Variación de la frecuencia natural de PECC homogéneas con respecto a la estrechez del valle

Estos resultados corresponden a cortinas que tienen una altura constante de 60.0 m, e incluyen la variación del ancho del cauce (b) y el talud del valle (T_v). En la Tabla 4.1 se presentan las características geométricas de estos modelos, así como sus frecuencias naturales calculadas en el centro de la cresta, cuando el movimiento ocurre en la dirección -X- o en la dirección -Y-. Las curvas presentadas en la Fig. 4.2 son aplicables para cortinas de cualquier altura pero que tienen una sección de cortina semejante a la presentada en la Fig. 3.1, donde los taludes aguas arriba y aguas abajo son iguales a 1.4:1 (H:V), enrocamiento homogéneo, ancho de corona de 10.0 m, y con propiedades de los materiales que corresponden a las utilizadas en estos análisis (ver Tablas 3.2 y 3.3). El procedimiento para calcular $fn_{x\ 3D}$ y $fn_{y\ 3D}$ se describe con mayor detalle en el apéndice C.3.

Estos resultados muestran aspectos importantes sobre el efecto de la estrechez del valle en la respuesta sísmica de PECC. Como es de esperarse, las frecuencias naturales aumentan conforme el valle es más estrecho debido al efecto de arqueo por el confinamiento creciente proporcionado por las laderas de la boquilla. También, se aprecia que las frecuencias son de mayor magnitud cuando el movimiento es a lo largo del eje de la cortina (dirección -Y-), que a lo largo del eje del cauce (dirección -X-), lo cual es comprensible ya que el modelo en la dirección -Y- es más rígido que en la otra dirección además de que las condiciones de frontera restringen más el movimiento de la cortina en la dirección de su eje.

Tabla 4.1 Frecuencias naturales en la sección media de la cara de concreto, en la dirección -X- y -Y-

H	b	Tv:1	fn _x	fn _y	b	Tv:1	fn _x	fn _y	b	Tv:1	fn _x	fn _y
m	m	(H:V)	Hz	Hz	m	(H:V)	Hz	Hz	m	(H:V)	Hz	Hz
60.0	0.0	0.75	1.59	2.06	30.0	0.75	1.20	1.56	60.0	0.75	1.02	1.28
60.0	0.0	1.00	1.38	1.73	30.0	1.00	1.11	1.40	60.0	1.00	0.99	1.20
60.0	0.0	1.50	1.19	1.43	30.0	1.50	1.02	1.21	60.0	1.50	0.95	1.11
60.0	0.0	3.00	0.99	1.09	30.0	3.00	0.94	1.01	60.0	3.00	0.90	0.95
60.0		2D	0.79									

A partir de los resultados presentados en la Fig. 4.2 y conociendo la frecuencia natural 2D de la cortina cuando el movimiento es en la dirección del eje del cauce (fn_{x 2D}), se desarrolla la siguiente expresión para calcular la frecuencia natural en el centro de la cresta de un modelo 3D:

$$fn_{x3D} = A fn_{x2D} \left(\frac{L}{H}\right)^{-B} \quad (4.1)$$

$$A = 2.195 \exp^{-0.444(b/H)} \quad B = 0.335 \exp^{-(b/H)}$$

donde L es la longitud de la cresta, H es la altura de la cortina, y b es el ancho del cauce. Cuando el movimiento es perpendicular al eje del cauce (Fig. 4.2b), la frecuencia natural de la cortina, fn_{y 3D}, se estima por medio de la siguiente ecuación:

$$fn_{y3D} = 1.406 fn_{x3D} \left(\frac{L}{H}\right)^{-0.138} \quad (4.2)$$

Finalmente, sustituyendo la ecuación 4.1 en la expresión 4.2, obtenemos:

$$fn_{y3D} = 1.406 A fn_{x2D} \left(\frac{L}{H}\right)^{-(B+0.138)} \quad (4.3)$$

Siguiendo la tendencia de las curvas incluidas en la Fig. 4.2, se puede determinar que para una relación L/H = 5, los efectos de la geometría de la boquilla no son apreciables, y por lo tanto, los análisis 2D son suficientes. Pero para evaluar el efecto de la dirección de la excitación en el comportamiento sísmico de la cara de concreto considerando la presencia de juntas constructivas en la losa, es necesario utilizar modelos 3D. Por otra parte, para evaluaciones aproximadas del efecto de la estrechez del valle en las frecuencias naturales de las cortinas se pueden utilizar las ecuaciones 4.1 y 4.3 en las direcciones del cauce del río o del eje de la cortina, respectivamente.

4.2 Efecto de la dirección de la excitación en la respuesta sísmica de la cara de concreto

Para estudiar el efecto que tiene la dirección de la excitación en la respuesta sísmica de PECC, la señal senoidal que se presenta en la Fig. 4.1 se aplica en la frontera rígida del modelo, primero en la dirección del eje del cauce (sismo -X-), después en la dirección del eje de la cortina (sismo -Y-), y finalmente ambas al mismo tiempo (excitación bidimensional, sismo -XY-).

Se consideró adecuado utilizar el modelo de cortina con altura, $H = 60.0$ m, ancho del cauce, $b = 30.0$ m (relación $b/H = 0.5$), talud del valle, $T_v = 1.0$, y un espaciamiento entre juntas verticales, $S_j = 10.0$ m. Para el movimiento en dirección del cauce del río se utilizó una frecuencia de excitación de 1.11 Hz, que se determinó con la ecuación 4.1, a partir de las características geométricas del modelo. La frecuencia de excitación para la componente en dirección del eje de la cortina se calculó con la expresión 4.3, obteniéndose un valor de 1.4 Hz.

En la Fig. 4.3 se presentan las historias de aceleraciones en las direcciones -X- y -Y-, que se desarrollan en algunos puntos seleccionados a lo largo de la sección media de la cara de concreto, y en la cresta, cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas actuando al mismo tiempo (sismo -XY-).

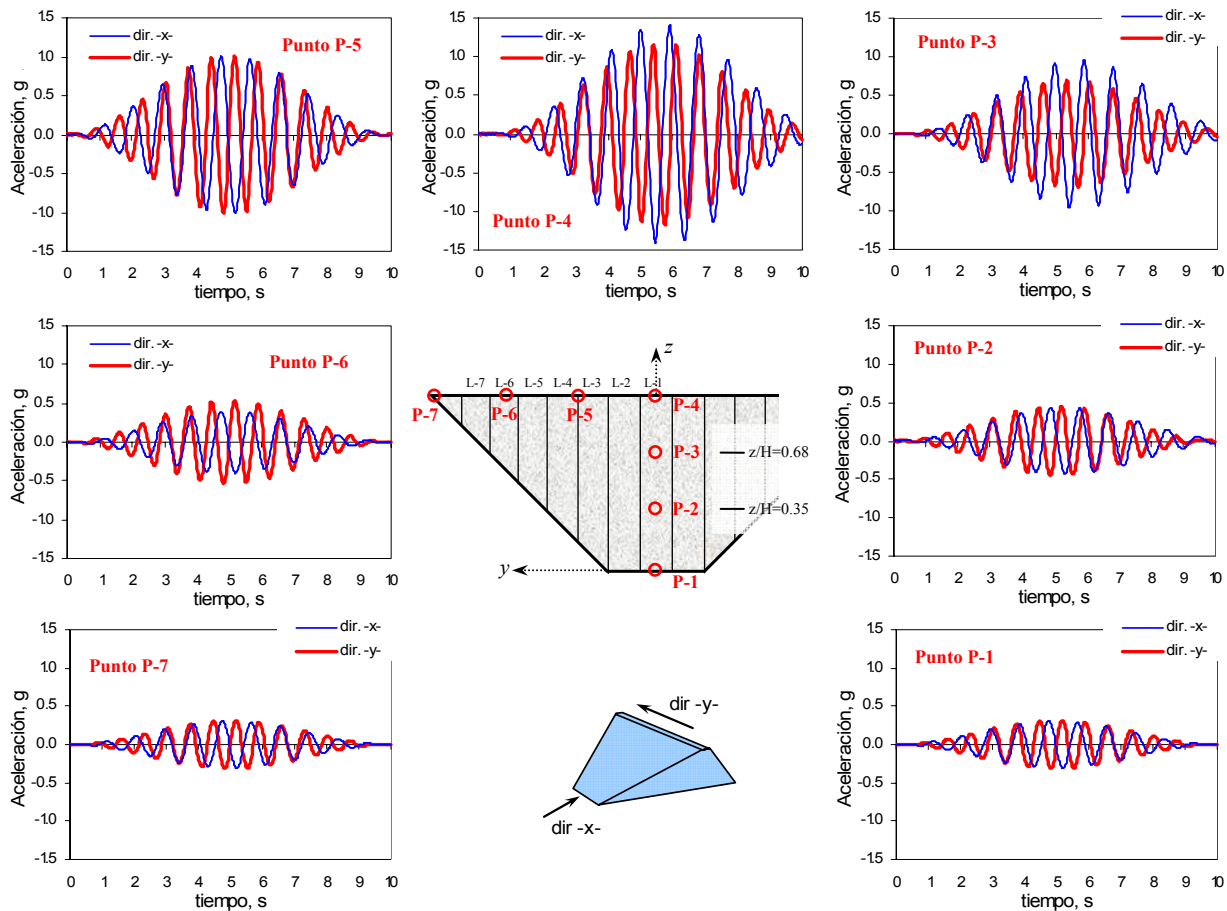


Figura 4.3 Historias de aceleraciones en algunos puntos de la cara de concreto en dir. -X-, y en dir. -Y-

Estos resultados muestran que las aceleraciones en la cara de concreto aumentan significativamente, de 0.3 g en la base hasta 1.35 g en la cresta (donde g es la aceleración de la gravedad), lo que resulta una amplificación importante. Esto se debe a la condición de resonancia y por considerarse también una respuesta sísmica elástica lineal. Las aceleraciones en ambas direcciones horizontales alcanzan sus máximos valores en el centro de la cresta (punto P-4), y en este punto se aprecia que las aceleraciones en dirección -Y- son un poco menores, que las aceleraciones en la otra dirección.

Es importante señalar que el efecto de la dirección de la excitación prácticamente no se aprecia en términos de aceleraciones; es decir, cuando actúa solamente la componente en la dirección del eje del cauce (sismo -X-), la variación de las aceleraciones en esta dirección es similar a las presentadas en la Fig. 4.3, mientras que la aceleración en dirección -Y- es prácticamente nula. Lo mismo ocurre cuando la excitación sólo actúa en dirección del eje de la cortina (sismo -Y-), las aceleraciones en esta dirección son las mismas a las mostradas en la Fig. 4.3, pero en la otra dirección son nulas. Por esta razón, se presenta sólo una gráfica de aceleraciones en esta sección, y el efecto de la dirección de la excitación se trata en los siguientes incisos donde se aprecia mejor.

4.2.1 Esfuerzos transversales en los paneles de concreto

De acuerdo con lo expuesto en las secciones 3.3.2 y 3.3.3, casi toda la cara de concreto se encuentra en compresión biaxial al final del llenado del embalse, aunque existen zonas de tensión principalmente en las márgenes cerca del plinto, donde también ocurren las mayores aberturas en juntas verticales y perimetral. Resulta importante determinar el incremento de estos esfuerzos, cuando el movimiento sísmico ocurre en la dirección del eje del cauce o en la dirección del eje de la cortina.

La Fig. 4.4 muestra la variación de los esfuerzos transversales, σ_y , en los paneles de concreto para las condiciones: al final del llenado del embalse (contornos) y por llenado más sismo (puntos seleccionados). Los resultados son para el modelo con $H = 60$ m, $b = 30$ m, $S_j = 10$ m y $T_v = 1.0$, cuando la excitación se aplica primero en la dirección del eje del cauce (sismo -X-), y luego en la dirección del eje de la cortina (sismo -Y-), para comparar el efecto de la dirección de la excitación.

Es importante puntualizar que las condiciones de esfuerzos transversales que se desarrollan en la cara de concreto al final del llenado del embalse, corresponden a la condición de esfuerzo inicial al aplicar la excitación. Las historias de los esfuerzos incluidas en la Fig. 4.4 muestran estas condiciones iniciales de esfuerzos ($t = 0$). En esta misma figura se señala la ubicación de los paneles que integran la cara de concreto, y la de los puntos seleccionados.

De estos resultados se aprecia que los puntos P-1, P-2 y P-3 (losa L-1) permanecen a compresión durante las condiciones de carga. Por otro lado, los puntos P-4 al P-8 (ubicados a una misma elevación dentro de la cara de concreto, $z/H = 0.8$) están sometidos a ciclos de compresión-tensión, y sus magnitudes aumentan a medida que las losas se acercan a las fronteras laterales. Esto provocará ciclos intensos de aberturas-cierres en el tercio superior de las juntas verticales en esta zona, por lo que el diseño del elemento para proteger las juntas (sellos) debe ser tal que sea capaz de soportar estos movimientos cíclicos.

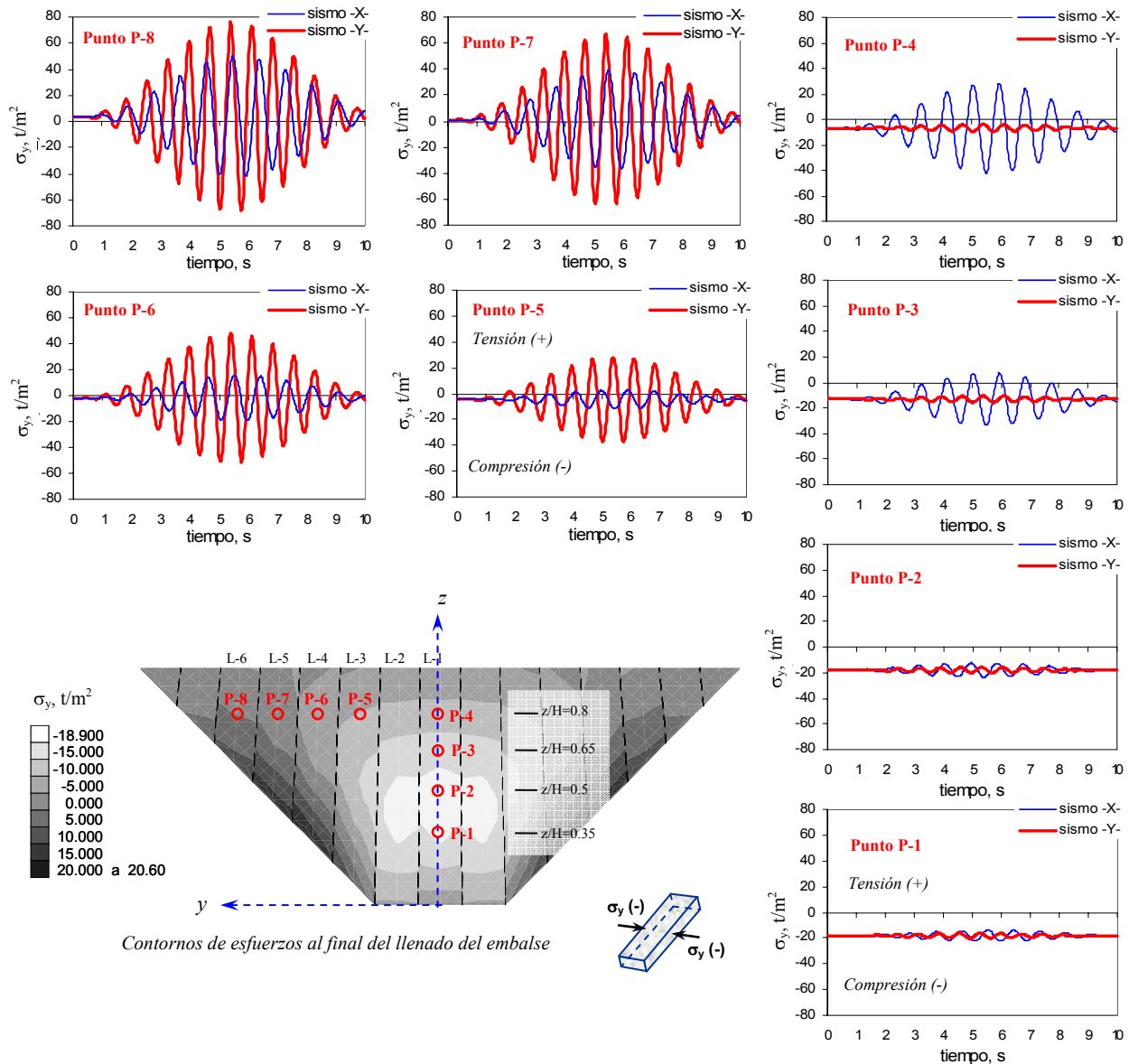


Figura 4.4 Variación de los esfuerzos transversales en algunos puntos de la cara de concreto por llenado más sismo, cuando la excitación sólo considera la componente en dirección -X-, o en la dirección -Y-

Es importante señalar que el efecto de la dirección de la excitación sobre la respuesta en los paneles de concreto varía espacialmente: mientras que la componente sísmica en la dirección del eje de la cortina (sismo -Y-) causa respuestas más severas hacia las fronteras laterales en la cara de concreto que la componente en la dirección del eje del cauce (sismo -X-), lo contrario ocurre en las zonas centrales de la cara de concreto, primordialmente en el tercio superior de la cortina. Aunque estos resultados son cualitativos, los patrones en la variación de esfuerzos muestran cuestiones claves que un ingeniero en presas debe tener en cuenta en el diseño de las losas de concreto (porcentaje de acero, espesor de losa, etc.) y de los sellos de las juntas constructivas.

La Fig. 4.5 presenta información similar a la anterior, pero considerando ahora la excitación acoplada (ambas componentes sísmicas actuando al mismo tiempo, sismo -XY-). Como es de esperarse, las respuestas en los paneles de concreto son más severas que las presentadas en la Fig. 4.4. Las magnitudes de los esfuerzos de compresión y tensión alcanzan niveles considerables, principalmente en el tercio superior de las losas laterales, puntos P-7 y P-8, siendo aún mayores que los que se generan en la losa central L-1 a la misma elevación ($z/H = 0.8$). El incremento de estos esfuerzos aumenta el riesgo de agrietamiento en los paneles de concreto y evidentemente repercutirá en el comportamiento de las juntas constructivas, aumentando la posibilidad de ruptura o dislocación a lo largo de las juntas verticales en su tercio superior. Estos resultados muestran la importancia de considerar un ambiente sísmico bidimensional en el diseño de PECC, y no sólo tomando en cuenta la componente sísmica en la dirección del cauce del río, como se estila en la actualidad. Por otro lado, la forma de las respuestas en las losas muestra claramente el efecto acoplado de la excitación.

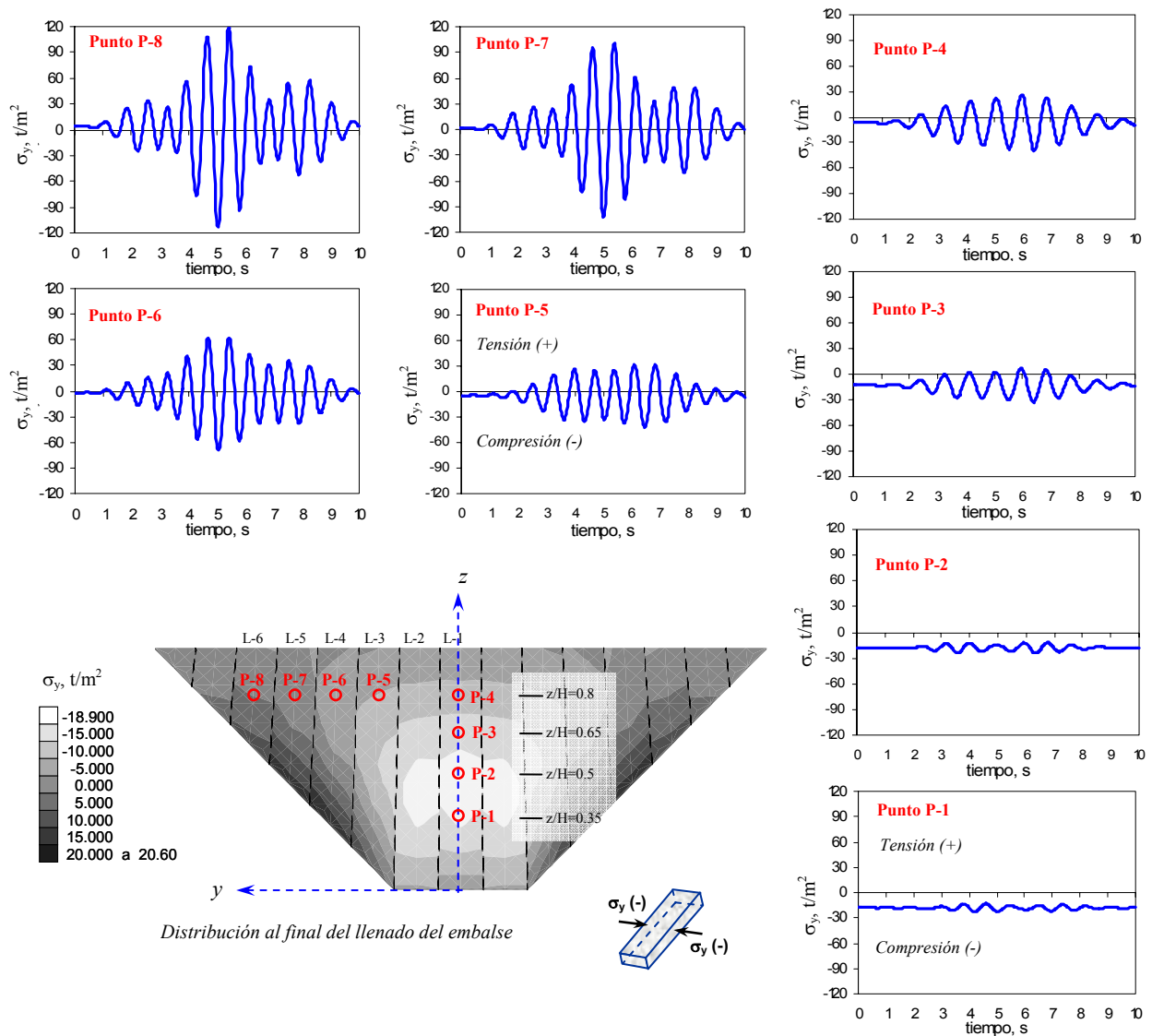


Figura 4.5 Variación de los esfuerzos transversales en algunos puntos de los paneles de concreto por llenado más sísmico, cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas (sismo -XY-)

Las zonas más críticas dentro de la cara de concreto, donde se desarrollan esfuerzos máximos, no son las mismas para la condición estática (por llenado) y dinámica. Al final del llenado, las compresiones transversales máximas se presentan en la losa central a una elevación $z/H = 0.4$, y las tensiones máximas ocurren cerca de las márgenes y del plinto, a una elevación $z/H = 0.3$. Por llenado más sismo, las compresiones y tensiones máximas se generan en una misma zona, en el tercio superior de las losas laterales (puntos P-7 y P-8), y en esta región es donde ocurren las aberturas máximas en juntas verticales, mayores que las causadas por el llenado del embalse, como se mostrará más adelante.

4.2.2 Esfuerzos longitudinales en los paneles de concreto

Para el modelo de cortina $H = 60$ m, $b = 30$ m, $S_j = 10$ m y $T_v = 1.0$, en la Fig. 4.6 se muestran las historias por llenado más sismo de los esfuerzos longitudinales, σ_v , que se generan a lo largo del panel central L-1, cuando la excitación sólo considera la componente sísmica en dirección -X-, y también cuando se aplica únicamente la componente en dirección -Y-. En esta figura se anexa un contorno de esfuerzos longitudinales que se generan en la cara de concreto al final del llenado del embalse, como referencia del estado de esfuerzos antes de aplicar la excitación, donde también se indica la ubicación de los puntos de observación de las historias presentadas. Se muestran únicamente historias a lo largo de la losa L-1, que es donde ocurren las mayores variaciones de estos esfuerzos longitudinales, por llenado más sismo.

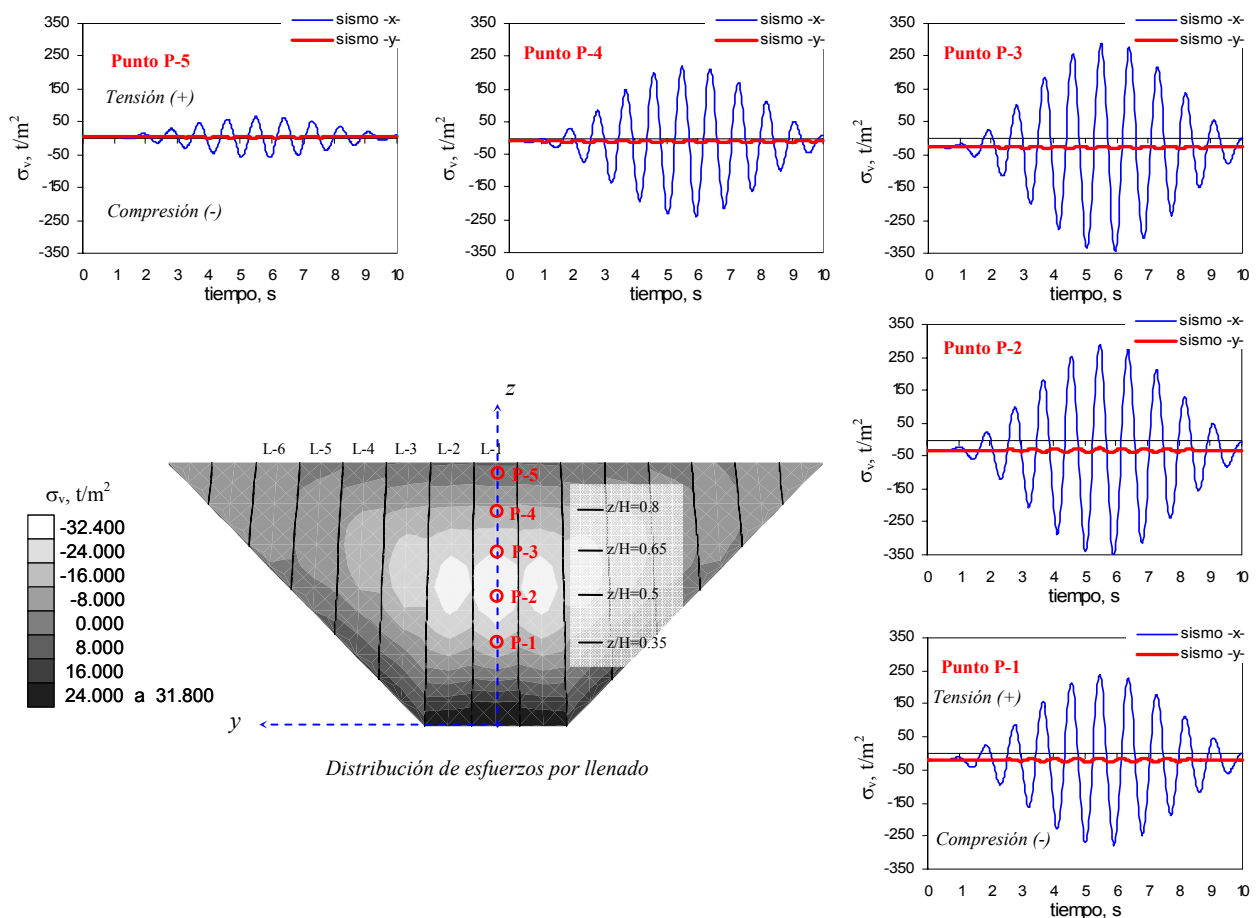


Figura 4.6 Variación de los esfuerzos longitudinales en algunos puntos del panel central por llenado más sismo, cuando la excitación sólo considera la componente en dirección -X-, o en la dirección -Y-

De acuerdo con estas gráficas, los mayores esfuerzos longitudinales se desarrollan a una elevación z/H entre 0.5 y 0.65, entre los puntos P-2 y P-3. Únicamente la componente sísmica en la dirección del cauce del río (sismo -X-) es la que aporta en la generación de estos esfuerzos. La componente sísmica transversal al cañón (sismo -Y-) no presenta efecto alguno en la variación de los esfuerzos longitudinales a lo largo de la losa central L-1, y éstos permanecen prácticamente iguales a los de llenado.

De esta manera, si se aplican ambas componentes sísmicas al mismo tiempo (sismo -XY-) se tienen prácticamente las mismas historias que se presentan en la Fig. 4.6 cuando se aplica el sismo -X-. Los esfuerzos por llenado más sismo, alcanzan magnitudes importantes tanto a compresión como a tensión en un mismo punto (P-2 y P-3). Es importante señalar que estos esfuerzos son de mayor magnitud que los transversales (ver Fig. 4.5), esto se debe a que los paneles de concreto son continuos (sin juntas) en la dirección longitudinal.

De esta forma, un sismo severo, generará esfuerzos longitudinales de tensión altos, lo que podría ocasionar fisuras o agrietamiento horizontal en estos elementos estructurales. En relación a esto, resulta oportuno señalar que la construcción de una junta horizontal, a la mitad o a dos tercios de la altura de la cortina, podría disminuir estos esfuerzos ante un sismo en esta dirección.

4.2.3 Aberturas en juntas verticales

En la Fig. 4.7 se presentan las historias de aberturas (δ_n) por llenado más sismo que se desarrollan en algunos puntos a lo largo de las juntas verticales J-1, J-3 y J-5, cuando la excitación considera las dos componentes sísmicas horizontales actuando de manera independiente (desacopladas).

Estos resultados corresponden a la sección de boquilla $H = 60$ m, $b = 30$ m, $S_j = 10$ m y $T_v = 1.0$, que se anexa en la figura, donde se indica también la ubicación de estas juntas y de los puntos de observación de las historias mostradas. En estas gráficas la ordenada al origen ($t = 0$ s) corresponde a la abertura causada por el llenado del embalse.

Cuando el movimiento sólo ocurre en dirección del eje del cauce (sismo -X-), se generan aberturas importantes en el tercio superior de las juntas J-1 y J-5, y en esta última se alcanzan las magnitudes mayores (punto P-6). Cuando el movimiento actúa sólo en la dirección del eje de la cortina (sismo -Y-), todas las juntas verticales llegan a abrirse en su tercio superior, excepto en la junta central J-1, y las mayores aberturas nuevamente se presentan en la junta lateral J-5 (punto P-7).

De lo anterior, se concluye que en el desarrollo de aberturas a lo largo de la junta central J-1, el mayor aporte lo proporciona la componente sísmica paralela al eje del cauce del río (sismo -X-); sin embargo, en las juntas laterales (J-3 y J-5) donde se alcanzan aberturas mayores, la aportación de la componente en la dirección del eje de la cortina (sismo -Y-) es mayor.

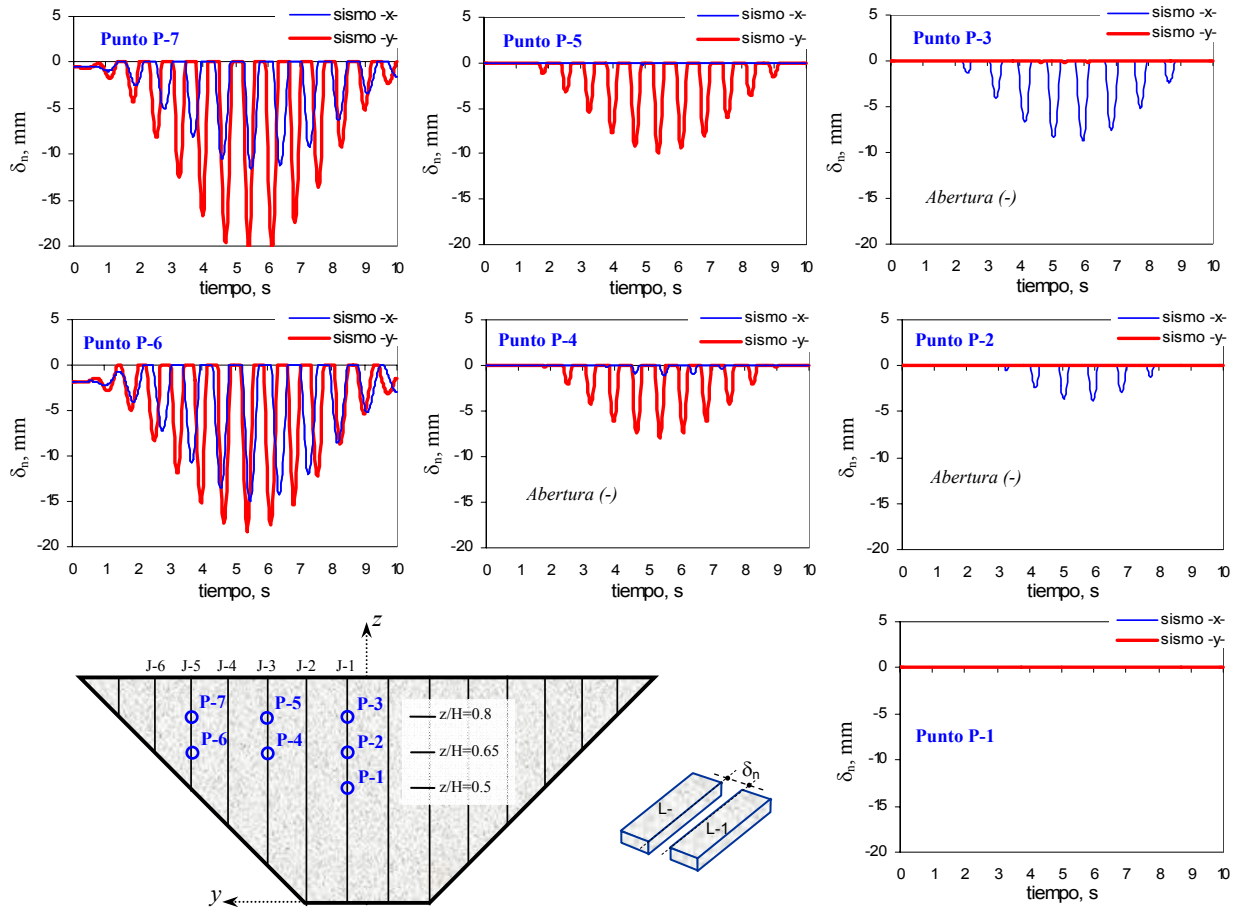


Figura 4.7 Variación de las aberturas en algunos puntos de las juntas verticales, cuando la excitación sólo considera la componente en dirección -X-, o en la dirección -Y-

Puesto que ambas componentes sísmicas actúan de manera diferente en el comportamiento de las juntas verticales, es importante determinar cuál es el efecto cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas actuando al mismo tiempo (sismo -XY-). Las historias de aberturas de juntas para esta condición se presentan en la Fig. 4.8, en los mismos puntos del modelo de cortina anterior.

Al igual que lo observado con la variación de los esfuerzos transversales en la cara de concreto (Fig. 4.5), al considerar ambas componentes acopladas se tiene la condición más desfavorable debido a que todas las juntas llegan a abrirse en su tercio superior. Como es de esperarse las aberturas por llenado más sismo alcanzan valores máximos precisamente en la junta lateral J-5 (puntos P-6 y P-7), que de acuerdo a lo presentado en la Fig. 4.7, ambas componentes horizontales sísmicas tienen una aportación importante en la magnitud de la abertura de las juntas.

Comparando las historias de aberturas con la variación de los esfuerzos transversales (Fig. 4.5) se observa una relación muy estrecha entre ambas variables, principalmente con las tensiones máximas. Es decir, donde ocurren las tensiones máximas por llenado más sismo, entre las losas L-5 y L-6, se generan las aberturas máximas, punto P-7 de la junta J-5.

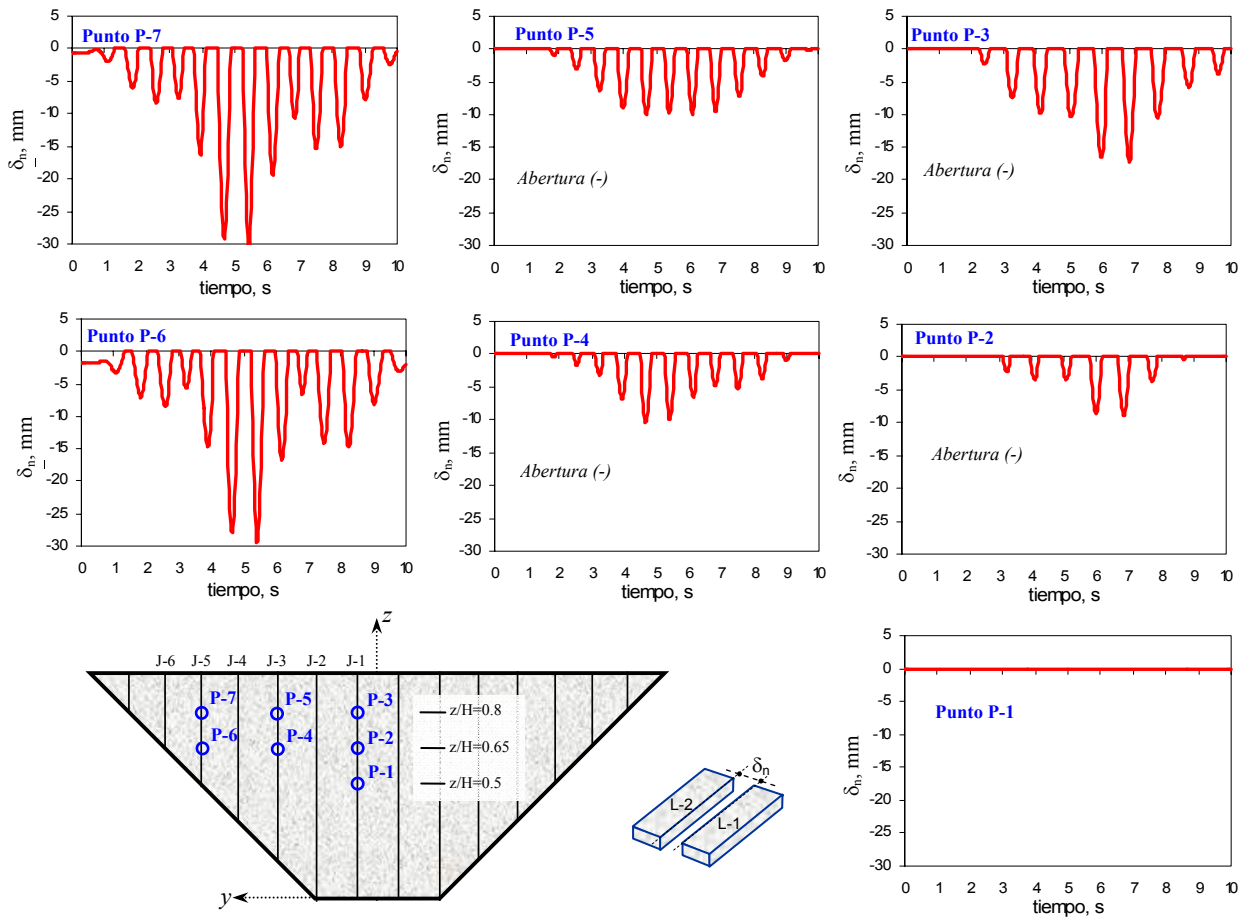


Figura 4.8 Variación de las aberturas en algunos puntos de las juntas verticales, cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas (sismo -XY-)

El punto P-1 (Fig. 4.8) que se ubica en la junta J-1 a una elevación $z/H = 0.5$ se mantiene totalmente cerrado durante este evento sísmico, por lo tanto, los esfuerzos transversales en esta zona permanecen a compresión, tal como se observa en los puntos P-1 y P-2 de la Fig. 4.5. Por otro lado, las demás juntas están en ciclos constantes de abertura-cierre, por lo que las compresiones generadas en los paneles de concreto por el llenado del embalse serán incrementadas (ver Fig. 4.5).

4.2.4 Dislocaciones en juntas verticales

En la Fig. 4.9 se muestran las historias de desplazamientos tangenciales o dislocaciones (δ_n) causados por llenado más sismo en algunos puntos a lo largo de las juntas verticales J-1, J-3 y J-5 (mismos puntos del modelo de cortina que se presenta en las figuras anteriores), cuando las componentes sísmicas horizontales actúan de manera independiente.

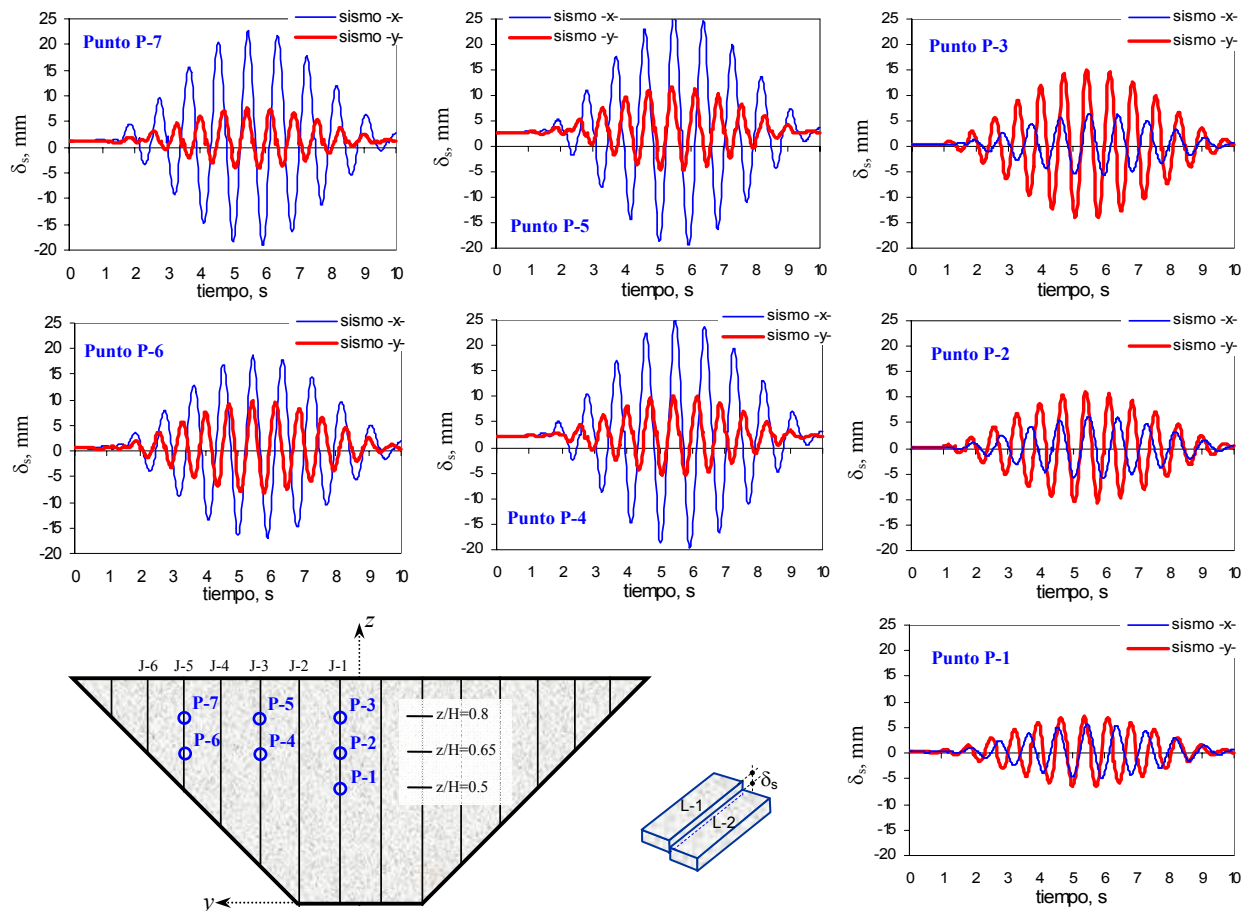


Figura 4.9 Variación de los desplazamientos tangenciales en algunos puntos de las juntas verticales, cuando la excitación sólo considera la componente en dirección -X-, o en la dirección -Y-

En estos resultados se aprecia nuevamente el efecto de la dirección de la excitación en el comportamiento sísmico de las juntas verticales. La componente sísmica paralela al eje del cauce del río (sismo -X-) genera mayores dislocaciones en el tercio superior de las juntas laterales, J-3 y J-5, y tiene un mayor aporte en el desarrollo de estos desplazamientos por cortante que la componente transversal al cañón (sismo -Y-).

En el tercio superior de la junta J-1 que se ubica cerca de la sección media de la cara de concreto, los desplazamientos por cortante son mayores cuando el movimiento es paralelo al eje de la cortina, que cuando éste ocurre en dirección del eje del cauce. Esto se debe probablemente a que esta junta por estar totalmente cerrada cuando el movimiento ocurre sólo en dirección -Y- (puntos P-1 al P-3 de la Fig. 4.7), se presentan fuerzas cortantes que incrementan aún más estas dislocaciones.

En la Fig. 4.10 se presentan las historias de dislocaciones por llenado más sismo en algunos puntos del tercio superior de las juntas J-1, J-3 y J-5 cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas actuando al mismo tiempo (sismo -XY-). Esta es la condición más desfavorable, debido a que las dislocaciones son de mayor magnitud comparadas con las generadas cuando las componentes sísmicas actúan de manera independiente.

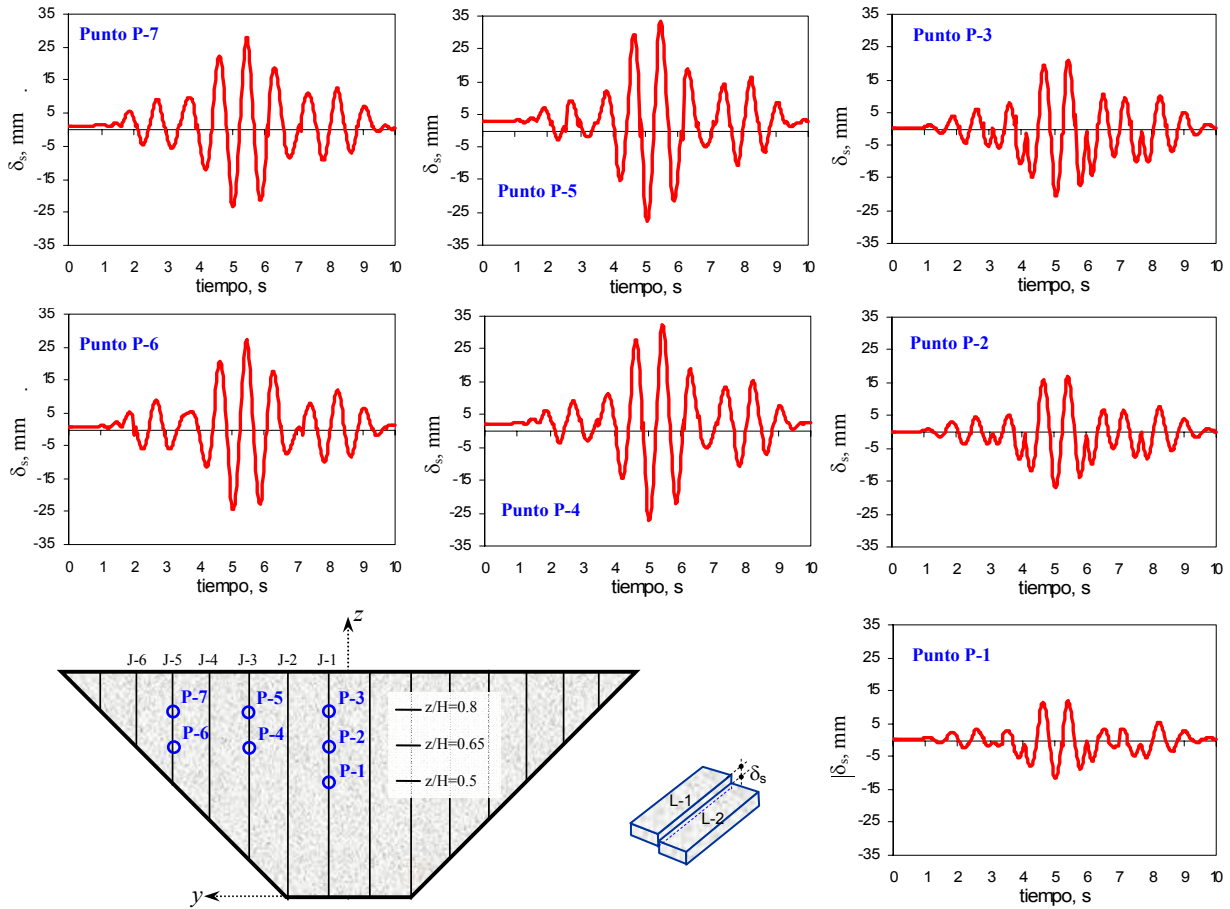


Figura 4.10 Variación de los desplazamientos tangenciales en algunos puntos de las juntas verticales, cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas (sismo -XY-)

Estos resultados indican que las dislocaciones por llenado más sismo alcanzan valores máximos en el tercio superior de la junta J-3, que de acuerdo a lo presentado en la Fig. 4.9, la componente sísmica paralela al eje del cauce del río tiene una aportación importante en el desarrollo de estos desplazamientos por cortante. Es importante señalar que en el tercio superior de la junta J-1 ubicada en el centro de la cara de concreto, también se presentan desplazamientos tangenciales significativos, ocasionados primordialmente por la componente sísmica transversal al cañón (sismo -Y-).

4.2.5 Desplazamientos a lo largo de la junta perimetral

En la Fig. 4.11 se muestran las historias de aberturas (δ_n) por llenado más sismo que se desarrollan en algunos puntos a lo largo de la junta perimetral para el modelo de cortina $H = 60$ m, $b = 30$ m, $S_j = 10$ m y $T_v = 1.0$, cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas horizontales actuando de manera independiente.

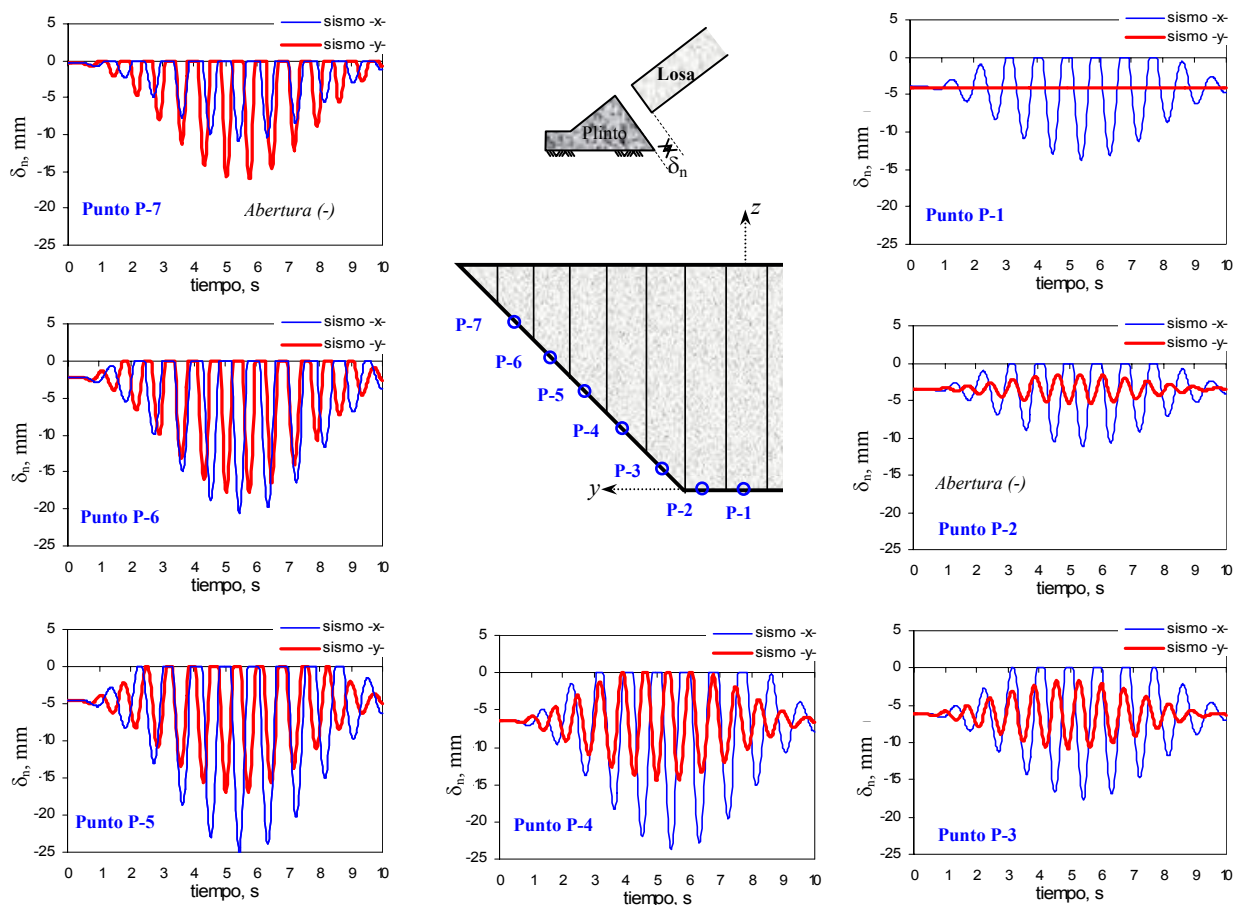


Figura 4.11 Variación de los desplazamientos normales (aberturas y cierres) en algunos puntos a lo largo de la junta perimetral, cuando la excitación sólo considera la componente en dirección -X-, o en la dirección -Y-

Estos resultados indican que el contacto losa-plinto estará sujeto a intensos ciclos de abertura y cierre durante estos eventos sísmicos. Entonces los sellos que integran la junta perimetral, estarán sometidos a movimientos cíclicos intensos de compresión y tensión. Las aberturas máximas por llenado más sismo ocurren en las márgenes de la junta perimetral, puntos P-5 y P-6, para cualquiera de estas condiciones sísmicas.

También se observa que la componente sísmica que más influye en la separación de los paneles de concreto con el plinto es la que actúa en la dirección del eje del cauce (sismo -X-), principalmente en la base de la cara de concreto (puntos P-1 y P-2). Sin embargo, en sus extremos (punto P-7), la componente en la dirección del eje de la cortina (sismo -Y-), comienza a contribuir en el desarrollo de estos desplazamientos normales máximos de juntas.

Para este mismo modelo de cortina, en la Fig. 4.12 se muestran las historias de aberturas que se desarrollan en el contacto losa-plinto pero considerando ahora la excitación acoplada (sismo -XY-). Los resultados muestran que el acoplamiento de las dos componentes de excitación induce una respuesta aleatoria, contrario a la tipo armónica para las excitaciones actuando independientemente. Para la

excitación bidimensional se alcanzan aberturas de mayor magnitud que cuando las componentes actúan desacopladas, principalmente en los extremos de la junta perimetral, donde se ubican los puntos P-4 al P-6.

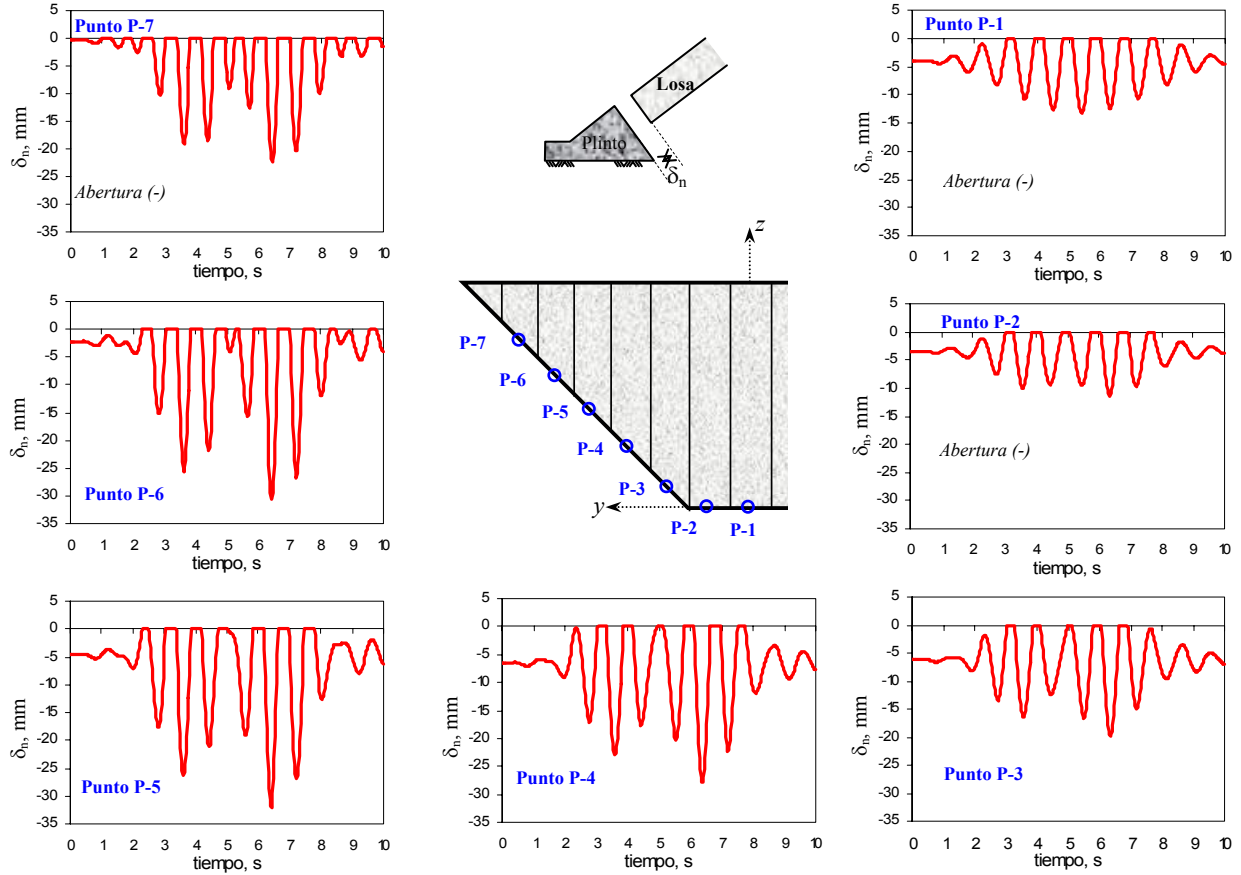


Figura 4.12 Variación de los desplazamientos normales (aberturas y cierres) en algunos puntos a lo largo de la junta perimetral, cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas (sismo -XY-)

En relación a las dislocaciones que se desarrollan por llenado más sismo a lo largo de esta junta constructiva, éstas en comparación con la magnitud de las aberturas, casi no son afectadas por un sismo, primordialmente en la base de la cortina ($-b/2 < y < b/2$). En el apéndice D.7 se presentan con mayor detalle las historias de desplazamientos tangenciales a lo largo del contacto losa-plinto, donde se aprecia el efecto de una excitación sísmica bidimensional (-XY-), y también el del talud del valle.

4.3 Efecto del Espaciamiento entre Juntas en la Respuesta Sísmica de la Cara de Concreto

El comportamiento sísmico de la cara de concreto depende de sus características de flexibilidad, por lo cual se considera que el espaciamiento entre juntas verticales, S_j , influye de manera importante, principalmente en los esfuerzos transversales que se desarrollan en los paneles de concreto, y por consiguiente en las aberturas y cierres en las juntas constructivas.

Los análisis dinámicos presentados en este apartado consideran la condición sísmica más crítica, que de acuerdo a lo presentado en la sección anterior, es cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas horizontales actuando al mismo tiempo (sismo -XY-). También se utilizan modelos de cortina con mayor altura, de 120.0 m y 180.0 m, y que satisfacen una relación ancho del cauce-altura de cortina, $b/H = 0.5$. En estos últimos modelos se utilizó como excitación la misma función senoidal que se muestra en la Fig. 4.1, 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 cortina en el centro de la cresta. Esta frecuencia se determinó con las ecuaciones 4.1 y 4.3 si el movimiento es en la dirección del cauce del río o del eje de la cortina, respectivamente, para cada modelo 3D utilizado en esta sección.

4.3.1 Esfuerzos axiales en los paneles de concreto

La Fig. 4.13 muestra la variación de los esfuerzos transversales, σ_y , máximos por sismo a lo largo de tres elevaciones en la cara de concreto ($z/H=0.4, 0.6$ y 0.8). Se utilizaron tres modelos de cortina con una sección de boquilla constante ($H = 120.0$ m, $b = 60.0$ m y $T_v = 1.0$), variando únicamente el espaciamiento entre juntas verticales en la cara de concreto ($S_j = 10.0$ m, 20.0 m y 30.0 m).

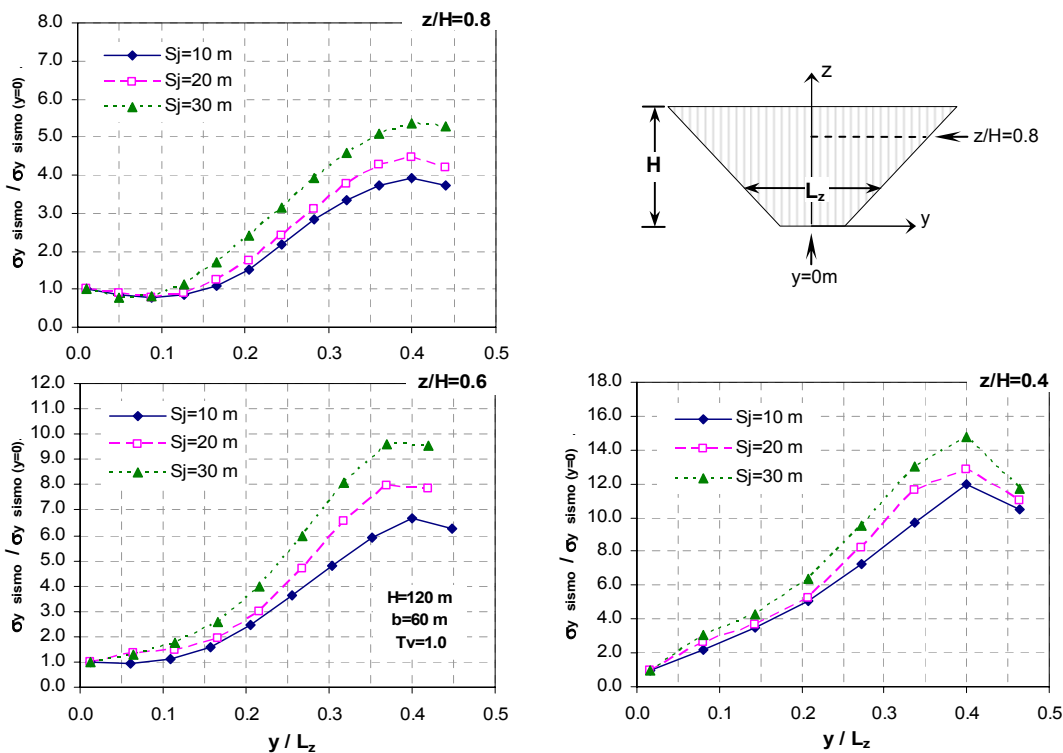


Figura 4.13 Efecto del espaciamiento entre juntas en los esfuerzos transversales en la cara de concreto, valores máximos por sismo -XY-, $H = 120$ m, $b = 30$ m, $T_v = 1.0$.

Los esfuerzos reportados son los máximos valores de las historias registradas restándoles los de llenado. En las ordenadas, los esfuerzos máximos por sismo se normalizan con respecto al esfuerzo máximo también por sismo que se tiene en el centro de la losa ($y = 0$ m) a la elevación correspondiente. 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 $-z-$.

Se aprecia que los máximos por sismo ocurren a una distancia aproximada $y/L_z = 0.4$, que corresponde a las losas laterales de la cara de concreto, y éstos pueden incrementarse entre 4.0 y 5.5 veces el esfuerzo que se tiene en el centro de cara de concreto para una elevación $z/H = 0.8$ (los de mayor interés, cerca de la cresta), dependiendo del espaciamiento entre juntas verticales (S_j). Estas relaciones de esfuerzos dinámicos se incrementan cuando el valor de S_j crece, lo que indica que una losa con un mayor número de juntas atenúa los esfuerzos transversales en los paneles de la losa.

Como complemento de la información anterior, en la Fig. 4.14 se presentan los esfuerzos transversales máximos por sismo que se desarrollan en la sección media de la cara de concreto, de los tres modelos de cortina. Estos esfuerzos máximos por sismo se normalizan con respecto a los de llenado que se generan en los mismos puntos a lo largo de la sección media de la cara de concreto, tal como se muestra en el esquema anexo.

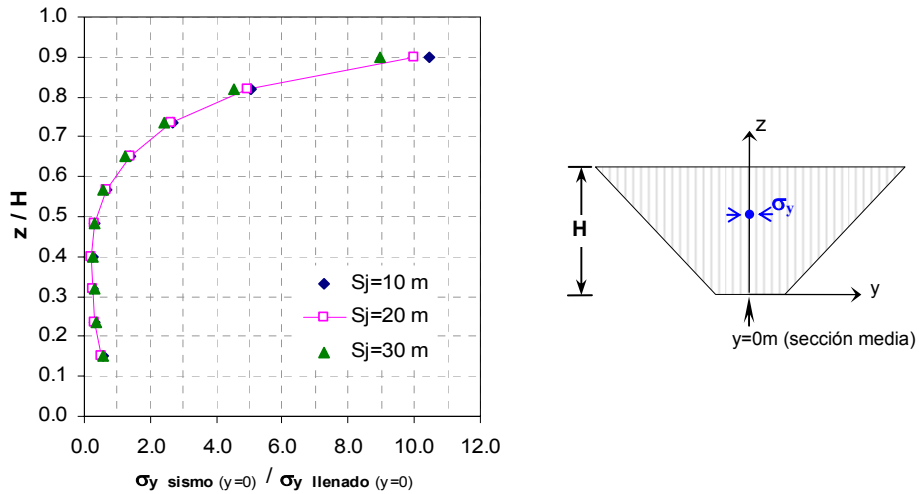


Figura 4.14 Esfuerzos transversales en la sección media de la cara de concreto ($y = 0$ m), valores máximos por sismo -XY-, $H = 120$ m, $b = 60$ m, $T_v = 1.0$.

En estos resultados se aprecia una tendencia similar de los esfuerzos normalizados para cualquier espaciamiento entre juntas verticales. Los valores máximos se presentan cerca de la cresta ($z/H = 0.9$) donde se tienen incrementos de esfuerzos por sismo hasta de 10 veces los que se tienen por llenado. Es importante aclarar que los esfuerzos por llenado a esta elevación son mínimos (ver Fig. 4.5), y es precisamente donde se desarrollan las aceleraciones máximas. Aunque para el diseño de las juntas debe considerarse la condición de esfuerzos más crítica, es interesante evaluar qué tanto se incrementan estos esfuerzos a menores elevaciones dentro de la losa, por ejemplo, cuando $z/H = 0.4$ (donde se presentan los máximos por llenado) se aprecia que el incremento de estos esfuerzos por sismo son menores a 0.5 veces los de llenado.

Es importante señalar que estos incrementos de esfuerzos por sismo (Figs. 4.13 y 4.14), pueden sumarse o restarse al esfuerzo por llenado que se tenga en un determinado punto dentro de la losa, para obtener los niveles de esfuerzos a compresión o a tensión que se pueden alcanzar por llenado más sismo. De esta forma, en un mismo punto dentro de la cara de concreto, se pueden generar valores considerables de compresión y tensión por sismo en el tercio superior de todos los paneles de concreto debido a que los esfuerzos por llenado son mínimos en esta zona, siendo más evidente en los paneles laterales. Esto se puede apreciar con mayor detalle en las historias de esfuerzos que se presentan en la Fig. 4.5, aunque ésta muestra resultados para una cortina de 60.0 m de altura, la variación de esfuerzos es semejante para una cortina de 120.0 m de altura.

La variación de los esfuerzos transversales en la cara de concreto afectará evidentemente el comportamiento de las juntas verticales, si se generan esfuerzos de tensión en los paneles de concreto entonces se desarrollarán aberturas a lo largo de los contactos losa-losa. Entonces cuando el espaciamiento entre juntas (S_j) es menor, los esfuerzos transversales dinámicos disminuyen, y por lo tanto las aberturas máximas por sismo en las juntas verticales, también decrecen.

Con respecto a los esfuerzos longitudinales (σ_v) máximos por sismo, el espaciamiento entre juntas verticales o el ancho de los paneles de concreto, no tiene un efecto significativo, por lo cual, no se incluyen en esta sección.

4.3.2 Aberturas máximas a lo largo de la junta perimetral

Tal como se presentó en la sección 4.2.5, la junta perimetral sufre mayores aberturas cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas horizontales (sismo -XY-), siendo la componente que actúa en la dirección del eje del cauce la que proporciona un mayor aporte en el desarrollo de estas aberturas. En la Fig. 4.15 se grafican las aberturas máximas por sismo a lo largo de la junta perimetral (normalizadas con respecto a la abertura máxima por sismo en el punto $y = 0$), que por simetría sólo se presentan resultados en la mitad de la junta, para dos modelos de cortina ($H = 120.0$ m y $H = 180.0$ m), con espaciamientos entre juntas verticales entre 10.0 m y 30.0 m.

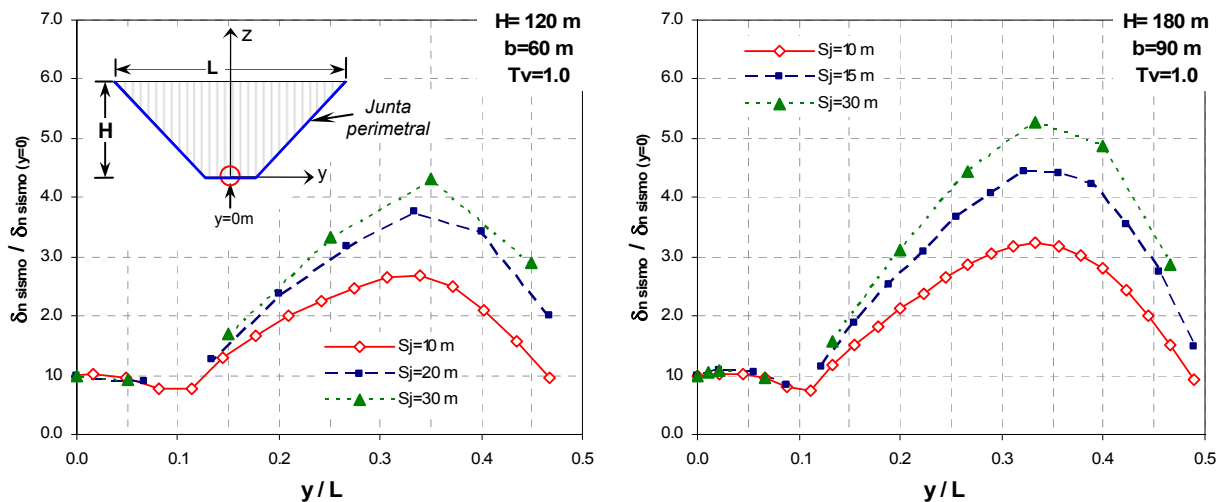


Figura 4.15 Aberturas máximas por sismo (excitación -XY-) a lo largo de la junta perimetral para alturas de cortina $H = 120$ m y 180 m.

Los valores reportados en la Fig. 4.15 son los máximos de las historias registradas (Fig. 4.12) y se normalizan con respecto a la abertura máxima por sismo que se desarrolla en la sección media de la junta ($y = 0.0$ m), como se muestra en el esquema anexo. En estas gráficas se aprecia el efecto que tiene el espaciamiento entre juntas verticales, así como también el de la altura de la cortina. Las mayores aberturas por sismo en la junta perimetral se generan entre 0.3 y 0.35 de y/L , donde L es la longitud de la corona. Además, éstas aumentan cuando S_j es mayor, y cuando la altura de la cortina se incrementa.

Para complementar la información anterior, en la Fig. 4.16 se grafican las aberturas máximas por sismo que se generan en la junta perimetral, normalizadas con respecto las aberturas que se tienen al final del llenado del embalse en los mismos puntos a lo largo del contacto losa-plinto. La línea punteada es la tendencia de los resultados que corresponden a un modelo de cortina de 120.0 m de altura, mientras que la línea continua es la tendencia de los resultados para una presa de 180.0 m. Ambos modelos cumplen una relación $b/H = 0.5$ y un talud del valle, $T_v = 1.0$, y en la cara de concreto de cada uno de ellos el espaciamiento entre juntas verticales, S_j , varía entre 10.0 m y 30.0 m.

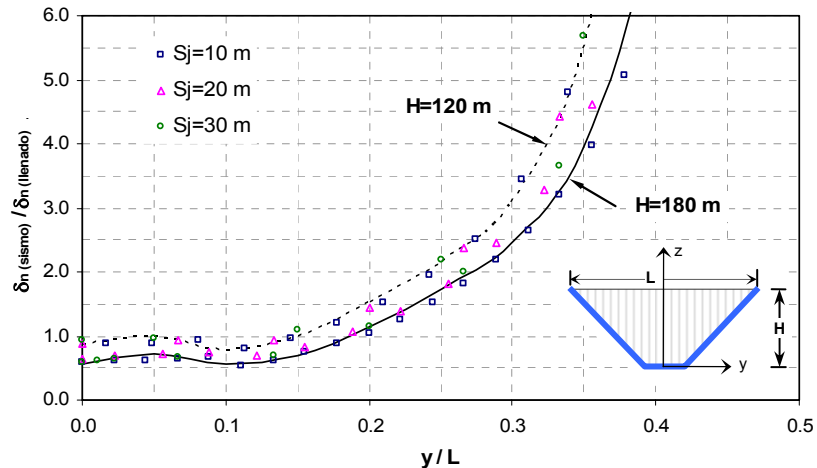


Figura 4.16 Aberturas a lo largo de la junta perimetral por sismo -XY-, para alturas de cortina $H = 120$ m y $H = 180$ m

Aunque no se aprecia el efecto del espaciamiento entre juntas verticales con esta normalización, el factor sismo-llenado varía para diferentes alturas de cortina: disminuye cuando la altura de la cortina aumenta, en cualquier punto a lo largo de la junta perimetral. En el tramo de la junta perimetral de 0.3 a 0.35 de y/L , donde las aberturas máximas por sismo alcanzan sus mayores magnitudes (ver Fig. 4.15), la relación sismo-llenado varía de 3.0 a 5.5 para una altura de cortina de 120.0 m, y de 2.5 a 4.0 para $H = 180.0$ m.

Conforme a estos resultados, el espaciamiento entre juntas verticales, S_j , es un parámetro importante en la respuesta sísmica de la cara de concreto en términos de esfuerzos y desplazamientos relativos entre juntas, lo cual se observa claramente en las gráficas presentadas: la respuesta sísmica disminuye considerablemente cuando se tiene una membrana más flexible, es decir, con un número mayor de juntas verticales en la cara de concreto.

4.4 Efecto de la Estrechez del Valle en la Respuesta Sísmica de PECC

En la sección 4.1.2 se mostraron algunos aspectos relacionados con el efecto que tiene la estrechez del valle en la respuesta sísmica de PECC, donde se presentaron curvas que relacionan la variación de las frecuencias naturales calculadas en cada uno de los modelos de presas (al centro de la cresta), con el factor de forma del valle L/H y para factores anchos del cauce/altura de la cortina, $b/H = 0.0$ (valle triangular), $b/H = 0.5$ y $b/H = 1.0$. Para evaluaciones aproximadas del efecto de la estrechez del valle en las frecuencias naturales de las cortinas se pueden utilizar las ecuaciones 4.1 y 4.3 en las direcciones del cauce del río o del eje de la cortina, respectivamente.

En el Anexo D se presentan resultados de los análisis dinámicos de tres modelos simétricos de PECC, los cuales tienen una misma altura, $H = 60.0$ m, un ancho del cauce, $b = 30.0$ m (relación $b/H = 0.5$), una separación de juntas verticales $S_j = 10.0$ m, y en cada uno de ellos únicamente se varían los taludes del valle con las siguientes pendientes: 0.75:1, 1.0:1 y 1.5:1 (H:V). La excitación que se aplica considera ambas componentes sísmicas horizontales actuando al mismo tiempo (sismo -XY-). En este anexo se muestra el efecto que tiene de la estrechez del valle en la respuesta sísmica de la cara de concreto en términos de esfuerzos en los paneles de concreto y desplazamientos a lo largo de las juntas constructivas.

En esta sección se presenta una serie de gráficas que resumen los resultados obtenidos de estos análisis dinámicos (Anexo D), considerando también presas de mayor altura (120.0 m y 180.0 m), que satisfacen una relación $b/H = 0.5$. Lo anterior con la finalidad no sólo de mostrar el efecto de la estrechez del valle en la respuesta sísmica de PECC, sino también, indicar que esta información es útil en un diseño sísmico preliminar de la cara de concreto.

4.4.1 Aceleraciones y desplazamientos máximos en la cara de concreto

En la Fig. 4.17a se presentan las aceleraciones máximas en dirección -X- a lo largo de la sección media de la cara de concreto. Los valores reportados son los máximos de las historias registradas (ver apéndice D.1), normalizados con respecto a la aceleración máxima de la excitación (0.3g).

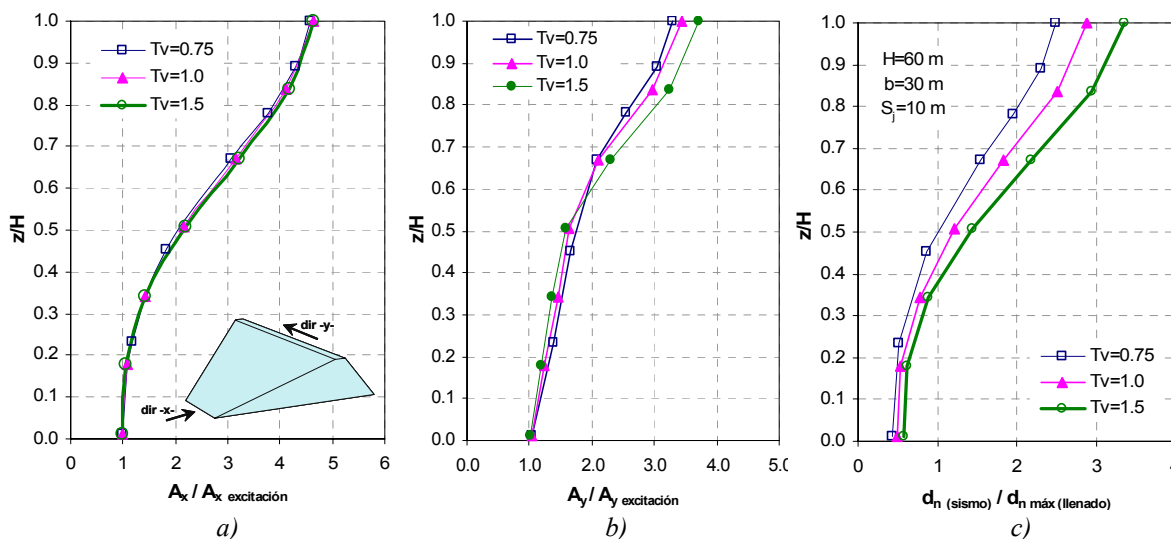


Figura 4.17 Aceleraciones máximas en dir. -X- y en dir. -Y-, y desplazamientos normales máximos a lo largo de la sección media de la losa, para la condición por sismo -XY-

Se aprecia en la Fig. 4.17a que las aceleraciones máximas coinciden para las tres secciones de boquilla estudiadas ($T_v = 0.75, 1.0$ y 1.5), lo cual se debe a que se utilizó como frecuencia de la excitación la frecuencia natural correspondiente a cada cortina y el comportamiento dinámico del material se consideró elástico lineal (ver Tabla 4.1). De esta manera en cada análisis se tienen condiciones similares, lo que permite la comparación directa entre los resultados obtenidos para los diferentes modelos. Las aceleraciones en la cresta aumentan hasta 4.5 veces la aceleración en la base, lo que resulta una amplificación importante, esto se debe a la condición de resonancia y por considerarse también una respuesta sísmica elástica lineal.

En la Fig. 4.17b se muestran las aceleraciones máximas en dirección -Y-, a lo largo de la sección media de la losa. Las magnitudes de estas aceleraciones prácticamente son similares para los tres modelos analizados en esta sección. Las aceleraciones máximas en la cresta aumentan hasta 3.5 veces la aceleración máxima de la excitación en la dirección del eje de la cortina. Como es de esperarse las aceleraciones en dirección -Y- son de menor magnitud que las que ocurren en dirección -X-, debido a la restricción que imponen las fronteras rígidas a los movimientos sísmicos en la dirección del eje de la cortina.

La Fig. 4.17c presenta los desplazamientos normales máximos por sismo, d_n (sismo), que se desarrollan en la cara de concreto a lo largo de su sección media. Estos valores se normalizan con respecto al desplazamiento normal máximo que se tiene en la losa al final del llenado del embalse. Este último se presenta a una elevación z/H entre 0.3 y 0.4 (ver Fig. 3.9). Los mayores desplazamientos por sismo se desarrollan en la corona, donde ocurren las mayores aceleraciones, y se aprecia cómo éstos aumentan conforme el valle es más amplio. Por otro lado, los desplazamientos sísmicos máximos son menores que los debidos al llenado del embalse para valores de z/H menores que 0.5. Las historias de aceleraciones y desplazamientos en la losa a lo largo de su sección media en los tres modelos considerados se presentan con mayor detalle en el apéndice D.1.

4.4.2 Esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto

En la Fig. 4.18 se muestran los esfuerzos transversales máximos por sismo que se generan a lo largo de dos elevaciones en la cara de concreto ($z/H = 0.6$ y $z/H = 0.8$), para tres modelos de cortina con altura y ancho del cauce constantes ($H = 120.0$ m, y $b = 60.0$ m), considerando taludes del valle $T_v = 0.75, 1.0$ y 1.5 . Los valores reportados se normalizan con respecto al esfuerzo máximo por sismo que se tiene en el panel de concreto central ($y = 0.0$ m) a la elevación correspondiente.

En estas gráficas, que por simetría de resultados se presenta solamente la mitad, es posible apreciar el efecto de la estrechez del valle, donde los máximos por sismo ocurren a diferentes distancias, entre 0.33 y 0.45 de y/L_z (donde L_z es el ancho del valle a la elevación -z-), dependiendo de la inclinación del talud del valle. Se aprecia además que a elevaciones cerca de la cresta ($z/H = 0.8$), estos esfuerzos máximos por sismo aumentan cuando el valle es más estrecho (para mayor detalle ver apéndice D.2).

Para complementar esta información, en la Fig. 4.19 se presentan los esfuerzos transversales máximos por sismo que se desarrollan en el panel central de la cara de concreto ($y = 0.0$ m), como se indica en el esquema anexo a la figura. Estos esfuerzos máximos por sismo se normalizan con respecto a los de llenado que se generan en los mismos puntos a lo largo del panel central. En el esquema también se

incluye la representación analítica de la variación de los esfuerzos transversales con la altura para valores de z/H entre 0.5 y 0.9. Estos factores de esfuerzo sismo-llenado describen una tendencia similar a la presentada en la Fig. 4.14.

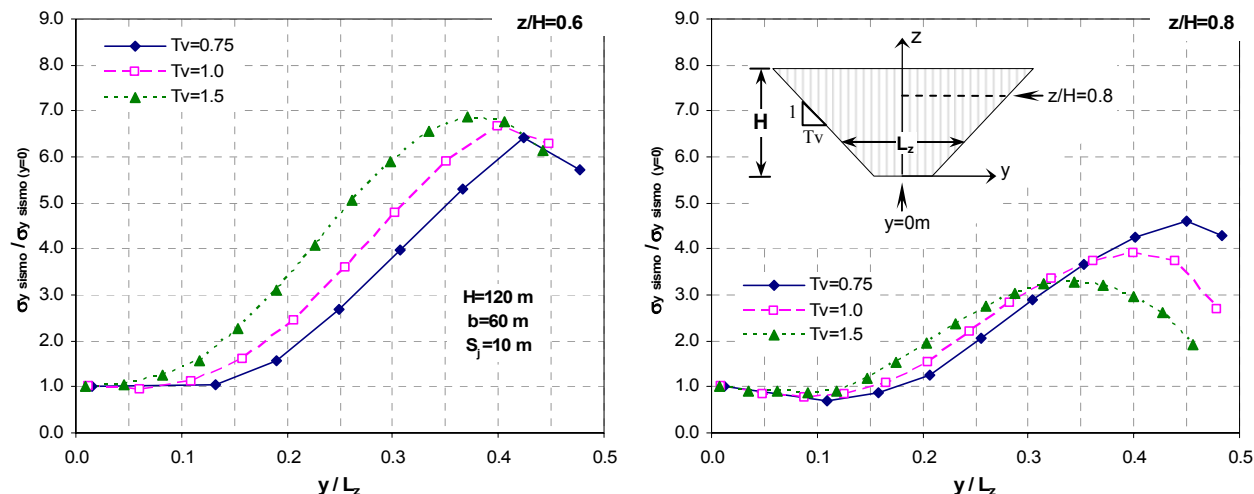


Figura 4.18 Efecto del talud del valle en los esfuerzos transversales en la cara de concreto, valores máximos por sismo -XY-, $H = 120\text{ m}$, $b = 60\text{ m}$, $S_j = 10\text{ m}$.

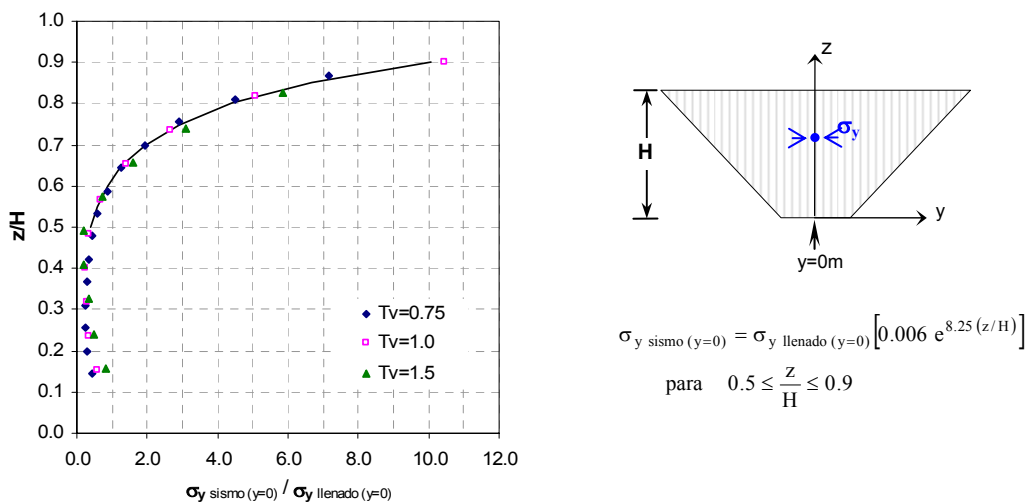
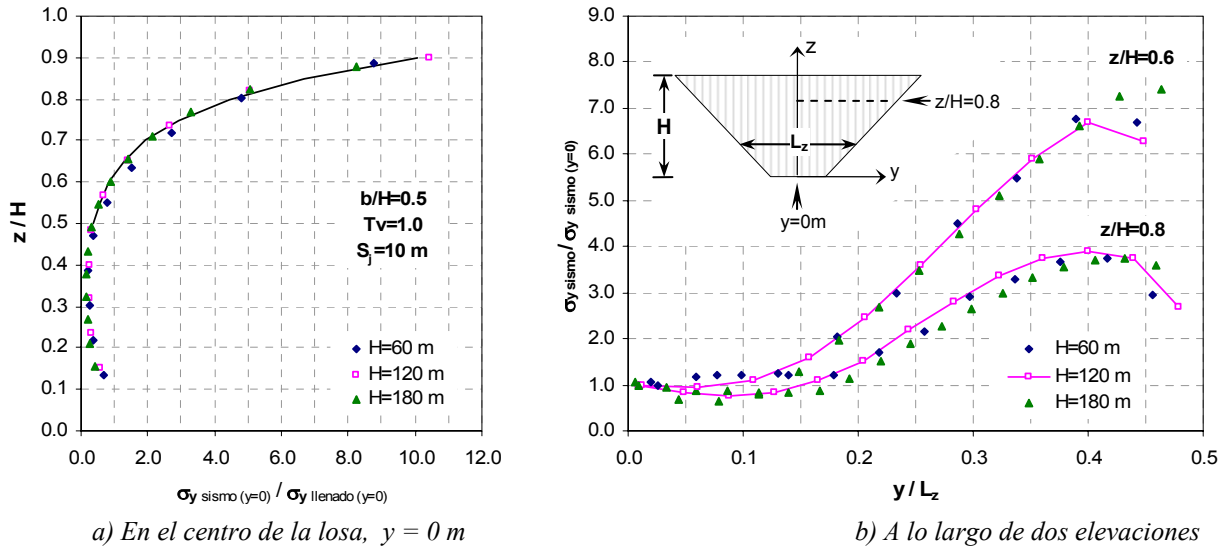


Figura 4.19 Esfuerzos transversales en la sección media de la cara de concreto ($y = 0\text{ m}$), valores máximos por sismo -XY-, $H = 120\text{ m}$, $b = 60\text{ m}$, $S_j = 10\text{ m}$.

Es importante señalar que $\sigma_{y \text{ sismo}}$ se suma o se resta a los de llenado para alcanzar los niveles de esfuerzos totales de compresión o de tensión por llenado más sismo; consecuentemente, en un mismo punto en el tercio superior de las losas centrales, estos esfuerzos pueden alcanzar valores apreciables tanto a compresión como a tensión durante un sismo (ver Fig. 4.5, punto P-4). Entonces, las altas relaciones $\sigma_{y \text{ sismo}} / \sigma_{y \text{ llenado}}$ que se generan a alturas superiores a $0.75 z/H$ se deben a la combinación de esfuerzos causados por el llenado del embalse bajos y altos esfuerzos sísmicos debido a que en el tercio superior de la cortina su respuesta es más severa. Cabe señalar que esta tendencia no es en general en toda la losa ya

que la magnitud de $\sigma_{y \text{ sismo}}$ depende de la posición de los paneles, y el ambiente sísmico considerado, tal como se señaló en la sección 4.2 (para las tres alternativas de excitación consideradas).

En la Fig. 4.20 se muestran los esfuerzos transversales máximos por sismo que se desarrollan en el centro de la cara de concreto ($y = 0.0 \text{ m}$), y a lo largo de dos elevaciones dentro de la membrana, para cortinas con alturas de 60.0 m, 120.0 m y 180.0 m que satisfacen una relación $b/H = 0.5$, un talud del valle, $T_v = 1.0$, y un espaciamiento entre juntas, $S_j = 10.0 \text{ m}$.



a) En el centro de la losa, $y = 0 \text{ m}$ b) A lo largo de dos elevaciones
 Figura 4.20 Esfuerzos transversales por sismo en la cara de concreto, para presas con diferentes alturas, $H = 60 \text{ m}$, 120 m y 180 m , $T_v = 1.0$ y $S_j = 10 \text{ m}$.

En la Fig. 4.20a, los esfuerzos transversales máximos por sismo se normalizan con respecto a los del llenado generados en los mismos puntos a lo largo del panel central de la cara de concreto, obteniéndose una tendencia similar (línea continua) para cualquier altura de cortina. El ajuste de esta tendencia para valores de z/H entre 0.5 y 0.9 se presenta en la ecuación 4.4 (incluida en la Fig. 4.19).

$$\sigma_{y \text{ sismo}}(y=0) = \sigma_{y \text{ llenado}}(y=0) \left[0.006 \exp^{8.25(z/H)} \right] \quad \text{para } 0.5 \leq \frac{z}{H} \leq 0.9 \quad (4.4)$$

En la gráfica 4.20b, los esfuerzos máximos por sismo a lo largo de dos elevaciones dentro de la cara de concreto, $z/H = 0.6$ y $z/H = 0.8$, se normalizan con respecto al esfuerzo máximo también por sismo que se desarrolla en el panel central de la membrana ($y = 0 \text{ m}$) a la misma elevación. Se muestran resultados desde la sección media de la cara de concreto hasta la margen, y se aprecia una tendencia de valores idéntica para cualquier altura de cortina.

Para aplicar la ecuación 4.4 es necesario conocer el esfuerzo transversal que se desarrolla en la sección media de la cara de concreto por el llenado del embalse para cualquier elevación z/H . Esta variación de esfuerzos se presenta en la Fig. 4.21, para varios modelos de PECC que satisfacen la relación $b/H=0.5$, en los cuales se varían la altura de la cortina, el talud del valle y el espaciamiento entre juntas verticales.

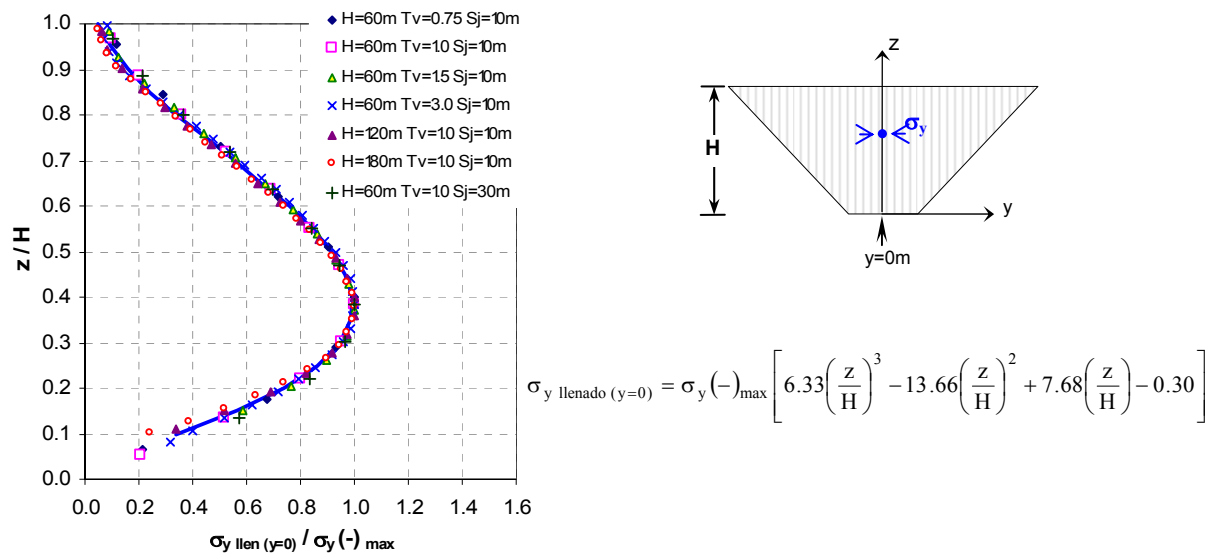


Figura 4.21 Esfuerzos transversales en la sección media de la cara de concreto ($y = 0 \text{ m}$) al final del llenado del embalse, para cortinas con $b/H = 0.5$

Los esfuerzos reportados en la Fig. 4.21 se normalizan con respecto a la compresión transversal máxima que se genera en la losa central también por el llenado del embalse, los cuales describen una tendencia muy similar (línea continua). En esta gráfica se incluye la representación analítica de la variación de estos esfuerzos transversales con la altura, al final del llenado del embalse.

Los resultados que se presentan en esta sección se pueden utilizar para un análisis sísmico preliminar de la cara de concreto en términos de esfuerzos transversales, para PECC entre 60.0 y 180.0 m de altura, y para las condiciones sísmicas de resonancia consideradas en estos análisis. El procedimiento propuesto es el siguiente:

1. Calcular el esfuerzo transversal que se desarrolla en la sección media de la cara de concreto por el llenado del embalse, $\sigma_{y \text{ llenado } (y=0)}$, a la elevación $z/H = 0.8$ (ó $z/H = 0.6$), utilizando la expresión que se incluye en la Fig. 4.21. Es necesario calcular previamente la compresión transversal máxima por llenado en la sección media de la losa, $\sigma_y (-)_{\text{max}}$, lo cual se hace con la ecuación mostrada en la Tabla 3.5 (procedimiento descrito en la sección 3.4.2).
2. El dato anterior se sustituye en la ecuación 4.4 para calcular el esfuerzo transversal máximo por sismo en la sección media de la cortina, $\sigma_{y \text{ sismo } (y=0)}$, a la elevación considerada dentro del tercio medio superior de la cara de concreto.
3. Se determina $\sigma_{y \text{ sismo}}$ a lo largo de un eje horizontal a la elevación $z/H = 0.8$ (ó $z/H = 0.6$), para secciones de boquilla $b/H = 0.5$, taludes del valle, $T_v = 1.0$, y espaciamientos entre juntas verticales $S_j = 10 \text{ m}$, utilizando la información obtenida en el punto 2 y las curvas que se muestran en la Fig. 4.20b. Para taludes del valle entre 0.75 y 1.5, se utilizan las curvas de la Fig. 4.18. Para espaciamiento entre juntas, $S_j = 30 \text{ m}$, y $T_v = 1.0$, se utilizan las curvas de la Fig. 4.13.

Con relación al valor relativo de $\sigma_{y \text{ sismo}}$ con respecto al de $\sigma_{y \text{ llenado}}$ se puede asegurar que aquel dependerá del contenido frecuencial del medio ambiente sísmico y su severidad, así como de las características geométricas de la cortina (y boquilla) y el comportamiento dinámico de los materiales que la integran. Es importante puntualizar que este estudio está acotado a evaluar aspectos geométricos y el efecto de la

dirección de la excitación, así como el uso de elementos de interfaz para modelar las juntas constructivas de la cara de concreto; el comportamiento no-lineal de los materiales que integran la cortina queda fuera de los alcances de este trabajo.

Sobre los esfuerzos longitudinales, σ_v , en el apéndice D.3 se muestran las historias de éstos en algunos puntos a lo largo de la losa central L-1, para tres modelos con altura de cortina constante, $H = 60.0$ m, ancho del cauce constante, $b = 30.0$ m, y distintas inclinaciones del talud del valle, $T_v = 0.75, 1.0$ y 1.5 . En estos resultados se aprecia cómo estos esfuerzos aumentan cuando el valle es más amplio.

4.4.3 Desplazamientos máximos en juntas verticales

En la Fig. 4.22 se grafican las aberturas y dislocaciones máximas por sismo que se desarrollan en las juntas verticales de PECC con diferentes alturas ($H = 60.0, 120.0$ y 180.0 m), con secciones de boquilla que satisfacen una relación $b/H = 0.5$, y taludes del valle $T_v = 0.75, 1.0$ y 1.5 . El espaciamientos entre juntas verticales es de 10.0 m en todos los casos. Estos desplazamientos de juntas, además de ser los máximos de las historias registradas, son los máximos que se presentan en toda la cara de concreto (máximos maximorum), y se normalizan con respecto a las aberturas y dislocaciones máximas que se generan por el llenado del embalse en los contactos verticales losa-losa.

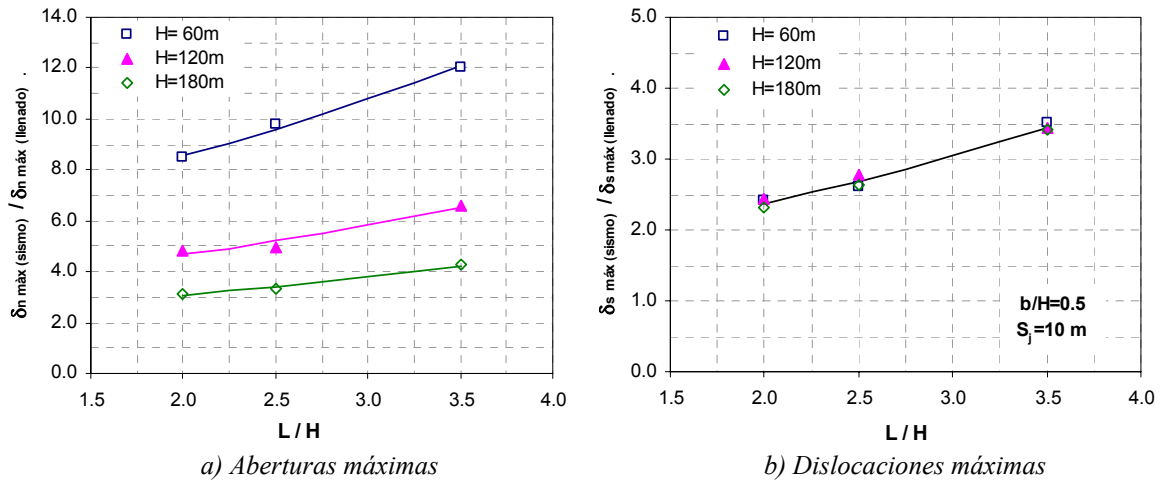


Figura 4.22 Efecto de la estrechez del valle en los desplazamientos máximos maximorum por sismo en juntas verticales (excitación -XY-), para presas con diferentes alturas de cortina.

Es importante señalar que estos desplazamientos máximos maximorum de juntas no ocurren exactamente en los mismos puntos por sismo y por llenado, aunque sí en regiones cercanas (juntas laterales). Se consideró aceptable utilizar esta normalización debido a que indican un valor límite que deben soportar los sellos que protegen estas juntas. De estos resultados se aprecia que el factor sismo-llenado, para los dos modos de desplazamiento en las juntas, aumenta cuando el valle es más amplio. Además, en la Fig. 4.22a se muestra que la relación de aberturas máximas sismo-llenado disminuye cuando la altura de la cortina aumenta, y la expresión que mejor se ajusta a estos resultados es:

$$\delta_{n \max (\text{sismo})} = \delta_{n \max (\text{llenado})} \left[A \exp^{B(L/H)} \right] \quad (4.5)$$

$$A = 8.532 \exp^{-0.008 H} \quad B = 0.241 \exp^{-0.001 H}$$

En la Fig. 4.22b se aprecia que la relación de dislocaciones máximas sismo-llenado se ajusta a una misma curva para las alturas de cortina consideradas. La representación analítica de la variación de dislocaciones máximas con la estrechez del valle para valores de L/H entre 2.0 y 3.5 se muestra a continuación:

$$\delta_{s \max (\text{sismo})} = \delta_{s \max (\text{llenado})} \left[1.443 \exp^{0.249(L/H)} \right] \quad (4.6)$$

De esta manera, el procedimiento que se propone para estimar las aberturas y dislocaciones máximas por sismo es el siguiente:

1. Calcular las aberturas y dislocaciones máximas de juntas por el llenado del embalse, $\delta_{n \max (\text{llenado})}$ y $\delta_{s \max (\text{llenado})}$, con las expresiones presentadas en la Fig. 3.23 (procedimiento descrito en la sección 3.4.3).
2. Con los datos calculados en el paso anterior, y con la geometría de la cortina y boquilla (factor L/H), se determina la abertura o dislocación máximas por sismo, $\delta_{n \max (\text{sismo})}$ y $\delta_{s \max (\text{sismo})}$, utilizando las ecuaciones 4.5 y 4.6 respectivamente.

En los apéndices D.4 y D.5 se presentan las historias de aberturas y dislocaciones que se desarrollan a lo largo de algunas juntas verticales, para modelos de cortinas donde sólo se varía el talud del valle ($T_v = 0.75, 1.0$ y 1.5). En estos resultados se muestra con mayor detalle el efecto de la estrechez del valle en los desplazamientos de juntas verticales.

4.4.4 Aberturas máximas en la junta perimetral

En la Fig. 4.23 se grafican las aberturas máximas por sismo que se desarrollan a lo largo de la junta perimetral para presas con diferentes secciones de boquilla, con alturas de 60.0, 120.0 y 180.0 m, que satisfacen una relación $b/H = 0.5$, con taludes del valle $T_v = 0.75, 1.0$ y 1.5 para cada altura, y un espaciamientos entre juntas verticales de 10.0 m. Debido a la simetría del problema sólo se presentan resultados en la mitad de la junta. Los valores reportados son los máximos de las historias registradas y se normalizan con respecto a la abertura máxima también por sismo que se desarrolla en la junta en la base de la cortina ($y = 0.0$ m).

Se aprecia que las mayores aberturas por sismo se desarrollan en la junta perimetral sobre los taludes de la boquilla ($0.25 < y/L < 0.4$), y estas aberturas aumentan cuando la altura de la cortina es mayor y el valle es más estrecho, alcanzando magnitudes del orden de 4 veces la abertura que se desarrolla en la junta en la base de la cortina para presas de gran altura ($H = 180.0$ m) y valles estrechos ($T_v = 0.75$).

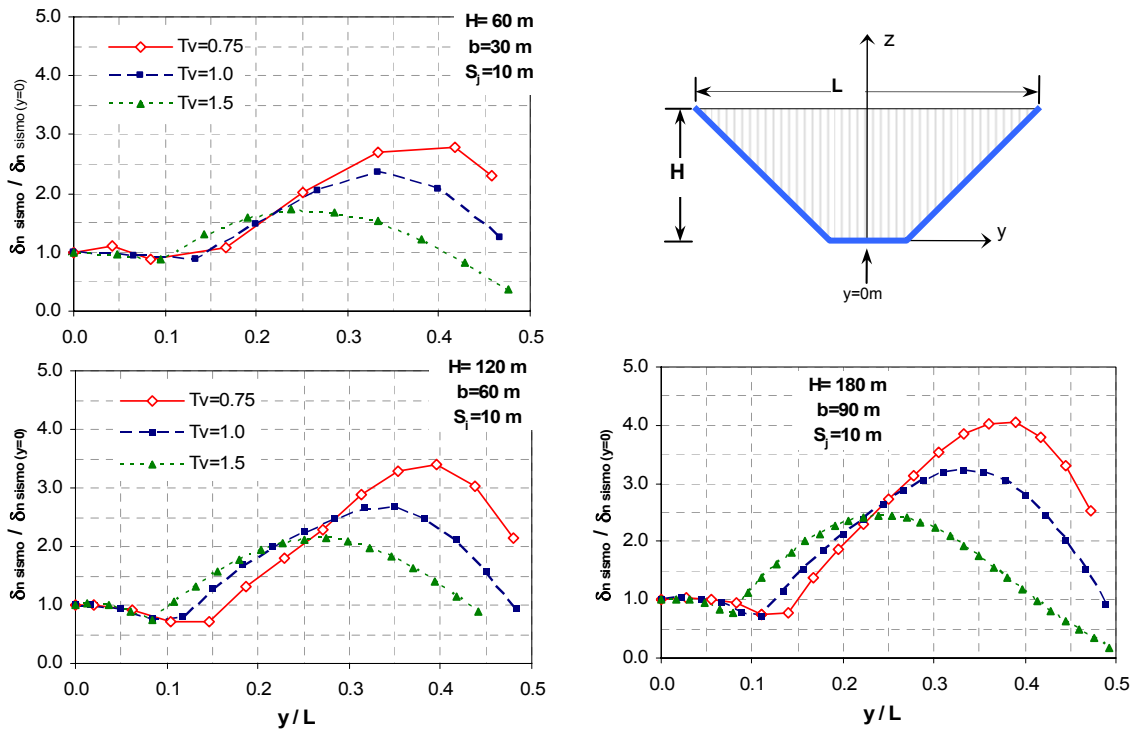


Figura 4.23 Efecto de la estrechez del valle en las aberturas máximas por sismo a lo largo de la junta perimetral (excitación -XY-)

Como complemento de esta información, en la Fig. 4.24 se muestran las aberturas máximas por sismo que se presentan en la junta perimetral en la base de la cortina ($y = 0$ m), para los modelos de presas considerados en esta sección. Estas aberturas máximas por sismo se normalizan con respecto a las aberturas que se tienen por llenado en el mismo punto de la junta perimetral.

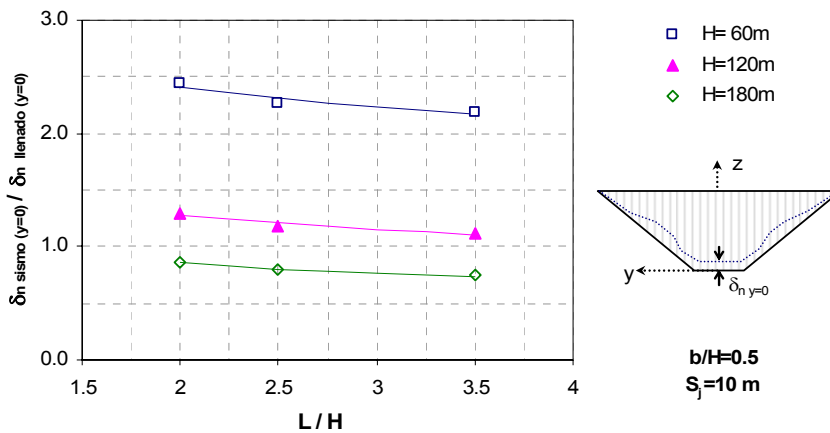


Figura 4.24 Aberturas máximas por sismo en la junta perimetral en la base de la cortina ($y = 0$ m), para diferentes alturas de cortinas

En estos resultados se observa que la relación sismo-llenado en esta zona de la junta ($y = 0$ m) prácticamente se mantiene constante al variar la estrechez del valle, para cada altura de cortina, apreciándose un sensible aumento de esta relación cuando el valle es más estrecho. También, se aprecia que este factor sismo-llenado disminuye cuando la altura de la cortina aumenta. La expresión que mejor se ajusta a los puntos graficados es:

$$\delta_{n \text{ sismo } (y=0)} = \delta_{n \text{ llenado } (y=0)} A \left(\frac{L}{H} \right)^{-B} \quad (4.7)$$

$$A = 106.526(H)^{-0.891} \quad B = 0.056(H)^{3.03}$$

En el apéndice D.6 se presentan las historias de aberturas y cierres que se desarrollan a lo largo de la junta perimetral, para cortinas con diferente talud del valle ($T_v = 0.75, 1.0$ y 1.5), en las cuales se aprecia con mayor detalle el efecto de la estrechez del valle en estos desplazamientos de juntas.

Los resultados mostrados en esta sección son de utilidad práctica para estimar las aberturas máximas por sismo a lo largo de la junta perimetral para cortinas entre 60.0 y 180.0 m de altura, y un espaciamiento entre juntas verticales de 10.0 m, y las condiciones sísmicas de resonancia consideradas en estos análisis. El procedimiento propuesto es el siguiente:

1. Se calcula la abertura por llenado del embalse que se desarrolla en la junta perimetral en la base de la cortina, $\delta_{n \text{ llenado } (y=0)}$, con las expresiones que se presentan en la Tabla 3.7. Este procedimiento se describe con mayor detalle en la sección 3.4.4.
2. Con el dato anterior, y con la geometría de la cortina y boquilla (factor L/H), se determina la abertura máxima por sismo de la junta en la base de la cortina, $\delta_{n \text{ sismo } (y=0)}$, utilizando la ecuación 4.7.
3. Para conocer la distribución de aberturas máximas por sismo a lo largo de toda la junta perimetral, con el dato obtenido en el paso 2, se emplean las curvas que se muestran en la Fig. 4.23, que están en función también, de la altura de la cortina, H , y el talud del valle, T_v . Para espaciamientos entre juntas verticales mayores de 10.0 m y menores de 30.0 m, y un talud del valle, $T_v=1.0$, se emplean las curvas que se muestran en la Fig. 4.15.

4.5 Efecto de la Zonificación del Enrocamiento en la Respuesta Sísmica de PECC

En el apartado 3.5 se evaluó el comportamiento de la cara de concreto al final del llenado del embalse considerando un terraplén integrado por dos enrocamientos de diferente rigidez, donde el material del talud aguas arriba es dos veces más rígido que el del talud aguas abajo (tipo A y B respectivamente), mientras que el talud interno, que se define por la variable $T_i:1$ (H:V), marca la frontera entre estos dos materiales (ver Fig. 3.28). En estos análisis se utilizó una sección de boquilla constante con $H = 60.0$ m, $b = 30.0$ m, $T_v = 1.0$, con taludes de aguas arriba y aguas debajo de 1.4:1 (H:V), con una relación de estrechez del valle, $L/H = 2.5$, un espaciamiento entre juntas, $S_j = 10.0$ m, y únicamente en el cuerpo principal de la cortina se varía el parámetro T_i , con las siguientes pendientes: 0.0:1, 0.35:1, 0.70:1 y 1.05:1 (H:V). De esta forma, para un valor mayor de T_i se tiene un pedraplén más deformable.

En esta sección se presentan los desplazamientos normales, d_n , de la losa de concreto, en su sección media, inducidos por el llenado del embalse para todas las zonificaciones consideradas. Así mismo, se muestran los resultados al aplicar una excitación senoidal en la frontera rígida de estos modelos de PECC. Se utilizó la misma señal que se muestra en la Fig. 4.1, ésta se aplica en la dirección del eje del cauce y en la dirección del eje de la cortina (sismo -XY-), que es la condición más crítica de acuerdo a lo presentado en los apartados anteriores. Esta señal considera una amplitud máxima de 0.3g, 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 .

El propósito de estos estudios es estimar la pendiente T_i para la cual el efecto de la cercanía del material más compresible no influye en los desplazamientos normales, d_n , ni en la respuesta sísmica de la losa. El valor de T_i impacta al costo directo de la cortina ya que partiendo del hecho que el costo unitario del material B es menor que el del material A, al aumentar T_i , decrecerá la inversión directa.

En la Tabla 4.2 se presentan las frecuencias naturales calculadas en la sección media para cada valor de T_i , las cuales se utilizaron para definir las frecuencias de las excitaciones aplicadas a cada modelo. En la misma tabla se presenta el caso cuando se tiene una sección de cortina homogénea (homo) con un enrocamiento tipo A (más rígido).

Tabla 4.2 Frecuencias naturales en la sección media de la cara de concreto, en la dirección -X- y -Y-

H m	b M	$T_v : 1$ (H:V)	$T_i : 1$ (H:V)	f_{n-x} Hz	f_{n-y} Hz
60.0	30.0	1.00	homo	1.10	1.40
60.0	30.0	1.00	0.00	0.95	1.13
60.0	30.0	1.00	0.35	0.90	1.09
60.0	30.0	1.00	0.70	0.88	1.05
60.0	30.0	1.00	1.05	0.84	1.00

También se consideran las mismas propiedades de los enrocamientos que se emplearon en los análisis estáticos (ver Tabla 3.6), y las mismas propiedades de la losa, del plinto y de las juntas constructivas, que se presentan en las Tablas 3.2 y 3.3. Los coeficientes de 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.

4.5.1 Desplazamientos normales máximos en la sección media de la cara de concreto

En la Fig. 4.25 se muestran los desplazamientos normales en la cara de concreto a lo largo de su sección media, para cada tipo de zonificación del enrocamiento considerada en los modelos 3D, tal como se indica en los esquemas insertados a la derecha de la Fig. 4.25. Se presentan resultados para las condiciones de llenado (normalizados con respecto a los desplazamientos correspondientes a los análisis 2D), y por sismo (valores máximos de las historias registradas, normalizados con respecto a los desplazamientos por llenado).

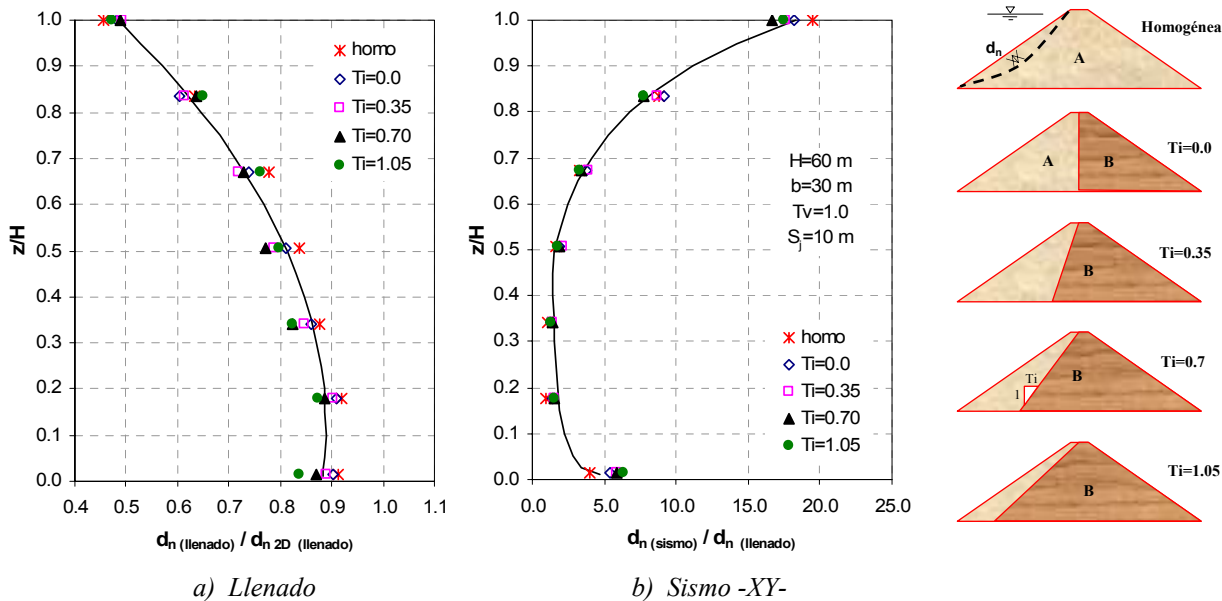


Figura 4.25 Desplazamientos normales máximos en la cara de concreto en la sección media de la cortina

El efecto del parámetro T_i en los desplazamientos normales de la cara de concreto por llenado, ya se discutió en la sección 3.5.1. En la Fig. 4.25a se consideró adecuado mostrar estos resultados con otro tipo de normalización (con respecto a los casos 2D), que además de mostrar el efecto 3D para diferentes zonificaciones, se aprecia una tendencia de resultados casi similar (línea continua) para cualquier tipo de zonificación del enrocamiento, incluyendo la homogénea, con lo que fue posible definir expresiones para determinar de una manera aproximada estos desplazamientos normales en la cara de concreto debidos a la carga hidrostática. Estos factores de desplazamiento por llenado (3D/2D) se ajustan con una sola expresión y que se describe de la siguiente manera:

$$d_{n(\text{llenado})} = d_{n2D(\text{llenado})} \left[-0.519 \left(\frac{z}{H} \right)^2 + 0.123 \left(\frac{z}{H} \right) + 0.881 \right] \quad (4.8)$$

En relación a los resultados 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. 4.25b) es de esperarse que éstos aumenten conforme el parámetro T_i se incrementa, 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 similar en su sección media (línea continua). A partir de estos resultados se determinaron expresiones, que se presentan en la ecuación 4.5, para estimar de una manera aproximada estos desplazamientos dinámicos normales a la losa, para cualquier tipo de zonificación del enrocamiento. Estas relaciones consideran una frontera donde el comportamiento cambia, que es a la elevación $z/H=0.5$.

$$\begin{aligned}
 d_{n \text{ (sismo)}} &= d_{n \text{ (llenado)}} \left[1.046 \left(\frac{z}{H} \right)^{0.324} \right] && \text{para } 0.0 \leq \frac{z}{H} \leq 0.5 \\
 d_{n \text{ (sismo)}} &= d_{n \text{ (llenado)}} \left[17.763 \left(\frac{z}{H} \right)^{4.087} \right] && \text{para } 0.5 < \frac{z}{H} \leq 1.0
 \end{aligned}
 \tag{4.9}$$

4.5.2 Esfuerzos axiales máximos en los paneles de concreto

Los resultados incluidos en la sección 3.5.2 muestran que la región central de la cara de concreto está sometida a esfuerzos de compresión y en las márgenes, de tensión, lo que 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, la condición de llenado 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 Fig. 4.26 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, donde los efectos de la excitación -XY- son más notorios (ver Fig. 4.5). Los valores reportados son los máximos de las historias registradas, y se normalizan con respecto a los esfuerzos máximos también por sismo que se tienen en cada una de estas losas en el caso homogéneo (homo). Se aprecia cómo al considerar un valor de T_i entre 0.0 y 0.35 prácticamente estos esfuerzos máximos no cambian, principalmente en los paneles más cercanos al centro de la cara de concreto (losa L-4, ver Fig. 4.4)), 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/enrocamiento 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.

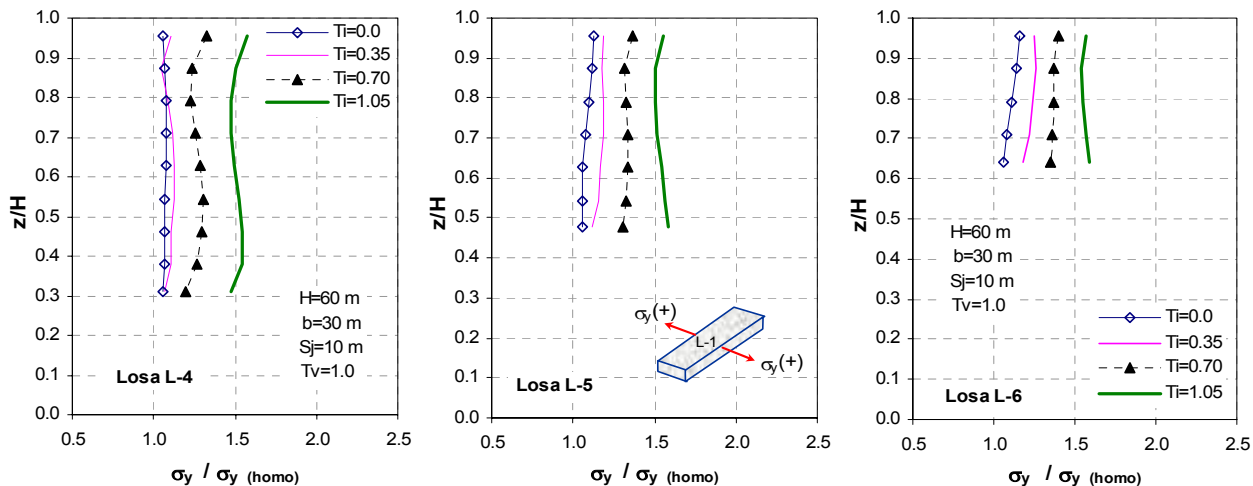


Figura 4.26 Esfuerzos transversales máximos por sismo en los paneles L-4, L-5 y L-6 (excitación -XY-)

Con respecto a los esfuerzos longitudinales (σ_v) máximos por sismo, éstos se muestran en la Fig. 4.27 a lo largo de la losa central L-1 (ver Fig. 4.6), donde el efecto por sismo es más notorio, y para cada una de las zonificaciones del enrocamiento analizadas en este estudio ($T_i = 0.0, 0.35, 0.70$ y 1.05). Estos valores se normalizan con respecto al esfuerzo máximo por sismo que se tiene en la losa central para el caso cuando el enrocamiento es homogéneo (homo).

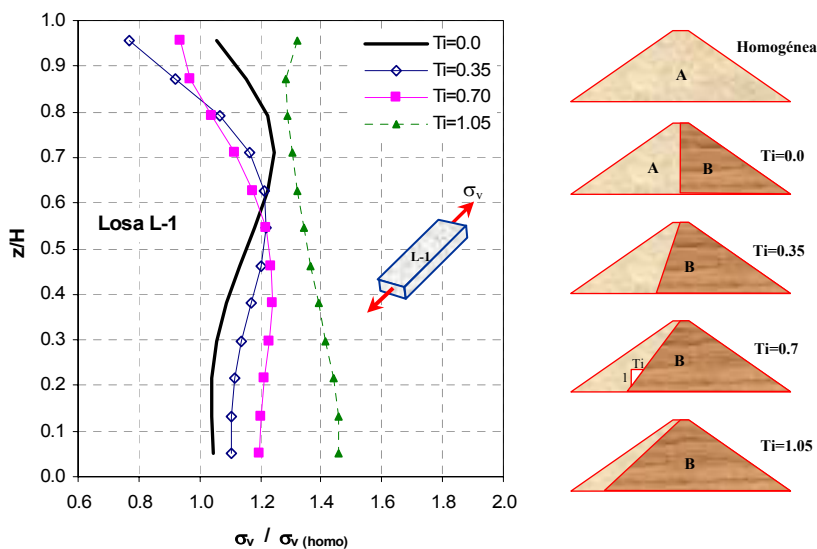


Figura 4.27 Esfuerzos longitudinales máximos por sismo en la losa central L-1 (sismo -XY-)

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 . Lo cual indica que la zonificación con $T_i = 0.0$ es potencialmente más susceptible a sufrir daños bajo la acción de un sismo severo.

Conviene recordar que los mayores esfuerzos en la losa por sismo ocurren a una elevación $z/H = 0.58$ (ver Fig. 4.6), donde el factor enrocamiento zonificado/enrocamiento homogéneo es de 1.2 para valores de T_i entre 0.0 y 0.70.

4.5.3 Aberturas y dislocaciones máximas en juntas verticales

En la Fig. 4.28 se presentan las aberturas por sismo a lo largo de tres juntas verticales: J-4, J-5 y J-6 (ver Fig. 4.8). Los valores reportados son los máximos de las historias registradas, normalizadas con respecto a las aberturas máximas por sismo que se generan en una cortina con enrocamiento homogéneo. Al igual que la variación de los esfuerzos transversales en los paneles de concreto (Fig. 4.26), las aberturas en las juntas verticales aumentan cuando el talud interno, T_i , es mayor. También, se aprecia que para valores de T_i entre 0.0 y 0.35, en relación con el caso homogéneo (homo), las aberturas entre los paneles de concreto prácticamente no varían, con un factor casi constante (1.18 a 1.20) a lo largo de las juntas.

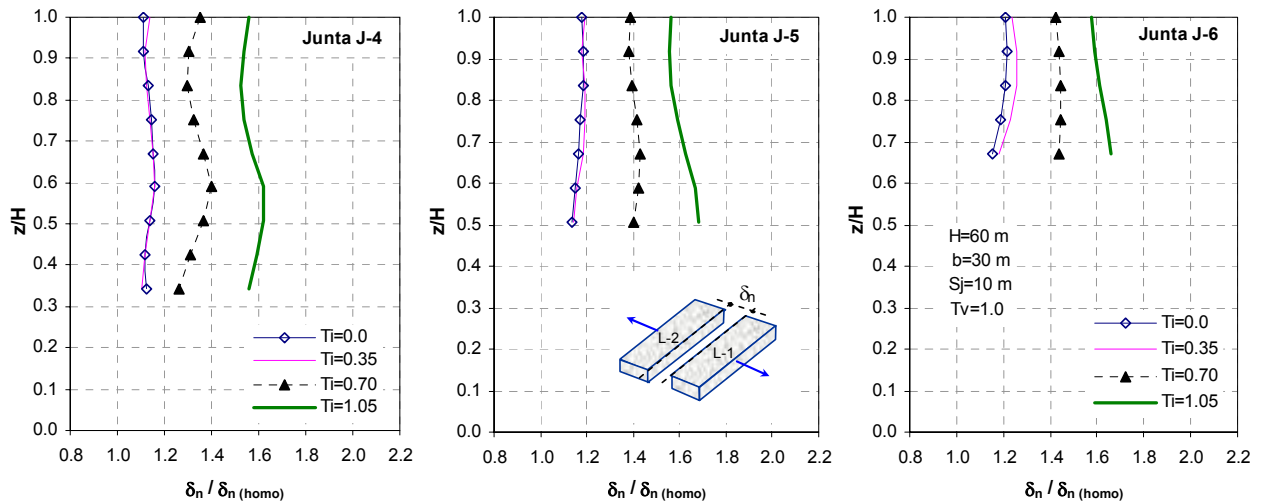


Figura 4.28 Aberturas máximas por sismo en juntas verticales J-4, J-5 y J-6 (excitación -XY-)

Estos factores enrocamiento zonificado/enrocamiento homogéneo son representativos para toda la losa, y podrían considerarse como valores promedio de aberturas en todas las juntas verticales para cada valor de T_i . Es decir, para T_i entre 0.0 y 0.35, se tiene un factor promedio de 1.2, para $T_i = 0.7$ la relación es de 1.4, mientras que para $T_i = 1.05$, se tiene un factor de 1.6. Con relación a las dislocaciones máximas por sismo en juntas verticales, éstas se muestran en la Fig. 4.29, a lo largo de tres juntas verticales: J-3, J-4 y J-5 (ver Fig. 4.10), donde estos valores están normalizados con respecto a las dislocaciones por sismo que se generan en una cortina con enrocamiento homogéneo (homo).

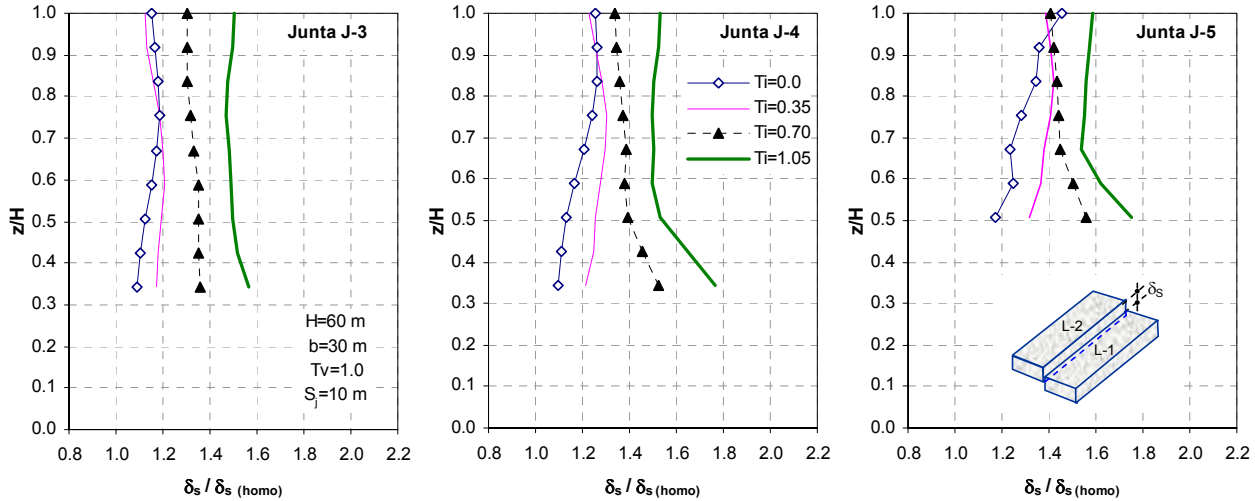


Figura 4.29 Dislocaciones máximas por sismo en juntas verticales J-3, J-4 y J-5 (excitación -XY-)

Las figuras muestran que el factor enrocamiento zonificado/homogéneo es prácticamente constante para todos los casos considerados, excepto cuando se tiene $T_i = 0$, el cual se incrementa con la altura en función de la localización de la junta: al acercarse ésta a la ladera la tasa de incremento del factor mencionado aumenta. Estos resultados, aunados a los que muestran que para el caso $T_i = 0$ la deformada de la losa de concreto muestra una doble curvatura (la cual propicia su agrietamiento), apuntan a que esta zonificación de la cortina ($T_i = 0$) no es la más adecuada.

4.5.4 Desplazamientos máximos en la junta perimetral

En la Fig. 4.30 se presentan las aberturas (δ_n) máximas por sismo que se desarrollan en la junta perimetral para cada tipo de zonificación del enrocamiento ($T_i = 0.0, 0.35, 0.7$, y 1.05). 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 (homo).

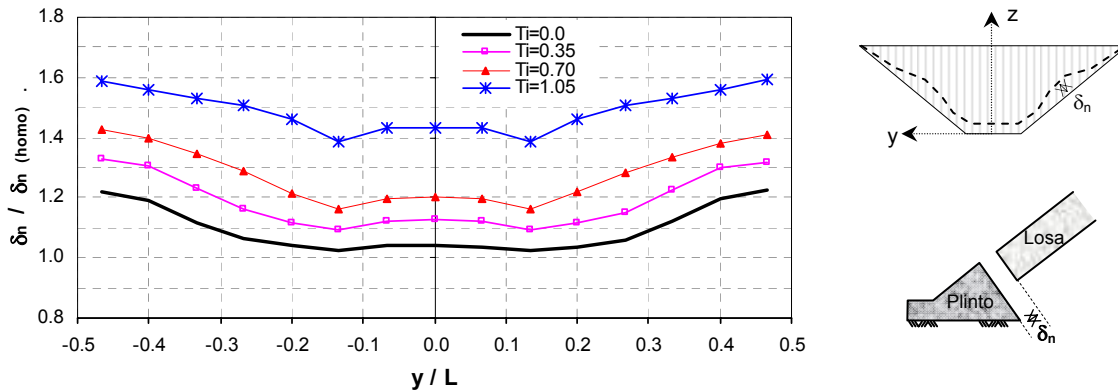


Figura 4.30 Aberturas máximas por sismo en la junta perimetral (excitación -XY-)

De acuerdo con estos resultados, la condición más desfavorable (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 ($-0.1 < y/L < 0.1$), entonces prácticamente resulta lo mismo que considerar un solo tipo de enrocamiento en toda la cortina. Conforme se avanza a lo largo de la junta perimetral desde el centro hacia los extremos de ésta, las relaciones enrocamiento zonificado/homogéneo aumentan para cualquier tipo de zonificación del enrocamiento. La zona de mayor interés a lo largo de esta junta es donde se presentan las aberturas máximas por sismo, que de acuerdo a la Fig. 4.23 es entre 0.25 y 0.4 de y/L , dependiendo de la inclinación del talud del valle. En este tramo de la junta, las aberturas por sismo se incrementan entre 1.05 y 1.55 veces la abertura correspondiente al caso homogéneo.

Con respecto a las dislocaciones máximas en el contacto losa-plinto, éstas prácticamente no se ven afectadas por un sismo (apéndice D.8), por lo que en este apartado este aspecto se soslaya. Se afirma que estas dislocaciones en la junta perimetral aumentarían por la acción sísmica pero el efecto sería despreciable comparado con el llenado del embalse.

4.6 Modelos con Junta Constructiva Horizontal en la Cara de Concreto

En esta sección se exponen algunos resultados donde se considera el efecto de una junta horizontal en el comportamiento de la cara de concreto, para condiciones de carga estática (llenado) y acción sísmica. Se utilizó nuevamente la sección de boquilla para $H = 60.0$ m, $b = 30.0$ m, $T_v = 1.0$, y $S_j = 10.0$ m. A este modelo que tiene una relación de estrechez del valle, $L/H = 2.5$, se le incluye una junta horizontal a la mitad de la altura de la losa ($z = H/2$). Las propiedades de esta junta son las mismas que se utilizaron para las verticales y que se muestran en la Tabla 3.3.

4.6.1 Desplazamientos normales y esfuerzos axiales en la cara de concreto

En la Fig. 4.31 se presentan los contornos de desplazamientos normales (d_n), esfuerzos transversales (σ_y) y longitudinales (σ_v) que se generan en los paneles de concreto al final del llenado del embalse, tanto para cuando se tienen sólo juntas verticales como en el caso en que se incluye una junta horizontal.

Estos resultados indican que la presencia de una junta horizontal afecta muy poco el comportamiento de la cara de concreto ante la carga de agua, en términos de desplazamientos normales, los cuales prácticamente no varían. Algo muy similar se observó en análisis anteriores cuando sólo se variaba el espaciamiento entre juntas verticales (ver Fig. 3.4).

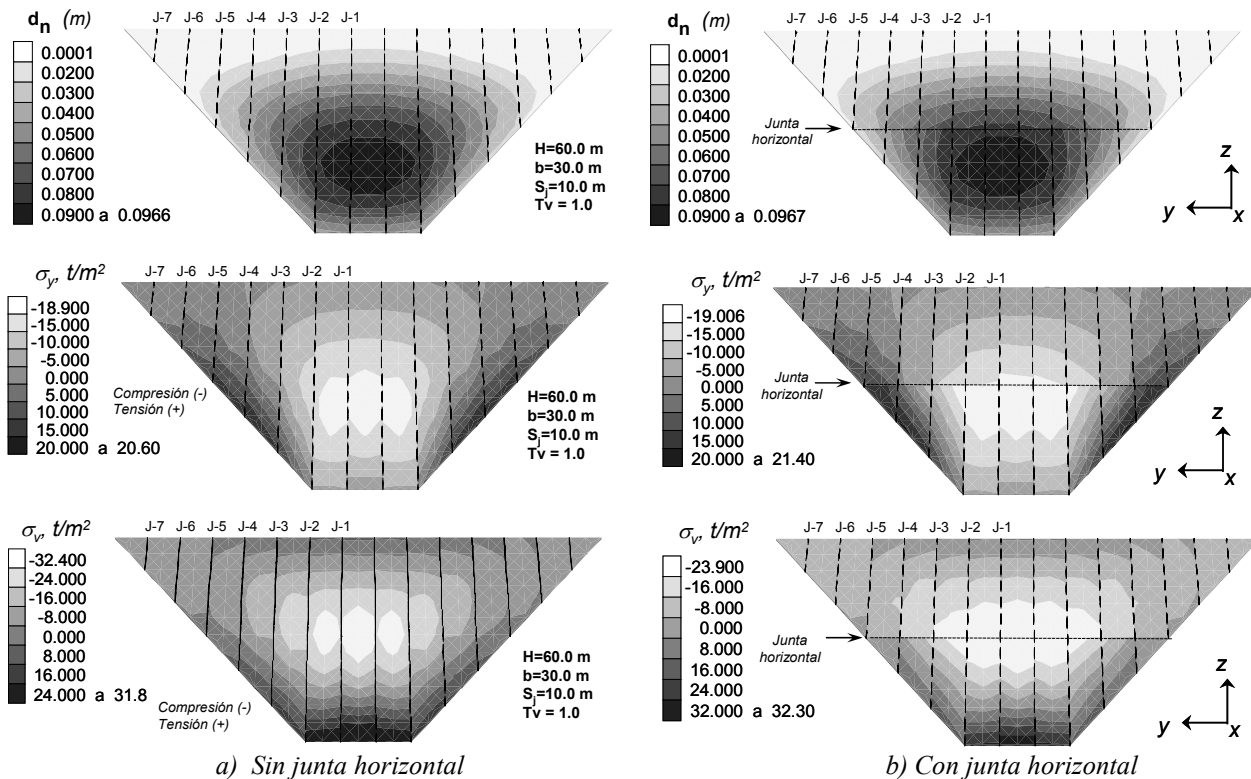


Figura 4.31 Desplazamientos normales y esfuerzos transversales y longitudinales en la cara de concreto, al final del llenado del embalse

Lo mismo se aprecia con los esfuerzos transversales (σ_y) los cuales no cambian sustancialmente (Fig. 4.31), aunque se observa un aumento del área donde se tienen los valores máximos de éstos y su distribución varía un poco en los paneles centrales y a la mitad de la altura de la cortina cerca de la junta horizontal. Los esfuerzos que sí son afectados son los longitudinales (σ_v), principalmente las compresiones máximas (en los paneles centrales), las cuales disminuyen cuando se considera una junta horizontal, mientras que las tensiones máximas a lo largo del talud prácticamente no son afectadas cerca de la cresta y en la parte inferior de las losas centrales, ante la carga de agua.

Ahora consideremos la acción de un sismo después del llenado del embalse. En la Fig. 4.32 se presentan las historias de esfuerzos longitudinales, σ_v , calculadas a diferentes elevaciones a lo largo del panel central de la cara (donde se generan los esfuerzos máximos) para ambas condiciones: sin junta horizontal (sin JH) y con junta horizontal (con JH). El ambiente sísmico bidimensional se aplica en la frontera rígida del modelo, tal como se analizó en la sección 4.2.2. Estas historias se comparan con los resultados obtenidos para el caso en que considera una losa sin junta horizontal.

Se observa claramente que la presencia de una junta horizontal en la cara de concreto causa una disminución de los esfuerzos longitudinales, tanto a compresión como a tensión, en la zona cercana a esta junta, es decir, a la mitad de altura del panel central (P-3 y P-4). Debido a que los mayores incrementos por sismo de los esfuerzos longitudinales ocurren en la losa central, y estos disminuyen hacia los márgenes, el efecto de la junta horizontal cerca del contacto losa-plinto en la variación de estos esfuerzos es despreciable.

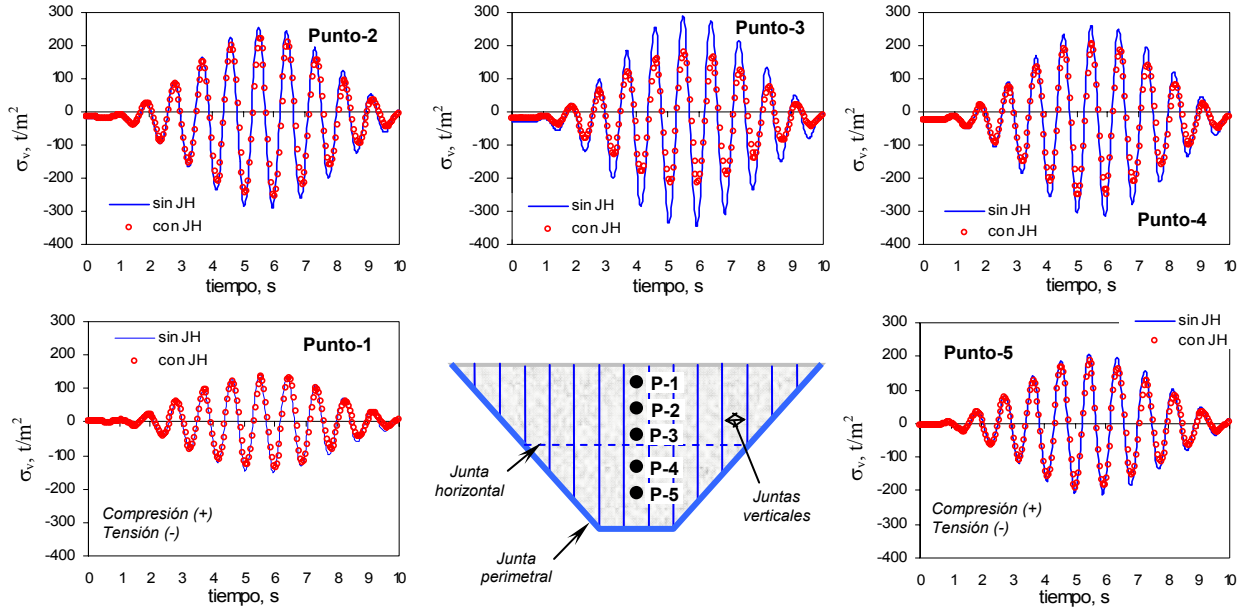


Figura 4.32 Historias de esfuerzos longitudinales por llenado más sismo -XY-

4.6.2 Aberturas en juntas verticales y perimetral

En la Fig. 4.33 se muestran las historias de aberturas que se presentan en algunos puntos a lo largo de las juntas verticales (P-1 al P-4) y en la junta perimetral (P-5 al P-7), para ambos patrones de distribución de juntas. En estos resultados se aprecia que el efecto de la presencia de la junta horizontal en la variación de las aberturas de estos contactos es muy local; es decir, las mayores diferencias de resultados se presentan en aquellos puntos cercanos a la intersección entre las juntas verticales con la junta horizontal (P-1, P-2 y P-3). En estos puntos las aberturas son mayores cuando se considera una junta horizontal a la mitad de la cara de concreto. En puntos alejados de estas zonas, por ejemplo cerca de la cresta donde se presentan las mayores amplificaciones de los movimientos (P-4) prácticamente la respuesta es la misma con junta o sin junta horizontal.

Lo mismo ocurre en el comportamiento de la junta perimetral, donde la mayores diferencias de estos desplazamientos se presentan cerca de su intersección con la junta horizontal (P-6), donde las aberturas disminuyen cuando se incluye la junta horizontal a la mitad de la cara de concreto. En los demás puntos de la junta perimetral los resultados son similares en ambos modelos.

El beneficio de colocar una junta horizontal se puede apreciar en estos resultados principalmente en la disminución de los esfuerzos longitudinales (Fig. 4.32), lo que disminuye la posibilidad de agrietamiento horizontal en los paneles centrales de la cara de concreto. También, las aberturas en la junta perimetral pueden disminuir aunque esto es localmente, es decir, solamente en las intersecciones de juntas. Lo contrario ocurre en las juntas verticales donde las aberturas aumentan al considerar una junta horizontal. Tomando en cuenta los efectos positivos y negativos que tiene la presencia de una junta constructiva horizontal, además de los trabajos de detalle que implica colocar el sello, resulta más conveniente, desde el punto de vista práctico, prescindir de juntas constructivas horizontales en la losa de concreto.

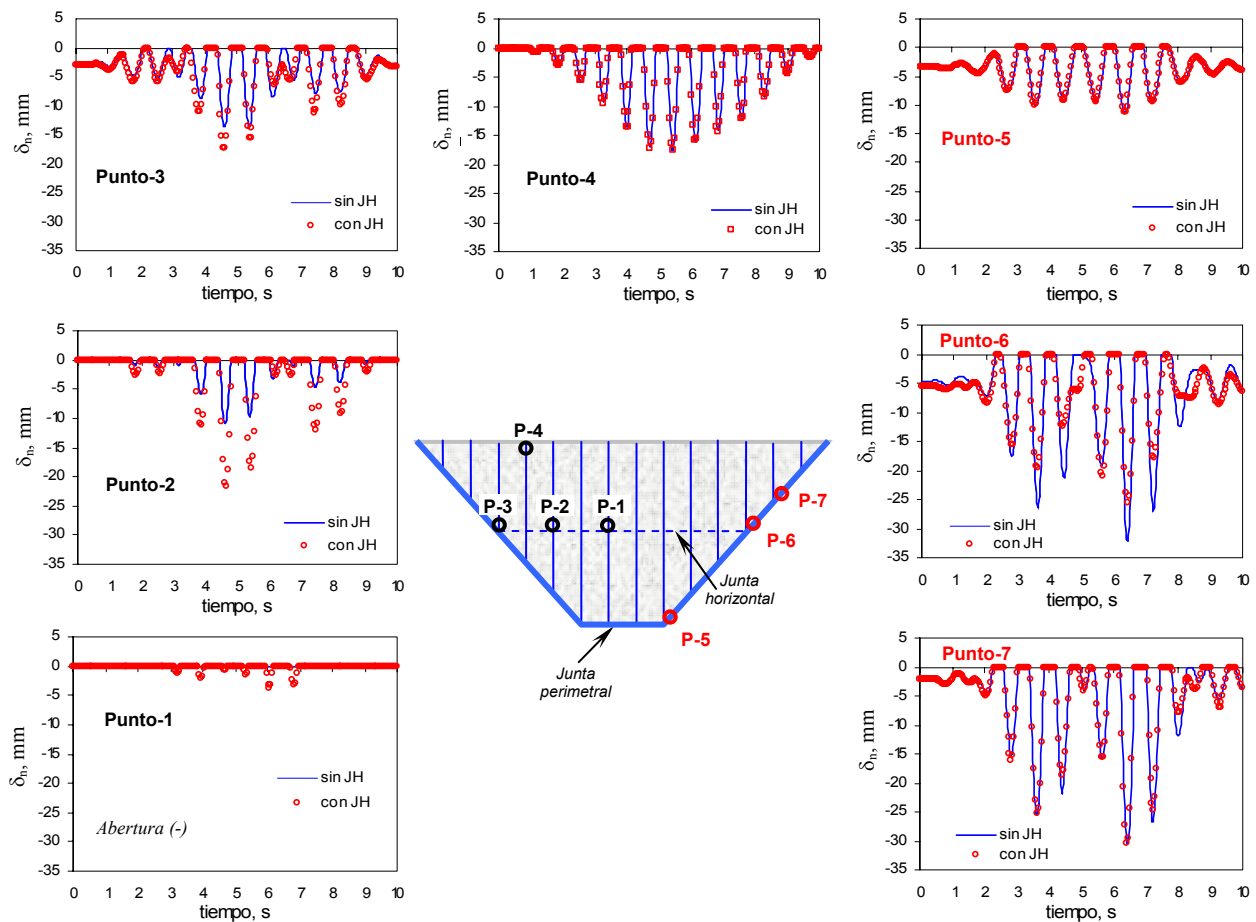


Figura 4.33 Historias de aberturas y cierres en juntas verticales y perimetral, condición de llenado más sismo -XY-

4.7 Efecto de la Rigidez de la Cimentación

En esta sección se presenta el estudio de una presa de enrocamiento con cara de concreto, donde los análisis toman en cuenta el efecto de la rigidez de la roca basal (base flexible) en la respuesta sísmica de la cortina. El modelo utilizado para este fin es similar al que se presenta en secciones anteriores ($H = 60.0$ m, $b = 30.0$ m, $T_v = 1.0$, y $S_j = 10$ m), incluyendo además la roca basal tal como se muestra en la Fig. 4.34. El valle se extiende un ancho de la cortina (B) en la dirección del eje del cauce, una longitud de la cresta (L) en la dirección del eje de la cortina, y una altura de la cortina (H) en profundidad.

La rigidez de las laderas y fondo del valle se considera 20 y 40 veces mayor que la rigidez de la cortina (enrocamiento), utilizando las mismas propiedades de los materiales que se incluyen en las Tablas 3.2 y 3.3. La excitación se aplica en la base del modelo únicamente en la dirección del eje de la cortina (sismo -Y-). En las paredes verticales del entorno se permite el movimiento en dirección -y-, y se restringe en las direcciones -x- y -z-, como se muestra en el esquema de la derecha en la Fig. 4.34 (donde E_e es el módulo de Young del enrocamiento, y E_r es el módulo de la roca basal). También se modela el procedimiento constructivo de la cortina y el llenado del embalse en etapas, como se mencionó anteriormente.

Se comparan las respuestas medidas en la cara de concreto de estos modelos que incluyen la roca de cimentación, con la respuesta de la losa cuando se considera una cimentación rígida (excitación sincrónica a lo largo de la boquilla). Para que estos análisis sean comparativos, la excitación que se utiliza en los modelos con cimentación rígida (Fig. 4.1) se deconvoluciona hasta la profundidad considerada, de acuerdo con las propiedades de la roca basal. Esta nueva señal se utiliza como excitación en la base del modelo de la Fig. 4.34. Es comprensible que los movimientos sísmicos que actúan a lo largo del contacto cortina-valle no son sincrónicos, como en el caso en que se considera una frontera rígida en este contacto. La variación espacial de los movimientos sísmicos a lo largo de la interfaz valle-cortina será más significativa al disminuir la relación de rigideces E_r/E_e .

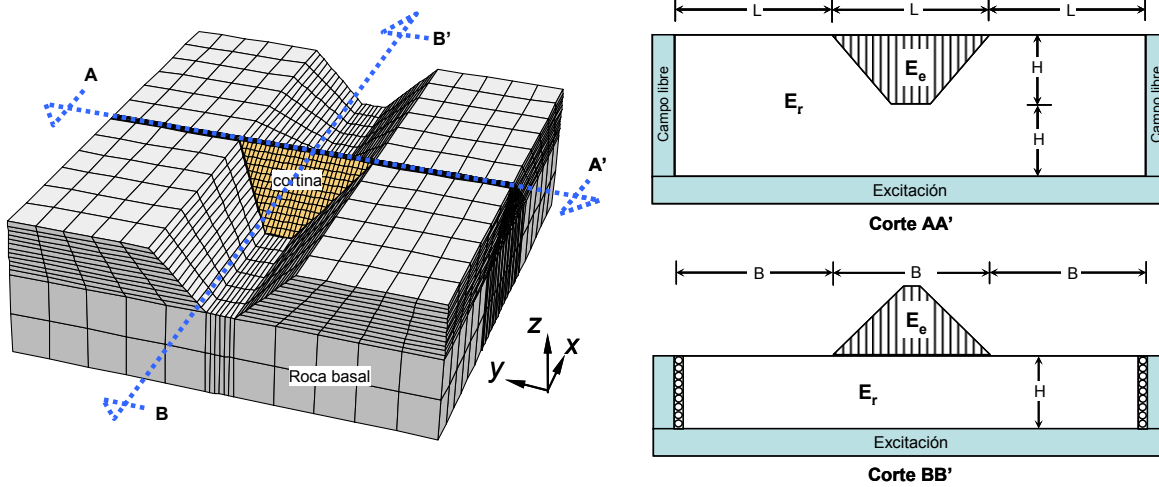


Figura 4.34 Modelo de PECC junto con roca de cimentación

4.7.1 Esfuerzos transversales en la cara de concreto

En la Fig. 4.35 se presentan los esfuerzos transversales máximos en la cara de concreto, a lo largo de tres elevaciones, $z/H = 0.6, 0.8$ y 1.0 . Los valores reportados son las compresiones máximas de las historias de esfuerzos cuando la excitación actúa sólo en la dirección del eje de la cortina (sismo -Y-). Estos esfuerzos se normalizan con respecto al mismo esfuerzo cuando el valle es rígido. En las abscisas la distancia horizontal -y- se normaliza con respecto a L_z que es el ancho del valle a la elevación -z-.

Estos resultados muestran que cuando el valle es 40 veces más rígido que la cortina, los factores de esfuerzo (roca basal flexible-rígida) en el tercio superior de la cara de concreto, se aproximan a la unidad, lo que indica que el valle prácticamente está muy cerca de la condición rígida. Por otro lado, cuando el valle es más flexible, para un valor de 20 veces más rígido que el enrocamiento de la cortina, los esfuerzos transversales máximos comienzan a variar, siendo mayores estos factores en la cresta donde se alcanzan valores hasta 1.7 veces con relación al caso donde se tiene un valle rígido. Estos resultados indican claramente la importancia de incluir las características de los materiales sobre los que se apoya la cortina.

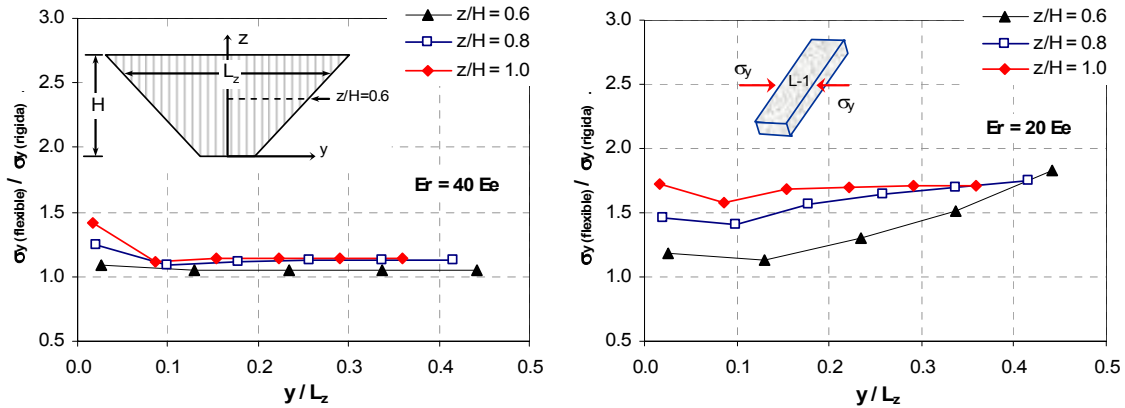


Figura 4.35 Compresiones transversales máximas en la cara de concreto por sismo -Y-

4.7.2 Contacto losa-plinto

En la Fig. 4.36 se grafican las aberturas máximas por sismo que se desarrollan a lo largo del contacto losa-plinto cuando el movimiento sólo ocurre en dirección del eje de la cortina (sismo -Y-). Las aberturas máximas del modelo con un valle flexible se normalizan con respecto a la abertura máxima que ocurren en un valle rígido. Debido a la simetría del problema sólo se presentan resultados en la mitad de la junta perimetral.

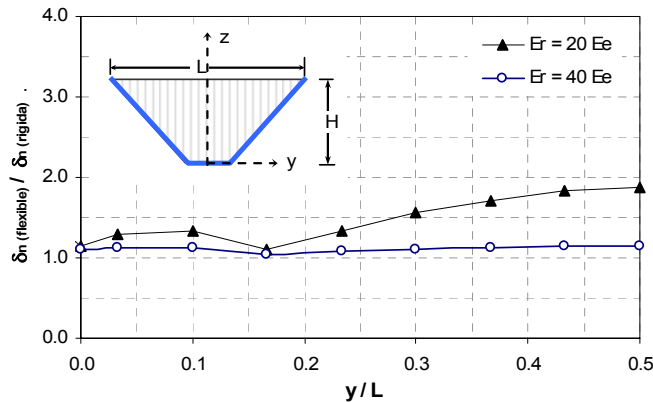


Figura 4.36 Aberturas máximas a lo largo de la junta perimetral por sismo -Y-

Para una rigidez del entorno de cimentación de 40 veces la del enrocamiento, los factores roca basal flexible-rígida son cercanos a la unidad, indicando un valle rígido; por lo que no es necesario incluir la roca basal en los análisis dinámicos de este tipo de presas, y basta con aplicar una excitación síncrona en la base de la cortina. Sin embargo, cuando la rigidez del valle es 20 veces la rigidez del enrocamiento ($E_r = 20 E_e$) se aprecia que las aberturas por sismo aumentan con respecto al caso rígido, donde estos factores alcanzan valores hasta 1.8 en los extremos de la junta perimetral, siendo indispensable incluir en la modelación numérica de este tipo de estructuras el entorno de la cimentación.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el diseño racional de las juntas constructivas y los sellos correspondientes, es indispensable evaluar los movimientos relativos entre los paneles de concreto, y entre éstos y el plinto (juntas verticales y perimetral respectivamente). Aunado a esto, para el diseño de los paneles (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, la suma de estas dos solicitaciones, etc.). Para lograr este objetivo es necesario 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 presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC). El considerar estas condiciones en los análisis, también nos permite reproducir y entender el complejo mecanismo de transferencia de esfuerzos del enrocamiento a la losa de concreto, principalmente cuando el movimiento sísmico ocurre en la dirección del eje de la cortina.

Comportamiento Estático

Bajo carga estática, al final del llenado del embalse, los modelos presentados reproducen cualitativamente el estado de esfuerzos y deformaciones en la cara de concreto, de acuerdo con lo registrado en la literatura y con lo observado en campo. El centro de la losa está en compresión y por lo tanto las juntas verticales están totalmente cerradas en esta zona, entonces si estos contactos se diseñan sin rellenos compresibles, los esfuerzos transversales a compresión pueden causar daño a los paneles de concreto. En los extremos de la cara de concreto donde existen esfuerzos de tensión cerca de las márgenes, las juntas que se encuentran en esta zona pueden experimentar aberturas apreciables. Estos resultados, junto con los modelos numéricos de juntas que se compararon con pruebas experimentales de laboratorio estáticas y dinámicas que se presentan en la sección 2.4, apuntalan las hipótesis en que se basa el tipo de elemento de interfaz utilizado para el modelado de juntas constructivas en PECC, lo cual redundo en la solidez de los resultados presentados en esta investigación.

Con relación al espaciamiento entre juntas verticales o el ancho de los paneles de concreto, este parámetro no afecta la deflexión de la losa ante la carga de agua (lo cual muestra que la deformación de la cara sigue la deformación del enrocamiento), pero sí influye en los esfuerzos transversales, principalmente las compresiones que se desarrollan en las losas centrales, las cuales se incrementan al aumentar el espaciamiento entre juntas, aproximándose a la condición de una losa continua. Por otro lado, la magnitud de las tensiones transversales máximas que se generan en la losa cerca de las márgenes depende primordialmente de la presencia de la junta perimetral y de las características del contacto losa-enrocamiento; poco influye el número de juntas verticales que integren la cara de concreto.

Las gráficas presentadas en las secciones 3.2.2 y 3.4.2 aportan información útil para un diseño preliminar de los paneles de concreto, en relación al espaciamiento de juntas más conveniente para atenuar el incremento de esfuerzos transversales debido a la presión hidrostática.

La estrechez del valle tiene un efecto apreciable en el comportamiento de la cara de concreto en condiciones estáticas y sísmicas. Ante el llenado, se observa una disminución de la deflexión de la losa cuando el valle es más estrecho (aumento aparente de la rigidez de la cortina por el efecto de arqueado), lo que podría considerarse benéfico; sin embargo, los esfuerzos transversales y a lo largo del talud (longitudinales), aumentan al disminuir la amplitud del valle.

Las aberturas y cierres que se presentan en las juntas verticales están estrechamente ligadas con las zonas de tensión y compresión transversales que se desarrollan en los paneles de concreto. Es importante puntualizar que las aberturas máximas por llenado se desarrollan en aquellas juntas verticales cercanas a las márgenes (donde se generan las tensiones transversales máximas en la cara de concreto), información que un análisis 2D (de la sección máxima de la cortina) no puede proporcionar. Además, conforme a los resultados obtenidos en esta tesis, estas aberturas máximas se presentan en la parte inferior de tales juntas, cerca del plinto, y no en la cresta como lo señalan algunos autores (Hacelas, 1998). También, los resultados mostrados en este trabajo indican que existe otra componente de deslizamiento de juntas que debe considerarse en el diseño de los sellos en estos contactos verticales, y es el desplazamiento cortante o dislocación.

Con respecto a la junta perimetral (contacto losa-plinto), ésta llega a abrirse a lo largo de toda su línea cuando se aplica la carga de agua, y las aberturas máximas se presentarían cerca de los taludes del valle (en las márgenes) precisamente donde se desarrollan los esfuerzos máximos a tensión en la cara de concreto. Estas separaciones a lo largo de la junta perimetral aumentan cuando el valle es más amplio, y cuando la altura de la cortina es mayor.

La dislocación o desplazamiento cortante máximo por llenado en el contacto losa-plinto ocurre en la base de la cortina, siendo el modo de desplazamiento más crítico en esta junta. Aunque existe un ligero aumento de esta componente (dislocación) cuando el valle es más estrecho, su magnitud dependerá básicamente de las características de deformabilidad del material de apoyo de la losa cerca del plinto. Las gráficas presentadas en las secciones 3.4.3 y 3.4.4, muestran información útil para un diseño preliminar de los sellos de las juntas verticales y del contacto losa-plinto. De acuerdo con lo anterior, es posible disminuir los grados de libertad en la junta perimetral con un material de apoyo de la losa menos compresible cerca del plinto para minimizar el desplazamiento cortante que ocurre por el llenado del embalse. Este material de apoyo puede ser una base de mortero-cemento tal como se muestra en la Fig. 2.5.

También, los resultados presentados en esta investigación sirven para resaltar que la deformación de la cara de concreto es primordialmente dependiente de la deformación del cuerpo de la cortina, y principalmente de la deformación del material de apoyo de la membrana, puesto que los problemas asociados con el agrietamiento de la losa, y la subsecuente infiltración a través de las juntas y/o fisuras, se reducen si se minimizan los cambios rápidos en la curvatura de la losa. Una cortina más deformable causará una deformación mayor en la cara de concreto. Esto provocará que los esfuerzos transversales y a lo largo del talud aumenten, principalmente en la zona central de la cara de concreto. Entonces, las

aberturas en las juntas verticales y perimetral serán mayores al aumentar la deformabilidad del enrocamiento.

Es importante puntualizar que lo anterior afectará el comportamiento de las juntas verticales ubicadas en la parte central de la losa, que en combinación con un valle estrecho, y una cortina de mayor altura, estarían sometidas a esfuerzos a compresión altos. Si al estado anterior le adicionamos la existencia de un material más deformable en el apoyo de la losa (por una compactación deficiente) provocará mayores desplazamientos normales en la losa, y mayores tasas de variación en su curvatura, lo que puede llevar a que los esfuerzos de compresión en las losas centrales alcancen valores excesivos. Esta condición puede provocar la ruptura a lo largo de las juntas verticales y fisuramiento del concreto. Una vez que ocurre la ruptura se presentará la infiltración, saturando el material de apoyo de la losa, lo cual ocasionará la disminución de su resistencia y el incremento de su compresibilidad, agravando más el problema.

Comportamiento Sísmico

La estimación de los movimientos dinámicos en la cara de concreto no es un problema sencillo, debido a que las juntas soportarán movimientos de extensión, compresión y cortante, cuando el ambiente sísmico es tridimensional. La consideración de que el sistema losa-plinto-enrocamiento es excitado sólo por el componente en la dirección del cauce del río, aunque simplifica notablemente el problema de respuesta sísmica, no es suficiente para evaluar la integridad sísmica de las PECC. Los resultados que se presentan en este trabajo señalan la necesidad de incluir en la evaluación del comportamiento dinámico de este tipo de presas, la componente sísmica en la dirección del eje de la cortina en zonas sísmicas de alta peligrosidad.

Resulta evidente de estos resultados que la condición más crítica o desfavorable es cuando se tienen acopladas las dos componentes horizontales sísmicas (en la dirección del eje del cauce y de la cortina). Sin embargo, es importante puntualizar cuál es el aporte de cada una de ellas en el comportamiento sísmico de la cara de concreto. En el capítulo 4 de este trabajo, además de ilustrar cuál es el efecto de la dirección de la excitación, se presentan algunas gráficas y expresiones que son de utilidad práctica para una evaluación sísmica preliminar de la cara de concreto.

También, estos estudios permiten definir un mecanismo de falla (antes no considerado en los diseños de la losa de concreto) el cual es factible que se desarrolle en las losas centrales cuando los esfuerzos de compresión alcancen magnitudes tales que provoquen la ruptura o dislocación de las juntas verticales. Sin embargo, de acuerdo con estos análisis, los esfuerzos de compresión no aumentan tanto en las losas centrales, sino en las laterales. De esta forma, ante un sismo, los esfuerzos transversales se incrementan considerablemente a compresión y tensión, en el tercio superior de los paneles laterales. Lo que es importante enfatizar es que en las losas centrales el mayor aporte en el aumento de estos esfuerzos lo proporciona la componente sísmica en la dirección del eje del cauce, mientras que en las losas laterales, el mayor efecto lo proporciona la excitación que actúa en la dirección del eje de la cortina.

Lo mismo se puede concluir con las aberturas y cierres en juntas verticales, debido a que estos desplazamientos están relacionados estrechamente con la distribución de esfuerzos transversales en los paneles de concreto. Lo contrario ocurre con los desplazamientos cortantes (dislocaciones) en los contactos verticales, donde el mayor aporte en el desarrollo de estas dislocaciones en el tercio superior de

las juntas centrales lo proporciona la componente sísmica en la dirección del eje de la cortina, mientras que en las juntas laterales, la excitación en la dirección del eje del cauce tiene un mayor efecto.

En resumen, las juntas verticales pueden llegar a abrirse y sufrir deslizamientos por cortante, conforme a las características del ambiente sísmico al que esté sometida la cortina. Sin embargo, es importante mencionar que al aplicar la excitación en la dirección del eje de la cortina, las juntas laterales sufren aberturas mayores en su tercio superior, que cuando se aplica la excitación en la dirección del eje del cauce. Además, el deslizamiento cortante que se presenta incluso en las juntas centrales, puede provocar una dislocación apreciable de los paneles que integran la cara de concreto. Estos resultados señalan la importancia de considerar la componente sísmica en la dirección del eje de la cortina, y por consiguiente el uso de un modelo de respuesta sísmica tridimensional para el análisis de PECC.

Con respecto al comportamiento sísmico del contacto losa-plinto (junta perimetral), esta interfaz estará sujeta a ciclos intensos abertura-cierre, donde la componente sísmica en la dirección del eje del cauce es la que más aporta a esta condición. Esto afectará el comportamiento de las losas a lo largo de esta junta, y la posibilidad de transmitir esfuerzos considerables a su cimentación (plinto). La zona más vulnerable a lo largo de la junta perimetral donde se desarrollan las mayores aberturas, no es en la base de la cortina, sino en los taludes del valle.

También, es importante conocer las características del valle. De acuerdo con los análisis realizados en este trabajo, si se tiene una roca sobre la que se apoya la cortina con una rigidez menor de unas 40 veces la rigidez del enrocamiento de la cortina, es necesario incluir el valle en los análisis dinámicos (como se indica en la sección 4.7), puesto que influye en la respuesta sísmica de la cara de concreto.

Muchas acciones preventivas se han sugerido para mejorar el comportamiento por sismo de una presa de tierra y enrocamiento, como son: taludes de la cortina más tendidos, bordo libre generoso, cresta de la cortina más rígida y de ancho mayor, y sobre todo una zonificación adecuada del cuerpo principal de la cortina donde todos los materiales utilizados deben compactarse adecuadamente para prevenir pérdida de resistencia y asentamientos excesivos inducidos por un sismo severo. Particularmente, PECC altas en cañones estrechos de roca competente y en una región de alta sismicidad experimentan amplificaciones significativas en su tercio superior. Como se ha mencionado, esto afecta el comportamiento de la membrana, aumentando el posible agrietamiento en los paneles, y fallas en juntas verticales y perimetral. Por lo anterior, y de acuerdo con lo presentado en este trabajo, se recomiendan las medidas preventivas siguientes, para mejorar el desempeño y seguridad sísmica de la cara de concreto:

- a) Para evitar el agrietamiento en los paneles de la cara de concreto:
 - Concreto dúctil (reforzado con fibras de acero, vidrio o polímeros) para aumentar la flexibilidad de la losa.
 - Mayor reforzamiento para mejorar su comportamiento ante cargas de flexión en el plano y fuera de él, y mejorar su ductilidad.
 - Menor espaciamiento entre juntas verticales para atenuar los esfuerzos transversales inducidos en la cara de concreto por el llenado del embalse y principalmente por carga sísmica.

b) Para prevenir fallas en juntas verticales y perimetral:

- Rellenos compresibles en juntas verticales, no únicamente en la zona central de la cara de concreto, sino también en juntas laterales cuando se traten de regiones de alta sismicidad. Estos rellenos pueden ser espaciadores de fibra bituminosa de espesor adecuado a las necesidades particulares.
- Analizar cuidadosamente los detalles de las conexiones entre la losa y el plinto, utilizando también rellenos compresibles en este contacto (junta perimetral) primordialmente en los taludes del valle, donde esta interfaz estará sometida a ciclos intensos abertura-cierre durante un sismo.
- Diseño adecuado de los sellos en las juntas para que sean seguras e impermeables ante distorsiones grandes (mayores a 100 mm); se recomienda que este umbral se determine para casos específicos de cortinas ubicadas en zonas de alta sismicidad.

Con base en lo anterior, se recomienda utilizar una separación de juntas verticales entre 15 y 25 m, en combinación con el uso de rellenos compresibles en las juntas con la finalidad de que los esfuerzos transversales a compresión que se desarrollan en la cara de concreto se atenúen y, consecuentemente, se minimice la posibilidad de ruptura a lo largo de estos contactos.

Estos resultados también indican que se debe poner especial énfasis en las zonas dentro de la cara de concreto de mayor riesgo sísmico, como son los paneles de concreto y juntas verticales en su tercio superior, no solamente en el centro de la cara de concreto, si no también en losas y juntas laterales, donde hay concentración de esfuerzos de compresión y de tensión; de igual manera, a lo largo de la junta perimetral primordialmente cerca de los taludes del valle.

También, es recomendable evaluar la posibilidad de que el contacto losa-enrocamiento tenga una fricción baja en el tercio superior de la losa para minimizar la transferencia de esfuerzos, por sismo, del enrocamiento a la losa. Ante esta consideración la colocación de una geomembrana o una capa de concreto asfáltico de espesor adecuado a las necesidades particulares, en el tercio superior de todas las losas de la cara de concreto (no únicamente las centrales) podría ser de gran utilidad en regiones de alta sismicidad.

REFERENCIAS

- Alberro, J.A. (1998). "Agrietamiento de presas de enrocamiento con cara de concreto", *Presas de Almacenamiento, Conferencia Internacional*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, D.F., 109-115.
- Antunes, J., Vieira, L., Custodio, S., Correa, C. y Fernandes, R. (2007). "Performance and concrete face repair at Campos Novos", *Hydropower & Dams*, Issue 2: 39-42.
- Arrau, L. Ibarra, I. y Noguera, G. (1985). "Performance of Cogoti dam under seismic loading", *In: Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance*, J.B. Cooke and J.L. Sherard, eds., ASCE, 1-14.
- Bandis, S.C., Lumsden, A.C. y Barton, N.R. (1983). "Fundamentals of Rock Joint Deformation," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 20(6): 249-268.
- Bathe, K.J. y Wilson Y.E. (1976). "Numerical Methods in Finite Element Analysis", *Prentice-Hall*.
- Beer, G. (1985). "An Isoparametric Joint/Interface Element for Finite Element Analysis", *Int. Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 21: 585-600.
- Botero, E. (2004). "Modelo bidimensional no lineal para el análisis del comportamiento dinámico de estructuras terreas", *Tesis doctoral*, Universidad Nacional Autónoma de México. Diciembre 2004.
- Bureau, G., Volpe, R.L., Roth, W.H. y Udaka, T. (1985). Seismic analysis of concrete face rockfill dams, *In: Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance*, J.B. Cooke and J.L. Sherard, eds., *American Society of Civil Engineers*, New York, 479-508.
- Clough, W. y Duncan, M. (1971). "Finite element analyses of retaining wall behavior", *J. Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, 97, (SM 12): 1657-1673.
- Cooke, J.B. (1984). "Progress in Rockfill Dams", The Eighteenth Terzaghi Lecture presented at the American Society of Civil Engineers, 1982 Annual Convention, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110. No. 10: 1381-1414.
- Cooke, J.B. (1991). "The Concrete-Face Rockfill Dam", *Water Power & Dam Construction*, January, 11-15.
- Cooke, J.B. (1992). "Development of the high concrete face rockfill Dam", *Water Power & Dam Construction*, April, 7-10.
- 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, Lisbon, Portugal.
- Cundall P.A. (1980) "UDEC - a generalized distinct element program for modelling jointed rock". *Final technical report to European Research Office*, US Army. Contract number: DAJA37-79-CO548.
- Cundall, P.A. y Lemos, J.V. (1990). "Numerical simulation of fault instabilities with a continuously-yielding joint model", *Rockbursts and Seismicity in Mines*, C. Fairhurst, Ed. Rotterdam: A.A. Balkenma, 147-152.
- Cundall, P.A. y Hart, R.D. (1992). "Numerical modeling of discontinua", *Engr. Comp*, 9: 101-113.
- Dafalias, Y.F. y Herrmann, L.R. (1982). "Bounding surface formulation of soil plasticity", *Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads*, Chichester: John Wiley & Sons, Vol. 10: 253-2823.
- Desai, C.S., Zaman, M., Lightner, J.G. y Siriwardane, H.J. (1984). "Thin-layer element for interface and joints" *Int. Jour. for Num. And Anal. Meth. In Geomech.*, Vol. 8: 19-43.

- Fitzpatrick, M.D., Cole, B.A., Kinstler, F.L. y Knoop, B.P. (1985). "Design of Concrete -Faced Rockfill Dams", Concrete Face Rockfill Dams -Design, Construction, and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, 410-434.
- Fitzpatrick, M.D., et al. (1987). closure to "Design of Concrete -Faced Rockfill Dams", Concrete Face Rockfill Dams -Design, Construction, and Performance, ASCE, October, 1985, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 10: 1224-1127.
- Gazetas, G. y Dakoulas, P. (1992). "Seismic analysis and design of rockfill dams: state-of-the-art", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 11, Issue 1: 27-61.
- Ghaboussi, J., Wilson, E.L. y Isenberg, J. (1973). "Finite element for rock and interfaces", *Journal of Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, 99 (SM 10).
- 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.
- González, F. y Mena, E. (1997). "Aguamilpa Dam Behavior", *Seventeenth Annual USCOLD Lecture Series Volume*, San Diego, California, April, 133-147.
- Goodman, R.E., Taylor, R.L. y Brekke, T.L. (1968). "A model for the mechanics of jointed rocks", *Journal of Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, 94 (SM 3): 637-659.
- Goucheng, J. y Zengkaf, Z. (2000). "High Concrete Face Rockfill Dams in China", *Proc. Int. Symposium on CFRDs*, Beijing.
- Hacelas, J.E., Ramirez, C.A. y Regalado, G. (1985). "Construction and Performance of Salvajina Dam", Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance, J.B. Cooke, and J.L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 286-315.
- Hacelas, J.E., et al. (1987). discussion of "Design and Performance of Shiroro Rockfill Dam", by W. L. Bodtman, and J. D. Wyatt, Concrete Face Rockfill Dams -Design, Construction and Performance, ASCE, October, 1985, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 10: 1162-1163.
- Hacelas, J.E. y Marulanda, A. (1988). "Rockfill Dams with Concrete Facing", *Report prepared for the ICOLD Committee on Materials for Fill Dams*, Bogota, D.E., January.
- Hacelas, J.E. (1998). "Evolution in design and construction of the concrete face rockfill dam", *Presas de Almacenamiento, Conferencia Internacional*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, D.F., 55-70.
- Han, G., Kong X. y Li J. (1988). "Dynamic experiments and numerical simulations of model concrete-face rockfill dams", *Proc. IX World Conf. on Earthquake Engineering*, Vol. VI., Tokio-Kioto.
- Harita, K., Yonezaki, F., Sato, N., Someya, T. y Ono, K. (2000). Stress and deformation of concrete slab in CFRD. *Proc. Int. Symp. on Concrete Faced Rockfill Dams*, Beijing, 273-281.
- Hart R.D. (1993). "An introduction to distinct element modeling for rock engineering". In: *Hudson JA, editor. Comprehensive rock engineering: principles, practice and projects*, Vol. 2. Oxford, England: Pergamon Press; p. 245-61.
- Hernández, S. (2005). "Modelación de arqueo en presas tridimensionales", *Tesis de Maestría*, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.
- Hunter, G. y Fell, R. (2002). "Deformation behaviour of rockfill" *UNICIV Rep. No. R-405*, School of Civil and Environmental Engineering, 53-58.
- Hunter, G. y Fell, R. (2003). "Rockfill modulus and settlement of concrete face rockfill dams", *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129 (10): 909-917.
- ICG. (1997). "FLAC3D: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions", *Itasca Consulting Group, Inc.*, Minneapolis, Minnesota.
- Justo, J.L., Segovia, F., y Jaramillo, A. (1995). "Three-dimensional joint elements applied to concrete-faced dams". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. Vol. 19 Issue 9: 615-636.

- Katona, M.G. (1981). "A simple contact-friction interface element with applications to buried culvert", in C. S. Desai and S. K. Saxena (Eds), *Proc., Symp. on Impl. of Computer Procedures and Stress-Strain Laws in Geotech. Eng.*, Chicago, Illinois, Vol. 1: 45-63.
- Kuhlemeyer, R.L. y Lysmer, J. (1973). "Finite element method accuracy for wave propagation problems", *Journal of Soil Mechanics and Foundations, Div.*, ASCE, Vol. 99: 421-427 (SM5).
- Kulhawy, F.H. (1975). "Stress Deformation Properties of Rock and Rock Discontinuities", *Eng. Geol.*, 9: 327-350.
- Lefebvre, G., Duncan, J.M. y Wilson, E.L. (1973). "Three-dimensional finite element analysis of dams", *J. Soil Mech. And Found. Div.*, ASCE, 99(SM7): 495-507.
- Mahtab, M.A. y Goodman, R.E. (1970). "Three-Dimensional Finite Element Analysis of Jointed Rock Slopes", *Proc. Second Congress of the International Society of Rock Mechanics*, Belgrade, Vol. 3: 353-360.
- Mejia, L.H. y Seed, H.B. (1983). "Comparison of 2D and 3D dynamic analysis of earth dams", *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 109(11): 1383-1398.
- Méndez, B.C. (2004). "Investigación experimental de la fricción dinámica en una interfaz madera sobre madera", *Tesis de maestría*, Universidad Nacional Autónoma de México. Agosto 2004.
- Méndez, B.C. y Romo, M.P. (2004). "Variación del coeficiente de fricción cinético en un modelo de bloque rígido de un talud", *XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, SMMS, 2: 13-18.
- Méndez, B.C. y Romo, M.P. (2006). "Experiments on frictional behavior of a sliding block". *Serie Investigación y Desarrollo del Instituto de Ingeniería*, UNAM, México, D.F., 39 pp, ISBN 970-32-3251-5, ISSN 970-32-0196-2 (SID/647)
- Newmark, N.M. (1965). "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Geotechnique*, Vol. 5: 139-160.
- Montañez-Cartaxo, L.E. (1992). "The Perimetric Joint Design for Aguamilpa Dam", *Water Power & Dam Construction*, Vol. 44, No. 4: 22-28.
- Peck, R.B. (1984). "Where has all the Judgement Gone?", *Fifth Laurits Bjerrum Memorial Lecture, Judgement in Geotechnical Engineering*, The Professional Legacy of Ralph B. Peck, J. Dunnycliff, and D.U. Deere, Eds., John Wiley and Sons, New York, NY, 149-155.
- Pekau, O.A. y Yuzhu, C. (2004). "Failure analysis of fractured dams during earthquakes by DEM". *Engineering Structures*. 26: 1483-1502.
- Pinto, N.L. y Marques Filho, P.L. (1998). "Estimating the maximum face deflection in CFRDs", *Hydropower & Dams*, 5(6): 28-31.
- 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*, LNEC, Lisbon, Portugal, February.
- Romo, M.P. (1976). "Soil-structure interaction in a random seismic environment", *PhD Thesis*, University of California, Berkeley.
- Romo, M.P., Chen J., Lysmer J. y Seed, H.B. (1980). "PLUSH. A Computer Program for Probabilistic Finite Element Analysis of Seismic Soil-Structure Interaction", *Earthquake Engineering Research Center*, Report EERC-77/01, University of California, Berkeley, California.
- Romo, MP, (2002), "Model development from measured seismic behavior of earth-rockfill dam", *Serie Investigación y Desarrollo*, No. 630, Instituto de Ingeniería, UNAM, Julio.
- 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*. 29 de noviembre.
- Romo, M.P. (2005). "Cuestiones sísmicas de nuevos tipos de presas". *Memorias del coloquio conmemorativo: La Ingeniería Geotécnica a 20 años de "El sismo"*, Ciudad de México, 159-163.

- 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)*, Diciembre.
- Rosso, R.S. (1976). "A Comparison of Joint Stiffness Measurements in Direct Shear, Triaxial Compression, and In Situ", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 13: 167-172.
- Seed, H.B., Seed, R.B., Lai, S.S. y Khamemehpour, B. (1985). "Seismic design of concrete faced rockfill dams". In: *Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance*, J.B. Cooke and J.L. Sherard, eds., *American Society of Civil Engineers*, New York, 459-478.
- Seed, H.B. y Makdisi, F.I. (1978). "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 104: 849-867.
- Sharma, H.D., Nayak, G.C. y Maheshwari, J.B. (1976). "Generalization of Sequential Nonlinear Analysis. A Study of Rockfill Dam with Joint Elements", *Proc. of the Second Int. Conf. in Numerical Methods in Geomechanics*, Blacksburg, Vol. 2: 662-685.
- Sherard, J.L. (1984). "Trends and debatable aspects in embankment dam engineering", *Water Power & Dam Construction*, Diciembre, 26-32.
- Sherard, J.L. y Cooke, J.B. (1987). "Concrete-Face Rockfill Dam: I. Assessment", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol 113, No. 10: 1096-1112.
- Taylor, E.S. (1974). "Dimensional analysis for engineers", *Clarendon Press*, Oxford, 162 pp.
- Uddin, N. y Gazetas G. (1995). "Seismic Analysis of Concrete-Faced Rockfill Dams", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 121: 185-197.
- Van Dillen, D.E. y Ewing, R.D. (1981). "BMINES: A Finite Element Code for Rock Mechanics Applications", *Proc. of the 22nd Symposium on Rock Mechanics*, MIT Publishing, Cambridge, Mass., 353-358.
- Wieland, M. y Brenner, R.P. (2004). "Earthquake aspects of roller compacted concrete and concrete-face rockfill dams", *Proc. 13th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, Paper 3399.
- Xavier, L.V., Albertoni, S.C., Pereira, R.F. y Antunes, J. (2007). "Campos Novos CFRD – treatment and behaviour of the dam in the second filling of the reservoir". *3rd Symposium on CFRDs*, Florianópolis/SC/Brazil, October.
- Zhang, B., Wang, J.G. y Shi, R. (2004). "Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer" *Computers and Geotechnics* 31: 559-573.
- Zienkiewicz, O.C., *et al.* (1970). "Analysis of Nonlinear Problems whit Particular Reference to Jointed Rock Systems", *Proc. 2nd Congress Int. Soc. for Rock Mechanics*, Belgrade, Yugoslavia, Vol. 3: 501-509.

BIBLIOGRAFÍA

- Comisión Federal de Electricidad. (2008). “Manual de Diseño de Obras Civiles – Diseño por Sismo”. México.
- Cooke, J.B. (1985). “Progress in rockfill dams (Terzaghi Lecture)”, *J. Geotechnical Eng.*, ASCE, 110(10):1383-1414.
- Cooke, J.B. (1997). “CFRD Vertical Joint Waterstops”, *Memo No. 147*, J. B. COOKE Inc, 1661 Mar West Street, Tiburon, California.
- Gazetas, G. (1987). “Seismic response of earth dams: some recent developments”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 6, Issue 1: 2-47.
- Li, Xiangyue. (1992). “Análisis sísmico de presas de tierra y enrocamiento con cara de concreto”, *Tesis Doctoral*, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.
- Marsal, R.J. y Resendiz, D. (1975). “Presas de tierra y enrocamiento”, *Ed. Limusa*, México.
- Pinto, N.L. de S. y Mori, R.T. (1988). “A New Concept of Perimetric Joint for Concrete Face Rockfill Dams”, *Sixteenth ICOLD Congress*, San Francisco, EUA, Vol. II: 35-51.
- Romo, M.P. y Villarraga R. (1989). “Modelo teórico del comportamiento de presas”, *Instituto de Ingeniería*, UNAM, Rep No 518.
- Romo, M.P., Sarmiento, N., Martínez, S. y García, S. (2003). “Análisis de alternativas: Presa La Parota”, *Informe del Instituto de Ingeniería a la Comisión Federal de Electricidad*, agosto.
- 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 del Instituto de Ingeniería a la Comisión Federal de Electricidad*, julio.
- Sarmiento, N., Romo, M.P., Martínez, S.A. y Marengo, H. (2004). “Comportamiento sísmico de una presa de enrocamiento con cara de concreto, considerando una variación espacial de los movimientos incidentes”, *XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS*, 2: 13-18.
- Sarmiento, N. y Romo, M.P. (2006). “Comportamiento sísmico de juntas constructivas en presas de enrocamiento con cara de concreto”, *XXIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS*, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, Méx., Tomo I: 361-367
- Sherard, J.L. (1985). “The Upstream Zone in Concrete Face Rockfill Dams”, *Concrete Face Rockfill Dams -Design, Construction and Performance*, J B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 618 -641.
- Wieland, M. (2009). “Concrete face rockfill dams in highly seismic regions”, *1st International Symposium on Rockfill Dams*, October, Chengdu, China.
- Xia, L., Xingzheng, W., Junxia, X. y Hangong, T. (2003). “Three-dimensional stress and displacement analysis of Yutiao concrete faced rockfill dam”, *Institute of Water Resources and Hydropower Research of Chinese (IWHR)*, (NO. GE-2000-03-042).
- Xingzheng, W., Maotian, L. y Junxia, X., (2001), “Effects of dynamics properties of rockfill materials on seismic response of concrete-faced rockfill dams”, *Proceedings of the 4th International conference on Recent Advances in soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering*, Paper N. 522: 1-8.
- Zienkiewicz, O.C., *et al.*, (1980). “Computational Models for the Transient Dynamic Analysis of Concrete Dams”, *Dams and Earthquake*, Inst. of Civil Engineers, London.

ANEXO A

GENERACIÓN DE MODELOS 3D DE PECC Y ANALISIS DIMENSIONAL

Los modelos 3D de presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC) se generaron simétricos en ambas direcciones: a lo largo del eje del cauce (dir. -x-) y en la dirección del eje de la cortina (dir. -y-). El cuerpo principal de la cortina está en función de los parámetros geométricos que se presentan en la Fig. A.1, donde H = Altura máxima, b = Ancho del cauce, T_c = Talud de la cortina, T_v = Talud del valle, y L = Longitud de la cresta ($L=2HT_v+b$).

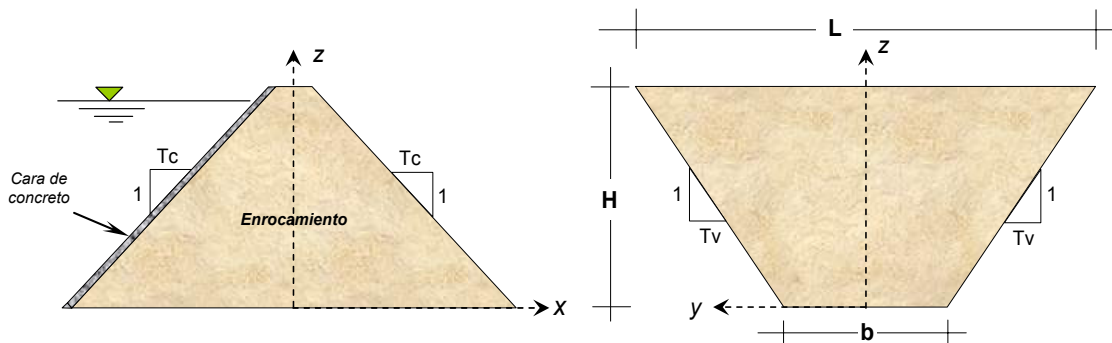


Figura A.1 Sección máxima y transversal de los modelos de PECC

Se utilizó un talud de la cortina, $T_c = 1.4$, constante en todos los modelos, en ambos taludes aguas arriba y aguas abajo de la cortina. El tamaño de elementos en el cuerpo de la cortina está en función primordialmente del espaciamiento entre juntas verticales que integran la cara de concreto, lo que marca el trazo inicial de la cortina tal como se explicará más adelante. También se consideró que este tamaño máximo de elementos dentro del cuerpo principal de la cortina cumpliera con los requerimientos de transmisión de ondas, lo cual está en función de las propiedades del enrocamiento y de la frecuencia de la excitación utilizada en cada análisis (ver Anexo C.2.1).

A.1 Generación de la Cara de Concreto

La cara de concreto se considera dividida en franjas o paneles verticales como se muestra en la Fig. A.2, por lo que un parámetro importante en la generación de la cara de concreto es el espaciamiento entre juntas o ancho de paneles (S_j). Como se ha mencionado se utilizaron elementos de interfaz entre los paneles (juntas verticales), y además se consideran interfaces entre dichos paneles y el plinto para modelar la junta perimetral, y también, entre la losa de concreto y el enrocamiento (junta transición). Los paneles de concreto se modelaron con elementos sólidos con un espesor constante, $t_d=0.5$ m, para todos los modelos.

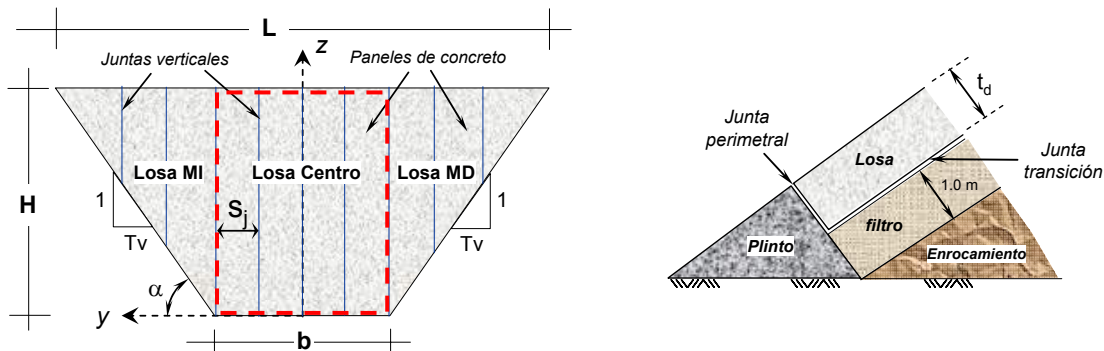


Figura A.2 Parámetros geométricos para la generación de la cara de concreto

Antes de construir o colocar la cara de concreto (incluyendo las interfaces), es necesaria la colocación del material de apoyo (filtro y plinto), para poder generar de manera adecuada los contactos que se presentan en la misma Fig. A.2. El material del filtro tiene un espesor de 1.0 m constante en todos los modelos y se le asignaron las mismas propiedades que al material del cuerpo principal de la cortina.

Es importante mencionar que la generación de los modelos 3D no fue una tarea sencilla, debido principalmente a la construcción de los paneles que integran la losa de concreto y la colocación de elementos de interfaz en los contactos mencionados, lo cual requería de una elaboración más a detalle de la cara de concreto, donde uno de los parámetros principales que trazaba o más bien limitaba la forma de generar los modelos fue el espaciamiento entre juntas verticales (S_j). Debido a lo anterior, fue necesario elaborar algunas subrutinas que se anexaron al programa de diferencias finitas utilizado Flac3D 2.00 (ICG, 1997), con lo cual la elaboración de los modelos se realizó en un tiempo relativamente corto, por tratarse de cortinas simétricas y homogéneas. Para presas reales, no simétricas y no homogéneas su generación requiere de mayor tiempo y de otro procedimiento (Hernández, 2005).

A.2 Listado de Funciones

A continuación se numeran las subrutinas (funciones FISH) desarrolladas para la generación de los paneles de concreto, junto con los elementos de interfaz requeridos para la interacción con el enrocamiento y el plinto.

Tabla A.1 Subrutinas para la generación de la cara de concreto

Apoyo de la losa	Paneles e interfaces
filtro_1.fis	losa_inter1.fis
filtro_2.fis	losa_inter2.fis
plinto_1.fis	losa_inter3.fis
plinto_2.fis	
plinto_3.fis	

Para la generación de la cara de concreto, ésta se dividió en tres zonas, losa margen izquierda, losa margen derecha y losa centro, tal como se ilustra en la Fig. A.2. La subrutina `filtro_1` es para el apoyo de la losa de la margen izquierda, y la subrutina `filtro_2` es para el apoyo de la losa de la margen derecha y la central. La función `plinto_1` es para la cimentación de la losa de la margen izquierda, la subrutina `plinto_2` es para el plinto de la margen derecha, y la función `plinto_3` es para el apoyo de la losa centro. Finalmente se construye la cara de concreto con las subrutinas `losa_inter1.fis`, `losa_inter2.fis`, y `losa_inter3.fis`, las cuales se listan a continuación, tomando como referencia la Fig. A.3.

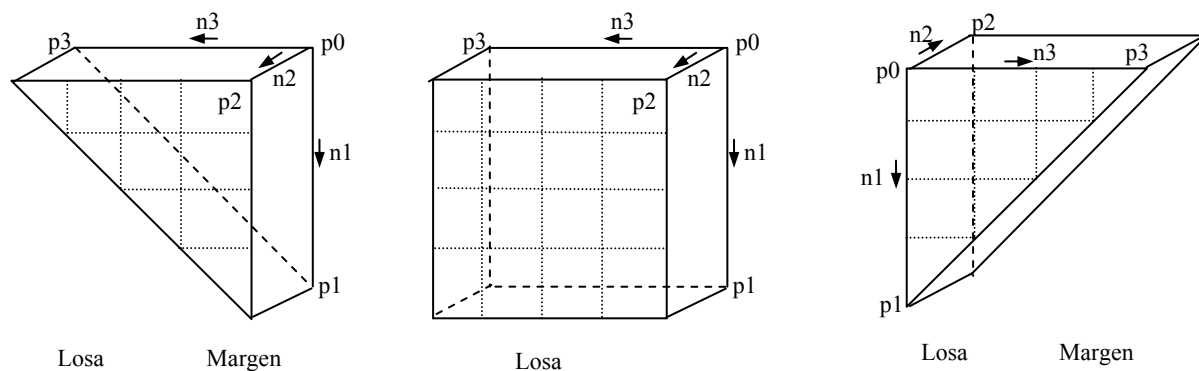


Figura A.3 Parámetros utilizados en las subrutinas para la generación de la cara de concreto

```
def losa_inter1 ; Losa Margen Izquierda (Ref. Fig. A.3)
;-----
; nedge    número de zonas en ambas direcciones 1 y 3 (n1=n3)
; nface    número de zonas en la dirección normal a la cara (n2)
; nfact    separación de juntas verticales en la dirección 3
; up0x     (x,y,z) del punto correspondiente a p0
; up0y
; up0z
; up1x     (x,y,z) del punto correspondiente a p1
; up1y
; up1z
; up2x     (x,y,z) del punto correspondiente a p2
; up2y
; up2z
; up3x     (x,y,z) del punto correspondiente a p3
; up3y
; up3z
;-----
nsep=nfact
zadd=100
up0z=up0z+zadd
up1z=up1z+zadd
```

```

up2z=up2z+zadd
up3z=up3z+zadd
nff = nface
xlinc = (up1x - up0x) / nedge
ylinc = (up1y - up0y) / nedge
zlinc = (up1z - up0z) / nedge
x2inc = up2x - up0x
y2inc = up2y - up0y
z2inc = up2z - up0z
x3inc = (up3x - up0x) / nedge
y3inc = (up3y - up0y) / nedge
z3inc = (up3z - up0z) / nedge
xhh = up0x
yhh = up0y
zhh = up0z
xnorm = vecnx
ynorm = vecny
znorm = vecnz
;
xn1 = vecnxi
yn1 = vecnyi
zn1 = vecnzi
;
loop nr (1,nedge)
  xww = xhh
  yww = yhh
  zww = zhh
  if nr > nsep
    nsep = nsep + nfact
  endif
  if nr <= nsep
    nlosa = (nsep / nfact) * 100
  endif
  nrlim = nedge + 1 - nr
  loop nc (1,nrlim)
    xw1 = xww + xlinc
    yw1 = yww + ylinc
    zw1 = zww + zlinc
    xw2 = xww + x2inc
    yw2 = yww + y2inc
    zw2 = zww + z2inc
    xw3 = xww + x3inc
    yw3 = yww + y3inc
    zw3 = zww + z3inc
    if nc = nrlim
      command
      gen zone wedge nom gr nlosa &
      p0(xww,yww,zww) p1(xw1,yw1,zw1) &
      p2(xw2,yw2,zw2) p3(xw3,yw3,zw3) size 1,nff,1
      end_command
    else
      command
      gen zone brick nom gr nlosa &
      p0(xww,yww,zww) p1(xw1,yw1,zw1) &
      p2(xw2,yw2,zw2) p3(xw3,yw3,zw3) size 1,nff,1
      end_command
    endif
    xww = xw1
    yww = yw1
    zww = zw1
  end_loop
  if nr = nsep
    nint = nsep
    ninp = nsep + 200
    command
    gen me 0.1 range gr nlosa
    int nint fa ra gr nlosa p norm (xnorm,ynorm,znorm) o (xw3,yw3,zw3) dist 0.2
    int 100 fa ra gr nlosa p norm (0,1,0) o (xw3,yw3,zw3) dist 0.1
    int ninp fa ra gr nlosa p norm (xn1,yn1,zn1) o (xw1,yw1,zw1) dist 0.1
    ini z add -100 range gr nlosa
    range name nsep gr nlosa
    group nsep range nsep
  end_command
endif
if nedge < nsep

```

```

nint = nsep
ninp = nsep + 200
command
  gen me 0.1 range gr nlosa
  int nint fa ra gr nlosa p norm (xnorm,ynorm,znorm) o (xw3,yw3,zw3) dist 0.2
  int ninp fa ra gr nlosa p norm (xn1,yn1,zn1) o (xw1,yw1,zw1) dist 0.1
  ini z add -100 range gr nlosa
  range name nsep gr nlosa
  group nsep range nsep
end_command
endif
xhh = xhh + x3inc
yhh = yhh + y3inc
zhh = zhh + z3inc
end_loop
end
set echo on
return

```

```

def losa_inter2 ; Losa Margen Derecha (Fig. A.3)
;-----
; nedge    número de zonas en ambas direcciones 1 y 3 (n1=n3)
; nface    número de zonas en la dirección normal a la cara (n2)
; nfact    separación de juntas verticales en la dirección 3
; up0x     (x,y,z) del punto correspondiente a p0
; up0y
; up0z
; up1x     (x,y,z) del punto correspondiente a p1
; up1y
; up1z
; up2x     (x,y,z) del punto correspondiente a p2
; up2y
; up2z
; up3x     (x,y,z) del punto correspondiente a p3
; up3y
; up3z
;-----
nsep=nfact
zadd=100
up0z=up0z+zadd
up1z=up1z+zadd
up2z=up2z+zadd
up3z=up3z+zadd
nff = nface
xlinc = (up1x - up0x) / nedge
ylinc = (up1y - up0y) / nedge
zlinc = (up1z - up0z) / nedge
x2inc = up2x - up0x
y2inc = up2y - up0y
z2inc = up2z - up0z
x3inc = (up3x - up0x) / nedge
y3inc = (up3y - up0y) / nedge
z3inc = (up3z - up0z) / nedge
xhh = up0x
yhh = up0y
zhh = up0z
xnorm = vecnx
ynorm = vecny
znorm = vecnz
;
xn1 = vecnxd
yn1 = vecnyd
zn1 = vecnzd
;
loop nr (1,nedge)
  xww = xhh
  yww = yhh
  zww = zhh
  if nr > nsep
    nsep = nsep + nfact
  endif
  if nr <= nsep
    nlosa = (nsep / nfact) * 100
  endif
endif

```

```

nrlim = nedge + 1 - nr
loop nc (1,nrlim)
  xw1 = xww + x1inc
  yw1 = yww + y1inc
  zw1 = zww + z1inc
  xw2 = xww + x2inc
  yw2 = yww + y2inc
  zw2 = zww + z2inc
  xw3 = xww + x3inc
  yw3 = yww + y3inc
  zw3 = zww + z3inc
  if nc = nrlim
    command
      gen zone wedge nom gr nlosa &
      p0(xww,yww,zww) p1(xw1,yw1,zw1) &
      p2(xw2,yw2,zw2) p3(xw3,yw3,zw3) size 1,nff,1
    end_command
  else
    command
      gen zone brick nom gr nlosa &
      p0(xww,yww,zww) p1(xw1,yw1,zw1) &
      p2(xw2,yw2,zw2) p3(xw3,yw3,zw3) size 1,nff,1
    end_command
  endif
  xww = xw1
  yww = yw1
  zww = zw1
end_loop
if nr = nsep
  nint = nsep
  ninp = nsep + 200
  command
    gen me 0.1 range gr nlosa
    int nint fa ra gr nlosa p norm (xnorm,ynorm,znorm) o (xw2,yw2,zw2) dist 0.2
    int 100 fa ra gr nlosa p norm (0,1,0) o (xw3,yw3,zw3) dist 0.1
    int ninp fa ra gr nlosa p norm (xn1,yn1,zn1) o (xw1,yw1,zw1) dist 0.1
    ini z add -100 range gr nlosa
    range name nint gr nlosa
    group nint range nint
  end_command
endif
if nedge < nsep
  nint = nsep
  ninp = nsep + 200
  command
    gen me 0.1 range gr nlosa
    int nint fa ra gr nlosa p norm (xnorm,ynorm,znorm) o (xw2,yw2,zw2) dist 0.2
    int ninp fa ra gr nlosa p norm (xn1,yn1,zn1) o (xw1,yw1,zw1) dist 0.1
    ini z add -100 range gr nlosa
    range name nint gr nlosa
    group nint range nint
  end_command
endif
xhh = xhh + x3inc
yhh = yhh + y3inc
zhh = zhh + z3inc
end_loop
end
set echo on
return

```

```

def losa_inter3 ; Losa Centro (Ref. Fig. Fig. A.3)

```

```

;-----
; nedge      número de zonas en ambas direcciones 1 y 3 (n1=n3)
; nface      número de zonas en la dirección normal a la cara (n2)
; nfact      separación de juntas verticales en la dirección 3
; up0x      (x,y,z) del punto correspondiente a p0
; up0y
; up0z
; up1x      (x,y,z) del punto correspondiente a p1
; up1y
; up1z
; up2x      (x,y,z) del punto correspondiente a p2
; up2y

```

```

; up2z
; up3x      (x,y,z) del punto correspondiente a p3
; up3y
; up3z
;-----
nsep=nfact
zadd=100
up0z=up0z+zadd
up1z=up1z+zadd
up2z=up2z+zadd
up3z=up3z+zadd
nff = nface
xlinc = (up1x - up0x) / nedge
ylinc = (up1y - up0y) / nrlim
zlinc = (up1z - up0z) / nedge
x2inc = up2x - up0x
y2inc = up2y - up0y
z2inc = up2z - up0z
x3inc = (up3x - up0x) / nedge
y3inc = (up3y - up0y) / nrlim
z3inc = (up3z - up0z) / nedge
xhh = up0x
yhh = up0y
zhh = up0z
xnorm = vecnx
ynorm = vecny
znorm = vecnz
;
xn1 = vecnxi
yn1 = vecnyi
zn1 = vecnzi
;
loop nr (1,nrlim)
  xww = xhh
  yww = yhh
  zww = zhh
  if nr > nsep
    nsep = nsep + nfact
  endif
  if nr <= nsep
    nlosa = (nsep / nfact) * 100
  endif
  loop nc (1,nedge)
    xw1 = xww + xlinc
    yw1 = yww + ylinc
    zw1 = zww + zlinc
    xw2 = xww + x2inc
    yw2 = yww + y2inc
    zw2 = zww + z2inc
    xw3 = xww + x3inc
    yw3 = yww + y3inc
    zw3 = zww + z3inc
    command
      gen zone brick nom gr nlosa &
      p0(xww,yww,zww) p1(xw1,yw1,zw1) &
      p2(xw2,yw2,zw2) p3(xw3,yw3,zw3) size 1,nff,1
    end_command
    xww = xw1
    yww = yw1
    zww = zw1
  end_loop
  if nr = nsep
    nint = nsep + 50
    ninp = nsep + 250
    command
      gen me 0.1 range gr nlosa
      int nint fa ra gr nlosa p norm (xnorm,ynorm,znorm) o (xw3,yw3,zw3) dist 0.2
      int 100 fa ra gr nlosa p norm (0,1,0) o (xw3,yw3,zw3) dist 0.1
      int ninp fa ra gr nlosa p norm (xn1,yn1,zn1) o (xw1,yw1,zw1) dist 0.1
      ini z add -100 range gr nlosa
      range name nint gr nlosa
      group nint range nint
    end_command
  endif
  if nrlim < nsep

```

```
nint = nsep + 50
ninp = nsep + 250
command
  gen me 0.1 range gr nlosa
  int nint fa ra gr nlosa p norm (xnorm,ynorm,znorm) o (xw3,yw3,zw3) dist 0.2
  int ninp fa ra gr nlosa p norm (xn1,yn1,zn1) o (xw1,yw1,zw1) dist 0.1
  ini z add -100 range gr nlosa
  range name nint gr nlosa
  group nint range nint
end_command
endif
xhh = xhh + x3inc
yhh = yhh + y3inc
zhh = zhh + z3inc
end_loop
end
set echo on
return
```


A.3 Análisis Dimensional

Para describir los fenómenos que nos rodean es necesario determinar primero las variables que pueden ser útiles o que tienen una influencia primordial en su desarrollo, para posteriormente conocer las posibles relaciones entre ellas. Estas relaciones pueden obtenerse directamente de manera experimental o partiendo de alguna teoría conocida; otra forma consiste en establecer una relación tentativa (que después habría de comprobarse o desecharse con ayuda de la experimentación) usando el llamado Teorema Π de Buckingham. Este concepto pertenece al análisis dimensional, con el cual se logra completar un análisis matemático de los problemas que surgen en la realidad y reducir el costo de la experimentación (Taylor, 1974). Los métodos dimensionales tienen el objetivo de reducir cada una de las magnitudes presentes en la igualdad a productos y cocientes entre magnitudes fundamentales.

A.3.1 Teorema Π de Buckingham

El teorema Π indica lo siguiente:

Sea la ley física $f(q_1, q_2, \dots, q_n) = 0$, libre de unidades, en donde q_1, q_2, \dots, q_n son magnitudes o variables dimensionales, y sean L_1, L_2, \dots, L_m , $m < n$, dimensiones básicas o primarias, y

$$[q_i] = L_1^{a_{1i}} L_2^{a_{2i}} \dots L_m^{a_{mi}}, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (\text{A.1})$$

Si además se tiene una matriz de $m \times n$ de rango r que de acuerdo con la expresión A.2 es:

$$A = \begin{bmatrix} a_{11} & \dots & a_{1n} \\ a_{21} & \dots & a_{2n} \\ \cdot & \dots & \\ \cdot & \dots & \\ \cdot & \dots & \\ a_{m1} & \dots & a_{mn} \end{bmatrix} \quad (\text{A.2})$$

Entonces:

- a) Existen $n-r$ cantidades adimensionales $\Pi_1, \Pi_2, \dots, \Pi_{n-r}$ independientes que pueden formarse con las q_1, q_2, \dots, q_n .
- b) La ley física $f(q_1, q_2, \dots, q_n) = 0$ es equivalente a $F(\Pi_1, \Pi_2, \dots, \Pi_{n-r}) = 0$.

En esencia, el teorema expresa que es posible describir un fenómeno con una cantidad de parámetros adimensionales ($\Pi_1, \Pi_2, \dots, \Pi_{n-r}$) que es menor que la cantidad de parámetros dimensionales involucrados (q_1, q_2, \dots, q_n).

A.3.2 Procedimiento de análisis dimensional

Para la generación de cada uno de los términos Π en un problema pueden seguirse los siguientes pasos:

- I. Contar el número de variables dimensionales, n , que aparecen en el problema. Deben incluirse las variables más importantes en el fenómeno bajo investigación. Estas podrán ser del tipo geométricas, de propiedades y de efectos externos, las cuales deben ser independientes.
- II. Expresar cada variable en términos de cada una de las r dimensiones físicas. Es común utilizar $r = 3$, M (masa), L(longitud), T(tiempo).
- III. Determinar el número de términos adimensionales (Π) es $m = n-r$
- IV. Se elige un conjunto de r variables independientes en cuanto a sus dimensiones, de tal forma que cada número Π dependa de r variables fijas y de una de las variables restantes, no escogida anteriormente.
- V. Cada Π se construye como un producto de las variables que lo determinan elevadas cada una a una potencia desconocida. Para garantizar la adimensionalidad deben encontrarse todos los valores de los exponentes tal que se cancelen todas las dimensiones implicadas.
- VI. El número Π que contenga la variable que se desea determinar se coloca como función de los demás números adimensionales.

A.3.3 Ejemplos de aplicación

Esfuerzos en la cara de concreto con juntas constructivas ante el llenado del embalse

Para determinar el efecto del espaciamiento entre juntas verticales en la variación de los esfuerzos transversales en la cara de concreto ante el llenado del embalse, primero se determinaron los posibles productos adimensionales utilizando las variables más importantes del problema (ver Figs. A.1 y A.2). La relación que existe entre estas variables se expresa de la siguiente manera:

$$f(\sigma_{y \max}, \sigma_{y \max (\sin \text{ juntas})}, H, b, T_v, S_j, E_c, E_e, \gamma_c, \gamma_e, k_n, k_s) = 0 \quad (\text{A.3})$$

Las cantidades primarias y las variables iniciales consideradas en la expresión A.3, se muestran en la Tabla A.2.

Tabla A.2 Variables y cantidades primarias del problema de esfuerzos en la cara de concreto

Variable	Símbolo	Dimensiones	
		F	L
Esfuerzo transversal máximo en la cara de concreto con juntas	$\sigma_y \text{ máx}$	1	-2
Esfuerzo transversal máximo en la cara de concreto sin juntas	$\sigma_y \text{ máx (sin juntas)}$	1	-2
Altura máxima de la cortina	H	0	1
Ancho del cauce	b	0	1
Talud del valle, Tv:1 (H:V)	Tv	0	0
Espaciamiento entre juntas verticales	S_j	0	1
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	1	-2
Módulo de elasticidad del enrocamiento	E_e	1	-2
Peso volumétrico del concreto	γ_c	1	-3
Peso volumétrico del enrocamiento	γ_e	1	-3
Rigidez normal de juntas	k_n	1	-3
Rigidez cortante de juntas	k_s	1	-3

A partir del análisis dimensional y siguiendo el procedimiento descrito en la sección A.3.2, es posible determinar los productos adimensionales independientes para este problema (ecuación A.3), los cuales se expresan simbólicamente como:

$$F\left(\frac{\sigma_{y \text{ max}}}{\sigma_{y \text{ max (sin juntas)}}, \frac{b}{H}, \frac{S_j}{H}, Tv, \frac{E_c}{E_e}, \frac{\gamma_c}{\gamma_e}, \frac{k_n}{k_s}\right) = 0 \quad (A.4)$$

La expresión A.4 permite relacionar los esfuerzos transversales máximos que se desarrollan en la cara de concreto al final del llenado del embalse, con la geometría de la losa, y con las propiedades de los materiales utilizados. Es importante mencionar que estos productos adimensionales se tienen que verificar por medio de la experimentación para encontrar las relaciones más adecuadas y que sean de utilidad para interpretar el problema. Por ejemplo, para el caso planteado inicialmente, durante la graficación de resultados utilizando estos productos adimensionales se consideró más conveniente expresar la variable S_j sin ninguna normalización puesto que los puntos graficados se aproximaban más entre ellos, que al utilizar el producto adimensional S_j/H . También, cuando los efectos por las propiedades se ignoran, es decir, cuando en todos los análisis se mantienen constantes las propiedades de los materiales involucrados en el problema, los últimos tres productos adimensionales de la expresión A.2 se pueden omitir.

Para relacionar el efecto de la estrechez del valle se incluye el producto adimensional L/H en la expresión A.4, donde L es la longitud de la cresta y se de calcula a partir de la siguiente relación:

$$L = 2HTv + b \quad (A.5)$$

Esfuerzos en cualquier punto dentro de la cara de concreto

También es de interés práctico conocer la variación de los esfuerzos transversales en cualquier punto dentro de la cara de concreto, para lo cual se establecieron las variables más importantes incluyendo la posición dentro de la losa. De acuerdo con las Fig. A.1 y A.2, la relación que existe entre estas variables se expresa de la siguiente manera:

$$f(\sigma_y, y, z, H, L_z, S_j, E_c, \gamma_c) = 0 \quad (\text{A.6})$$

Se incluye como variable inicial el ancho del valle a la elevación $-z$, L_z , y que se calcula a partir de la ecuación A.5 sustituyendo únicamente H por $-z$. Como esta función ya incluye el ancho del cauce, b , y el talud del valle, T_v , estos ya no se consideran en la expresión A.6, además de que la variable T_v es un producto adimensional. También, las propiedades del enrocamiento y de las juntas constructivas no se toman en cuenta en este análisis dimensional por considerarse constantes. Las cantidades primarias y las variables consideradas en esta formulación, se muestran en la Tabla A.3.

Tabla A.3 Variables y cantidades primarias del problema de distribución de esfuerzos en la losa

Variable	Símbolo	Dimensiones	
		F	L
Esfuerzo transversal en la cara de concreto	σ_y	1	-2
Distancia horizontal en dirección del eje de la cortina a partir de la sección media de la cortina	y	0	1
Distancia vertical a partir de la base de la cortina.	z	0	1
Altura máxima de la cortina	H	0	1
Ancho del valle a la elevación z	L_z	0	1
Espaciamiento entre juntas verticales	S_j	0	1
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	1	-2
Peso volumétrico del concreto	γ_c	1	-3

Nuevamente aplicando el procedimiento de análisis dimensional, se determinan los productos adimensionales independientes que establece la ecuación A.6, los cuales se expresan simbólicamente como:

$$F\left(\frac{\sigma_y}{\gamma_c H}, \frac{y}{L_z}, \frac{z}{H}, \frac{S_j}{H}\right) = 0 \quad (\text{A.7})$$

La expresión A.7 permite relacionar los esfuerzos transversales que se desarrollan en la cara de concreto al final del llenado del embalse, en cualquier punto de la membrana, con la geometría transversal de la cortina, la topografía del valle, y las propiedades de la cara de concreto. Este mismo procedimiento es posible aplicarlo para determinar la distribución de esfuerzos longitudinales, σ_v , en la losa por llenado del embalse.

Esfuerzos en la cara de concreto sin juntas constructivas

Para complementar los análisis es necesario incluir la variación de los esfuerzos transversales máximos en una cara de concreto sin juntas (continua y fija en sus extremos). Para este problema las variables más importantes se presentan en la siguiente expresión:

$$f(\sigma_{y \max (\text{sin juntas})}, H, L, b, A_L, E_c, \gamma_c) = 0 \tag{A.8}$$

Se consideró conveniente utilizar como una de las variables iniciales el área de la losa, A_L , debido a que contiene información importante de la geometría del valle. Las cantidades primarias y las variables consideradas en la formulación de la expresión A.8 se muestran en la Tabla A.4.

Tabla A.4 Variables y cantidades primarias del problema de esfuerzos en una losa sin juntas

Variable	Símbolo	Dimensiones	
		F	L
Esfuerzo transversal máximo en la cara de concreto	$\sigma_{y \max (\text{sin juntas})}$	1	-2
Altura máxima de la cortina	H	0	1
Longitud de la cresta	L	0	1
Ancho del cauce	b	0	1
Área de la losa	A_L	0	2
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	1	-2
Peso volumétrico del concreto	γ_c	1	-3

Usando análisis dimensional se pueden establecer los siguientes productos adimensionales independientes, que se expresan simbólicamente como:

$$F\left(\frac{\sigma_{y \max}}{\gamma_c \sqrt{A_L}}, \frac{L}{H}, \frac{b}{H}, \frac{A_L}{H^2}\right) = 0 \tag{A.9}$$

La expresión A.9 permite relacionar los esfuerzos transversales máximos a compresión y a tensión que se desarrollan en la cara de concreto continua y fija en sus extremos, con la geometría de la losa, y las propiedades de la membrana.

ANEXO B

EFECTO DE LA VARIACIÓN DE LAS RIGIDECES DE JUNTAS

Es importante que los modelos analíticos utilizados para el análisis de PECC sean lo suficientemente aproximados a las condiciones reales, para determinar con mayor aproximación la respuesta de los diferentes materiales que integran este tipo de estructuras. Dentro de la herramienta de análisis (método de diferencias finitas) se emplea el uso de elementos de interfaz, para modelar no solamente la correcta interacción entre los paneles de concreto, el plinto y el enrocamiento; sino también, determinar los movimientos relativos que existen entre tales elementos, lo cual permitirá mejorar el diseño de las juntas verticales, horizontales y perimetral, ante condiciones de carga estática y sísmica.

Sin embargo, tales 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 los contactos mencionados se determinen a partir de prototipos experimentales a gran escala o pruebas realizadas en laboratorio, lo cual no es tan sencillo de conseguir. El tipo de elemento de interfaz utilizado se caracteriza principalmente por sus rigideces normal y cortante, lo cual ya se ha tratado en uno de los capítulos de este trabajo (ver sección 2.3), por lo que se considera adecuado realizar una evaluación de tales parámetros, y de alguna manera justificar los valores empleados en los análisis presentados en esta investigación.

B.1 Descripción de los Análisis

Para estudiar el efecto que tiene la variación de las rigideces normal (k_n) y cortante (k_s) de los elementos de interfaz utilizados en el modelado de juntas constructivas en PECC, se consideró adecuado emplear la sección de cortina que se muestra en la Fig. B.1, la cual tiene una altura, $H = 60$ m, un ancho del cauce, $b = 30$ m, y un talud del valle, $T_v = 1.0$. El talud aguas arriba y aguas abajo de la cortina (T_c) se consideraron de 1.4:1.0 (H:V), un ancho de cresta de 10.0 m, y un espesor de la cara de concreto, $t_d = 0.50$ m, constante a lo largo del talud.

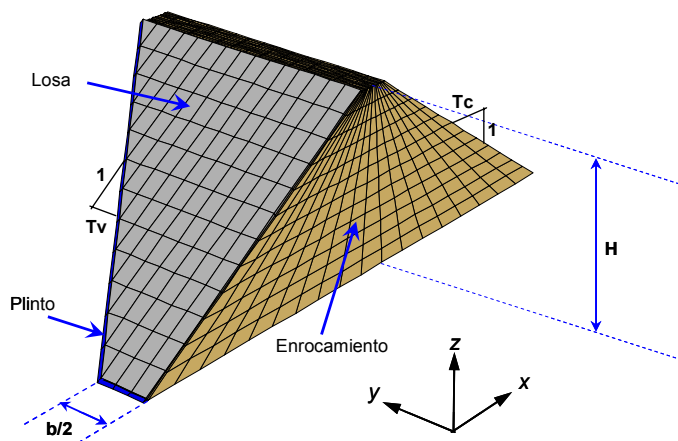


Figura B.1 Modelo geométrico para el análisis de PECC

Se utilizaron básicamente dos modelos de PECC en estos análisis, uno que considera una losa continua sin juntas verticales, es decir, sólo se tienen los contactos losa-plinto (junta perimetral) y losa-enrocamiento (junta transición). Posteriormente se utilizó un segundo modelo que considera los tres tipos de interfaces en la losa: junta transición, perimetral y juntas verticales, con un espaciamiento entre juntas (S_j) de 10.0 m.

Las propiedades del enrocamiento (homogéneo), la losa de concreto y el plinto se presentan en la Tabla B.1, las cuales se mantuvieron constantes en estos análisis para apreciar mejor el efecto de la variación de las rigideces de las interfaces. El modelo de comportamiento de estos elementos se consideró elástico-lineal. En estos análisis no se modela la roca aledaña a la cortina, y las fronteras (junto con el plinto) se asumen fijas a lo largo de la boquilla.

Tabla B.1 Propiedades del modelo de PECC

Propiedad	Enrocamiento	Losa, Plinto
Peso volumétrico, γ , t/m ³	2.0	2.4
Módulo de Elasticidad, E, t/m ²	1.00E+04	1.00E+05
Relación de Poisson, ν	0.3	0.3

También, los análisis consideran el proceso constructivo de la cortina, es decir, primero se construye el terraplén en varias etapas. Después se simula la construcción de la cara de concreto (incluyendo las juntas constructivas), y luego se aplica la carga de agua para simular el llenado del embalse. Para este modelo se consideró un bordo libre (B_L) de 5.0 m.

B.2 Variación de las Propiedades de las Juntas Constructivas

En la Tabla B.2 se presentan los análisis realizados, en los cuales básicamente se varían las rigideces de las juntas verticales y perimetral, manteniendo constantes las rigideces de la junta transición. Además, en un primer conjunto de análisis se utilizaron valores altos de cohesión ($c = 1.00E+03$ t/m²), ángulo de fricción ($\phi = 35^\circ$) y resistencia a la tensión ($T = 1.00E+03$ t/m²), con el propósito de mantener el comportamiento de las interfaces en un rango elástico, es decir, que la abertura y deslizamiento de juntas dependa sólo de sus valores de rigidez normal (k_n) y cortante (k_s). Posteriormente, se realizaron otros análisis donde se les asigna a las juntas verticales y perimetral una resistencia a la tensión nula ($T = 0$), para que cuando exista una separación o abertura en tales interfaces, éstas no transmitan esfuerzos (ver sección 2.3.2 del Capítulo 2).

Tabla B.2 Variación de rigideces de las juntas en la cara de concreto

J-Transición k_n, k_s (t/m ² /m)	J-Vertical y J-Perimetral k_n, k_s (t/m ² /m)		
	k_n, k_s (t/m ² /m)	k_n, k_s (t/m ² /m)	k_n, k_s (t/m ² /m)
1.00E+03	1.00E+03	1.00E+04	1.00E+05
1.00E+04	1.00E+03	1.00E+04	1.00E+05
1.00E+05	1.00E+03	1.00E+04	1.00E+05

Es importante puntualizar que el comportamiento de la junta transición (contacto losa-enrocamiento) siempre será elástica en estos análisis, puesto que si se permite la falla por deslizamiento cortante en esta junta y además se vence la resistencia a la tensión en las juntas verticales y perimetral, la solución no converge.

B.3 Cara de Concreto sin Juntas Verticales

En esta sección se presentan los resultados en el caso en que la cara de concreto es continua sin juntas verticales, es decir, sólo se tienen los contactos losa-plinto (junta perimetral) y losa-enrocamiento (junta transición). Tal como se indica en la Tabla B.2, en estos análisis se varían las rigideces normal (k_n) y cortante (k_s) de la juntas.

En la gráfica de la Fig. B.2 se muestran en las ordenadas los desplazamientos normales (d_n) máximos que se generan en la cara de concreto debidos al llenado, los cuales se normalizan con respecto a la altura de la cortina ($H = 60.0$ m), mientras que en las abscisas se indica el valor de rigideces de la junta perimetral ($k_n = k_s$). En la misma gráfica se presentan tres curvas donde cada una corresponde a un valor constante de rigidez normal y cortante de la junta transición.

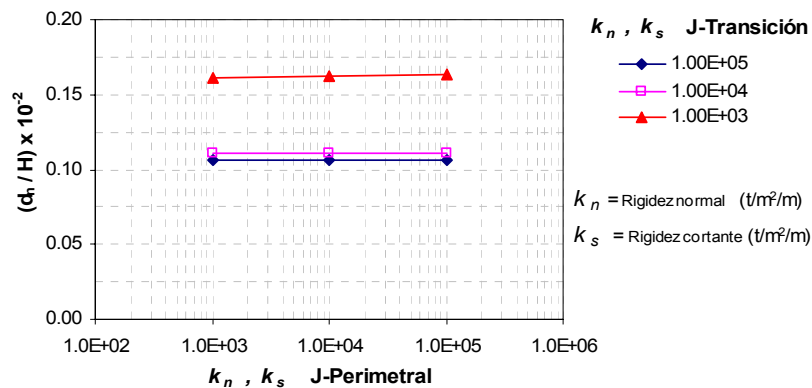


Figura B.2 Desplazamientos normales máximos en la cara de concreto al final del llenado

Se aprecia claramente que la deflexión de la losa no depende de los valores de rigideces de la junta perimetral, sino de las rigideces de la junta transición (contacto losa-enrocamiento) y primordialmente de su rigidez normal (k_n), que al disminuir de magnitud se presentará una mayor penetración de la losa en el enrocamiento, lo cual no ocurre en realidad. Ante esta situación, se consideró conveniente utilizar en todos los análisis un valor de rigidez normal del contacto losa-enrocamiento, $k_n = 1.00E+04$ t/m²/m, que de acuerdo a lo mostrado en la Fig. B.2, las deflexiones máximas de la cara de concreto ante la carga hidrostática prácticamente no varían para valores más altos de esta rigidez. Este valor de rigidez normal evitaría problemas de interpenetración de nodos, además de que un valor mayor provocaría inestabilidad en la solución y un proceso mayor de cómputo, principalmente al resolver problemas dinámicos, sin cambios significativos en la solución.

En la Fig. B.3 se presentan los esfuerzos transversales (σ_y) que se desarrollan en la losa ante el llenado del embalse, los cuales se normalizan con respecto a los mismos esfuerzos correspondientes a una cara de concreto sin juntas (continua y soldada al enrocamiento y plinto). Los valores reportados son las tensiones y compresiones máximas que se generan en la cara de concreto. Nuevamente en las abscisas se indican los valores de rigideces de la junta perimetral ($k_n = k_s$), y se muestran tres curvas donde cada una corresponde a un valor constante de rigidez cortante de la junta transición. Se presentan además dos conjuntos de análisis realizados, en uno de ellos se considera que todas la juntas tienen un comportamiento totalmente elástico, $T = 1000$ t/m², (líneas continuas); y otro donde el comportamiento de la junta perimetral tiene la condición de resistencia a la tensión nula, $T = 0$ t/m², (líneas discontinuas).

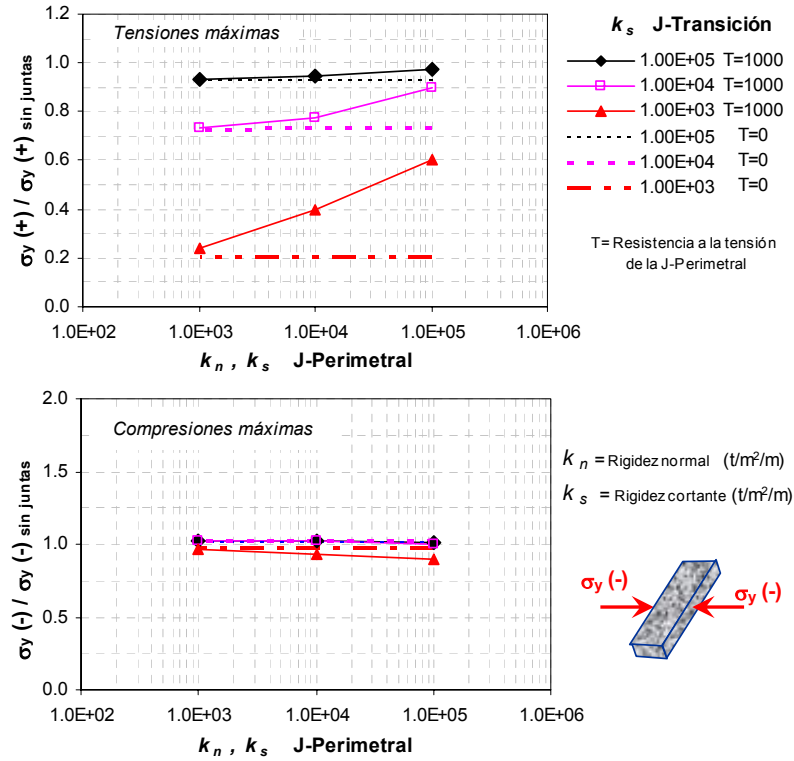


Figura B.3 Esfuerzos transversales máximos en la losa al final del llenado, modelo sin juntas verticales

De estos resultados (Fig. B.3) se desprende que cuando se tiene una cara de concreto continua (sin juntas verticales), la variación de rigideces de las interfaces afecta únicamente las tensiones transversales máximas que se desarrollan en la losa ante el llenado del embalse, mientras que las compresiones transversales máximas prácticamente no cambian. También, se observa que estos esfuerzos de tensión aumentan cuando la rigidez de la junta perimetral es mayor, y cuando esta junta es totalmente elástica ($T = 1000$). Esto no debe de ocurrir, puesto que en realidad cuando la junta se abre existe una separación entre los paneles de concreto y no se transmiten esfuerzos, a menos que el elemento impermeable de la junta perimetral, es decir, los sellos estén bien sujetos en sus extremos a los paneles de concreto, y además sean muy rígidos, los cuales en realidad no trabajan así.

Debido a lo anterior, un modelado más realista de la junta perimetral, es considerando la condición de resistencia a la tensión nula ($T = 0$). Estos análisis se presentan en las mismas gráficas anteriores (Fig. B.3) con líneas discontinuas, donde se aprecia claramente el efecto esperado, las tensiones máximas no cambian al variar las rigideces de la junta perimetral. Estas tensiones solamente cambian cuando la rigidez cortante de la junta transición varía, lo cual es de esperarse puesto que al aumentar las rigideces de dicha interfaz (contacto losa-enrocamiento) se está aproximando a una condición donde la losa está fija al enrocamiento. Sin embargo, esta condición ($T = 0$) genera algunas desventajas, las cuales se indican más adelante en este apartado.

De estos resultados es importante señalar que cuando se considera un valor bajo de rigideces en la junta perimetral ($k_n = k_s = 1.00E+03 \text{ t/m}^2/\text{m}$), los esfuerzos en la cara de concreto prácticamente son similares para ambas condiciones, junta elástica con resistencia a la tensión ($T = 1000$) y junta con resistencia a la tensión nula ($T = 0$), para una rigidez constante de la junta transición.

En la Fig. B.4 se presentan los esfuerzos longitudinales, σ_v , (tensiones y compresiones máximas) que se generan en la cara de concreto ante la carga de agua, los cuales se normalizan con respecto a los mismos esfuerzos correspondientes a una losa sin juntas (continua y fija al enrocamiento y plinto).

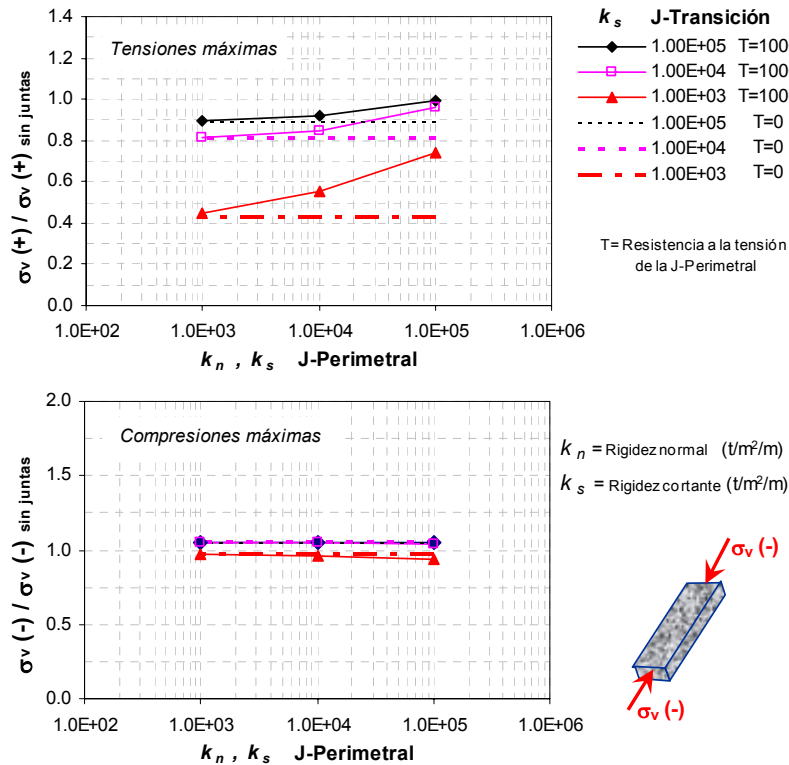


Figura B.4 Esfuerzos longitudinales máximos en la losa al final del llenado, modelo sin juntas verticales

De estas gráficas se deducen las mismas conclusiones mencionadas anteriormente, donde la variación de las rigideces de juntas únicamente afectan las tensiones máximas (muy poco a las compresiones). También, cuando se considera en la junta perimetral una resistencia a la tensión nula ($T = 0$), las tensiones longitudinales en los paneles de concreto se mantienen constantes al variar las rigideces del contacto losa-plinto, lo cual corresponde al comportamiento esperado. Además, estas tensiones aumentan cuando la rigidez cortante de la junta transición es mayor.

Para complementar estos resultados, en la Fig. B.5 se muestran las aberturas (δ_n) y dislocaciones (δ_s) máximas que se desarrollan en la junta perimetral ante el llenado del embalse. Estos valores se normalizan con respecto al desplazamiento normal máximo de la cara de concreto, $d_{n \text{ máx}}$. Se observa nuevamente que el modelado de la junta perimetral más apegado a la realidad es cuando se considera una resistencia a la tensión nula ($T = 0$) en este contacto, donde al variar sus rigideces, las aberturas se mantienen constantes, lo cual coincide con lo presentado en las gráficas anteriores (Figs. B.3 y B.4).

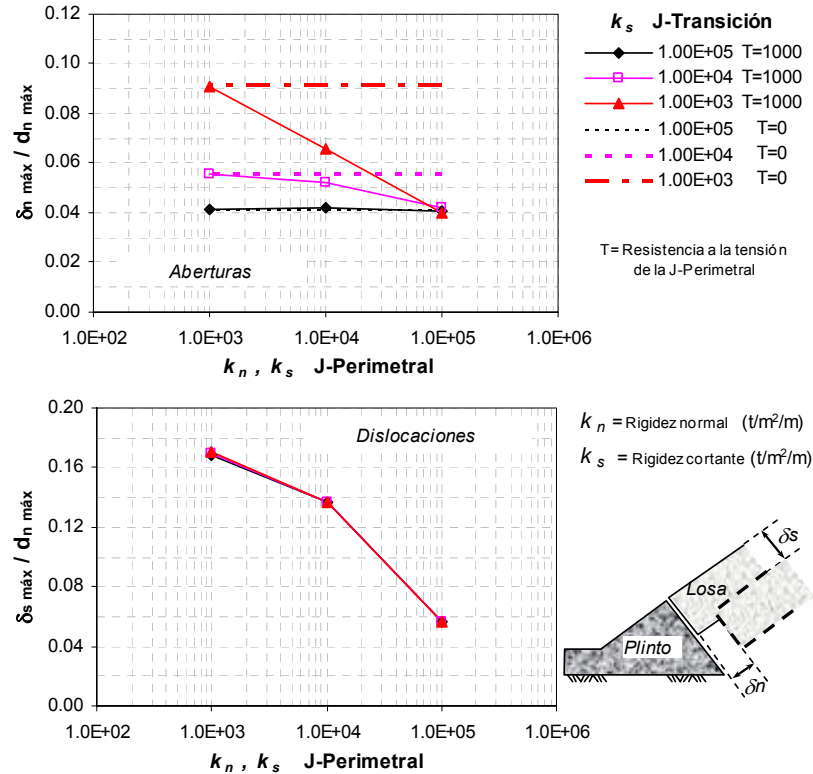


Figura B.5 Aberturas y dislocaciones máximas en la junta perimetral al final del llenado, modelo sin juntas verticales

También se aprecia en estas gráficas que las aberturas máximas en la junta perimetral aumentan cuando la rigidez cortante de la junta transición disminuye (cuando $T = 0$ en el contacto losa-plinto). Entonces la condición más severa en el comportamiento de la junta perimetral es al considerar valores bajos de rigidez cortante en la interfaz losa-enrocamiento.

Con respecto a las dislocaciones máximas que se desarrollan en la junta perimetral ante el llenado del embalse (Fig. B.5), se observa cómo éstas aumentan cuando las rigideces de esta junta disminuyen, y cuando su comportamiento es elástico ($T = 1000$). Además, de que la variación de la rigidez cortante de la junta transición no afecta estos desplazamientos, debido a que la rigidez normal de este contacto se mantuvo constante ($k_n = 1.00E+04 \text{ t/m}^2/\text{m}$) en todos los análisis como se explicó en el inicio de esta sección.

Es importante señalar que cuando a la junta perimetral se le asigna la condición de resistencia a la tensión nula ($T = 0$), al ocurrir una abertura (lo cual se presenta a todo lo largo de la junta ante el llenado del embalse de acuerdo a la presentado en el capítulo 3 de esta investigación), la junta se rompe, y los esfuerzos normal y cortantes se anulan, por lo tanto, las dislocaciones o desplazamiento cortantes en la junta también son nulos (excepto las aberturas). Sin embargo, estos desplazamientos cortantes en realidad sí se generan, pero debido al modelo de interfaz utilizado (ver sección 2.4.1) no se registran, cuando la junta tiene esta condición de resistencia a la tensión nula.

B.4 Cara de Concreto con Juntas Verticales

En esta sección se presentan los resultados que consideran una losa dividida en franjas verticales, es decir, se tiene una cara de concreto con juntas verticales, donde S_j (espaciamiento entre juntas) es igual a 10 m. Nuevamente, como se indica en la Tabla B.2, en estos análisis se varían las rigideces normal (k_n) y cortante (k_s) de los contactos losa-llosa y losa-plinto. Al igual que en los análisis anteriores, la rigidez normal de la interfaz losa-enrocamiento (junta transición) se mantiene constante en todos los análisis con un valor de $1.00E+04 \text{ t/m}^2/\text{m}$, para evitar problemas de interpenetración de nodos, variando únicamente su rigidez cortante.

En la Fig. B.6 se presentan los esfuerzos transversales máximos, σ_y , (tensiones y compresiones máximas) que se desarrollan en los paneles de concreto normalizados con los correspondientes esfuerzos en una cara de concreto sin juntas. Comparando estos resultados con los presentados en la Fig. B.3 (losa sin juntas verticales), las tensiones transversales máximas prácticamente no se ven afectadas por la presencia de juntas verticales, entonces únicamente la junta perimetral tendrá un efecto significativo en el desarrollo de estos esfuerzos de tensión en la cara de concreto ante la carga de agua.

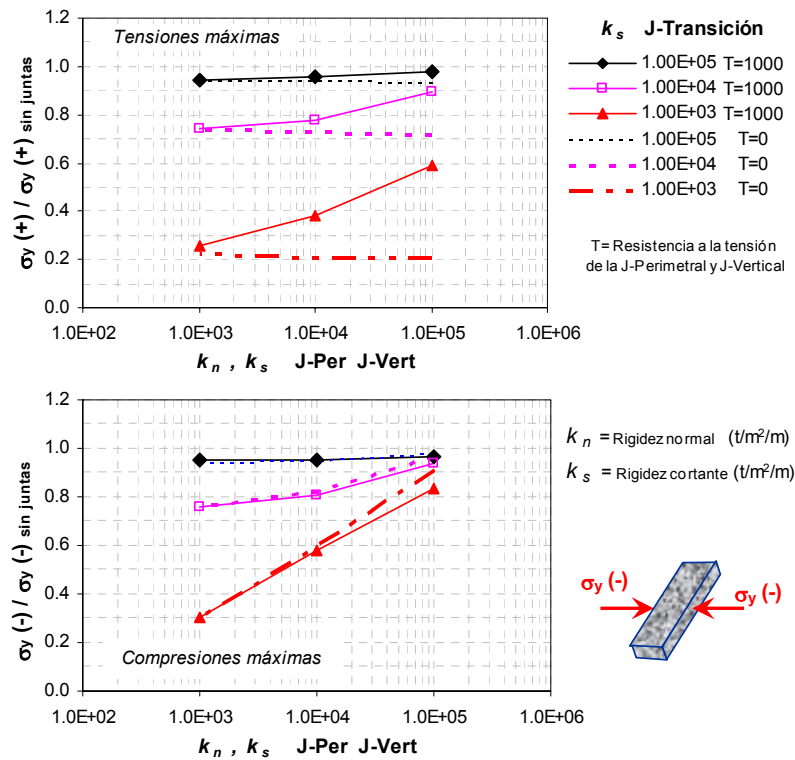


Figura B.6 Esfuerzos transversales máximos en la losa al final del llenado, modelo con juntas verticales

En relación a las compresiones transversales máximas, éstas se ven afectadas por la presencia de juntas verticales como es de esperarse. Estas compresiones decrecen notablemente cuando las rigideces de las juntas disminuyen. De acuerdo a estos resultados es posible afirmar que el uso de juntas con un relleno compresible (una rigidez del orden de $1.00E+03 \text{ t/m}^2/\text{m}$) permitiría disminuir los esfuerzos de compresión

que se desarrollan en las regiones centrales de la cara de concreto ante el llenado del embalse. Sin embargo, es importante puntualizar que cuando actúa un sismo, pueden existir otras regiones, no solamente las centrales, donde las compresiones pueden aumentar significativamente.

En la Fig. B.7 se muestran los esfuerzos longitudinales, σ_v , (tensiones y compresiones máximas) que se generan en la cara de concreto ante la carga de agua, para el modelo que considera juntas verticales ($S_j = 10$ m). Los valores reportados se normalizan con respecto a los esfuerzos correspondientes que se desarrollan en una losa sin juntas (fija al enrocamiento y plinto).

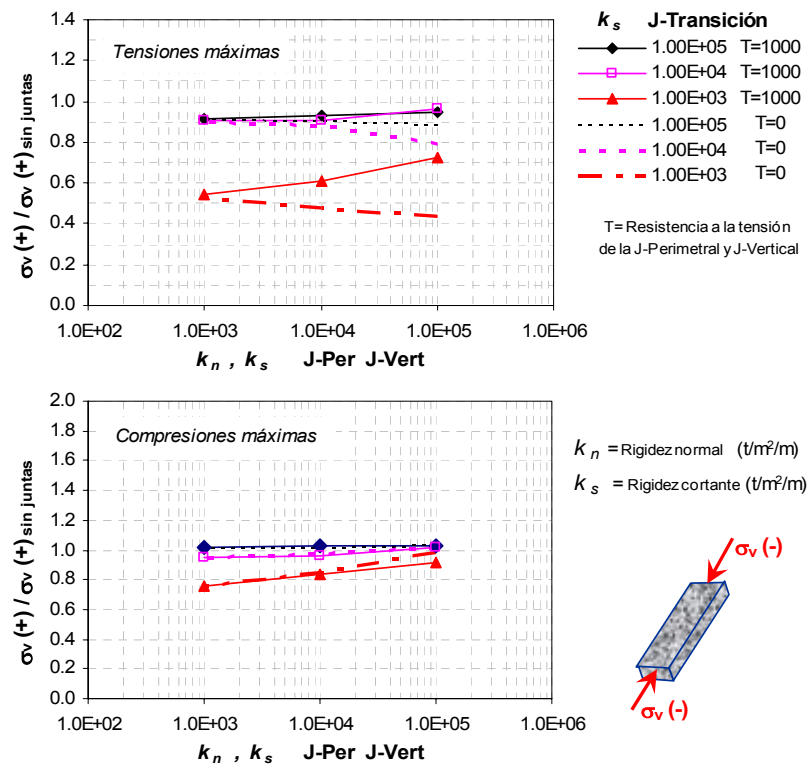


Figura B.7 Esfuerzos longitudinales máximos en la losa al final del llenado, modelo con juntas verticales

Estos resultados prácticamente son similares a los correspondientes a una losa sin juntas verticales (ver Fig. B.4), aunque se aprecia una sensible disminución de las tensiones y compresiones longitudinales máximas cuando las rigideces de los contactos losa-losa y losa-plinto son menores, y este efecto es más notorio cuando la rigidez cortante de la junta transición tiene un valor mínimo.

En la Fig. B.8 se muestran las aberturas (δ_n) y dislocaciones (δ_s) máximas que se desarrollan en la junta perimetral por llenado del embalse, las cuales se normalizan con respecto al desplazamiento normal máximo de la cara de concreto ($d_{n \text{ máx}}$). Estos resultados son casi idénticos a los presentados en la Fig. B.5 cuando se tiene una losa sin juntas verticales, aunque la presencia de tales interfaces verticales en la cara de concreto incrementa sensiblemente las aberturas en el contacto losa-plinto, siendo más notorio para valores bajos de rigideces de juntas ($1.00E+03$ t/m²/m).

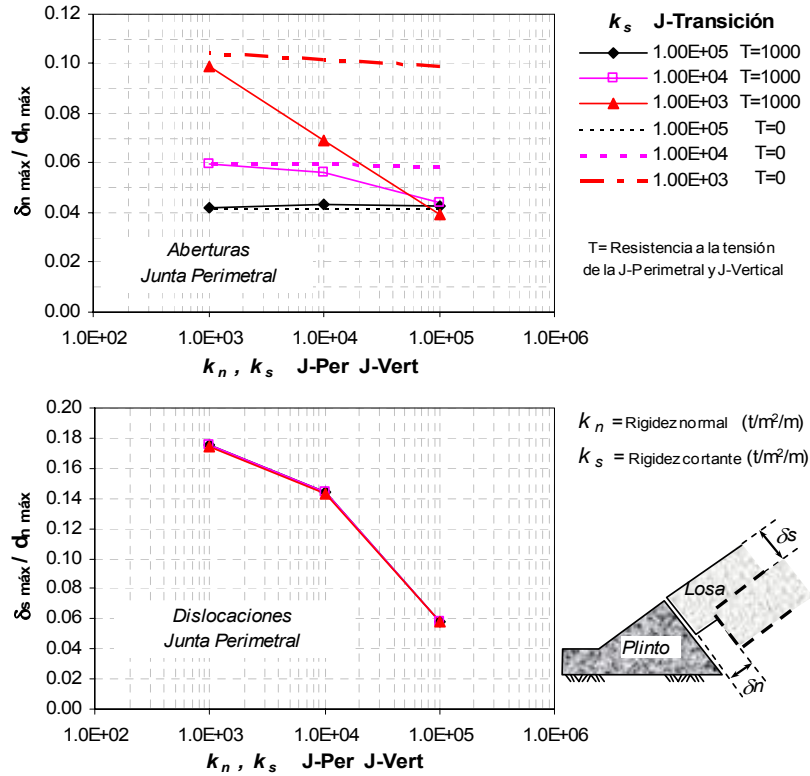


Figura B.8 Aberturas y dislocaciones máximas en la junta perimetral al final del llenado, considerando juntas verticales en la cara de concreto

Finalmente en las gráficas de la Fig. B.9 se presentan las aberturas (δ_n) y dislocaciones (δ_s) máximas que se generan en las juntas verticales al final del llenado, normalizadas con respecto al desplazamiento normal máximo de la cara de concreto. Se aprecia que las aberturas y dislocaciones máximas aumentan cuando las rigideces de las juntas son mínimas, siendo ésta la condición más crítica en el comportamiento de las juntas constructivas, aunque los esfuerzos en los paneles de concreto son menores ante esta consideración (ver Fig. B.6). Además, las aberturas y dislocaciones en las interfaces verticales se incrementan al considerar valores bajos de rigidez cortante en el contacto losa-enrocamiento (junta transición).

La condición de resistencia a la tensión nula de juntas ($T = 0$) es la más apropiada para el correcto modelado de las interfaces en una PECC, puesto que las aberturas en tales contactos (losa-losa) se mantienen casi constantes al variar sus rigideces. Sin embargo, es importante mencionar que cuando a estas interfaces se les asigna la condición $T = 0$, al ocurrir una abertura en ellas las dislocaciones o desplazamientos cortantes se anulan, lo cual es una limitación del modelo de interfaz utilizado. Cabe aclarar que estos desplazamientos cortantes sí se generan en las interfaces verticales (así también como en la junta perimetral) cuando se aplica la carga de agua. Para obviar esta limitación en los análisis realizados en esta investigación (por carga estática y sísmica) se asignó un comportamiento de juntas totalmente elástico ($T = 1000$) y se usaron valores bajos de rigideces normal y cortante en las juntas verticales y perimetral ($k_n = k_s = 1.00E+03 t/m^2/m$), que de acuerdo a lo presentado en este anexo se obtienen resultados completos (aberturas y dislocaciones) y similares a una condición de resistencia a la tensión nula de juntas.

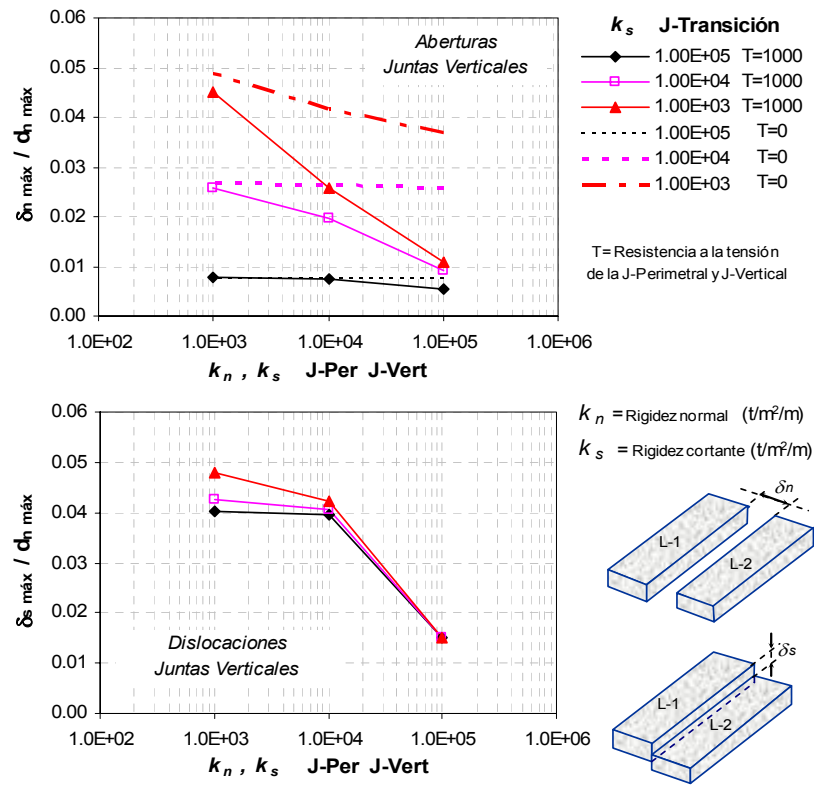


Figura B.9 Aberturas y dislocaciones máximas en las juntas verticales al final del llenado

En el caso particular de la junta transición (contacto losa-enrocamiento), debido a la incertidumbre sobre qué propiedades pueden utilizarse para caracterizar tal interfaz, principalmente sus rigideces, también se consideró adecuado emplear en los análisis, un valor mínimo de rigidez cortante utilizado en este anexo ($k_s = 1.00E+03 \text{ t/m}^2/m$), puesto que es el que proporciona las condiciones más severas en términos de desplazamientos de juntas. A la rigidez normal de esta interfaz (junta transición) se le asignó un valor de $1.00E+04 \text{ t/m}^2/m$ constante en todos los análisis, para evitar problemas de interpenetración de nodos, tal como se mencionó en el inicio de esta sección.

B.5 Efecto de la Malla en la Modelación de Juntas con Relleno Compresible

Los elementos de interfaz sirven para representar el comportamiento de un sistema de discontinuidades (fracturas, fallas, juntas constructivas, etc.), puesto que permiten calcular desplazamientos relativos entre dos bloques que están en contacto. El elemento de interfaz que se utilizó en la modelación de juntas constructivas en PECC es un contacto lógico como el que se emplea en el método de elementos distintos (Cundall y Hart, 1992), tal como se describe en la sección 2.3 de este trabajo. Este elemento de interfaz emplea un modelo constitutivo elasto-plástico en la dirección tangencial de la junta, y con la posibilidad de no soportar esfuerzos a tensión en la dirección normal al plano de la junta. En el intervalo elástico, el comportamiento del contacto depende solamente de los valores de rigidez normal (k_n) y cortante (k_s) de la interfaz.

De acuerdo con el comportamiento en la dirección normal al plano de la junta, los elementos de interfaz se pueden dividir en dos grupos: contactos rígidos y contactos deformables. Un elemento de interfaz es rígido cuando no existe interpenetración entre bloques (solamente abertura y desplazamiento cortante a lo largo de la junta), garantizando la compatibilidad de desplazamientos en la dirección normal de todos los contactos.

Por el contrario, en los contactos deformables se permiten interpenetraciones entre bloques, además de abertura y dislocación. Es importante anotar que numéricamente la junta tiene espesor cero, pero en realidad tiene espesor y rigidez finitos (Hart, 1993). Por lo tanto, el valor que se considere de k_n en el modelo representaría la rigidez normal de las juntas reales in situ. Este tipo de elementos de interfaz es adecuado para modelar juntas con relleno compresible. Recientemente se ha utilizado en la construcción de juntas constructivas de PECC, un separador de hule SBR que se coloca entre los paneles de concreto, y entre éstos y el plinto (ver Fig. 2.5).

De esta manera, estos contactos deformables se limitan a rigideces finitas, lo que permite realizar cálculos desacoplados de los bloques adyacentes cuando se deslizan unos sobre otros (Cundall, 1980). Debido a esta consideración se tiene la ventaja de que no se requiere el re-malleo (difícil de programar) a lo largo de las grietas para mantener en contacto los puntos de la malla uno frente al otro.

En la práctica, rigideces muy grandes pueden utilizarse para aproximar los contactos rígidos, pero a costa de intervalos de tiempo muy pequeños en análisis dinámicos. Hart (1993) propone un límite superior de k_n derivado de la rigidez equivalente de la zona vecina en los bloques adyacentes a la junta para garantizar la eficiencia de la solución, y un límite inferior de rigidez normal calculado a partir del desplazamiento normal de la junta y del tamaño de zona adecuado para evitar problemas asociados con las interpenetraciones.

Modelo simplificado de juntas

Para verificar si el modelo de interfaz deformable es adecuado en el análisis de PECC, se realizaron modelos simplificados, como el que se muestra en la Fig. B.10. Éste consiste de dos losas de concreto de 5.0 x 5.0 x 0.5 m, apoyadas en un bloque de concreto de 10.0 x 1.0 x 0.5 m. Se utilizan elementos de interfaz para modelar las juntas entre ambas losas, y entre éstas y el bloque inferior.

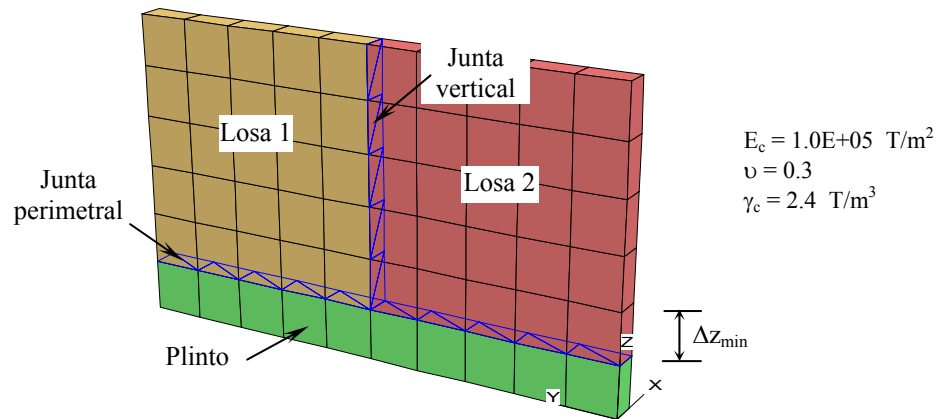


Fig. B.10 Modelo simplificado de paneles de concreto y juntas constructivas

Las propiedades de las losas y del plinto son las del concreto como se indican en la Fig. B.10. El comportamiento de las juntas se mantiene en el rango elástico, y se considera que éstas tienen una rigidez equivalente a la de las losas, que se estima a partir de la siguiente ecuación:

$$k_{\text{equiv}} = \max \left[\frac{\left(K + \frac{4}{3} G \right)}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (\text{B.1})$$

donde K y G son los módulos volumétrico y cortante, respectivamente, y Δz_{\min} es el tamaño del elemento más pequeño de una zona adyacente a la junta en dirección normal. La notación $\max[\]$ indica que se debe utilizar el valor máximo de todas las zonas adyacentes a la interfaz, esto cuando se presentan varios tipos de materiales alrededor de la junta. De esta manera, para las propiedades del modelo de la Fig. B.10, resulta un valor de $k_{\text{equiv}} = 1.346E+05 \text{ T/m}^2/\text{m}$.

Esfuerzos normales en juntas verticales

La Fig. B.11 presenta la distribución de esfuerzos horizontales (σ_y) en un panel de concreto, junto con la distribución de esfuerzo normal a lo largo de la junta vertical (σ_{nj}), bajo las condiciones iniciales de peso propio de los materiales. En este análisis se considera que los contactos son rígidos, y una regla común es utilizar valores de k_n y k_s de las interfaces, de diez veces la rigidez equivalente de la zona vecina (Hart, 1993).

Los valores graficados son los esfuerzos promedio en cada elemento de la malla. Se aprecia que los esfuerzos horizontales en la losa de concreto cerca de la junta vertical coinciden con los esfuerzos normales de la interfaz.

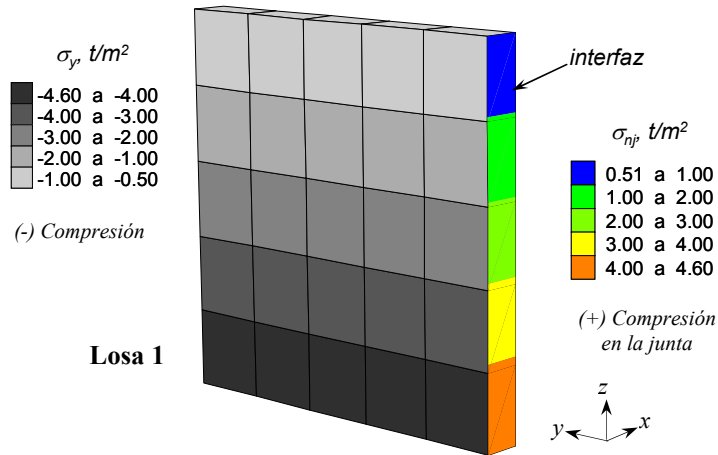


Fig. B.11 Distribución de esfuerzos horizontales en el panel de concreto, y de esfuerzos normales en la junta vertical, $k_n = k_s = 10 k_{equiv}$. (junta rígida)

Para apreciar el comportamiento de una junta deformable, se utilizó el mismo modelo anterior pero disminuyendo las rigideces normal y cortante de la junta vertical. En la Fig. B.12 se muestra nuevamente la distribución de los esfuerzos horizontales en la losa de concreto (σ_y), junto con la distribución del esfuerzo normal en la junta vertical (σ_{nj}), bajo las mismas condiciones iniciales de peso propio de los materiales, pero considerando ahora que la rigidez normal y cortante de la junta vertical en un análisis es el 10% de la rigidez equivalente, y en otro análisis es del 1%.

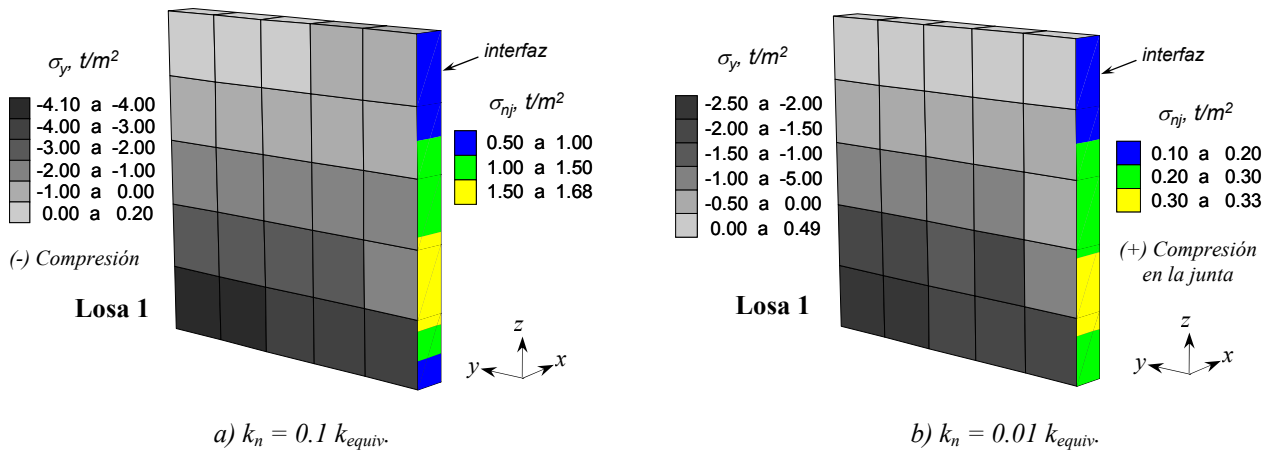


Fig. B.12 Distribución de esfuerzos horizontales en el panel de concreto, y de esfuerzos normales en la junta vertical

Se aprecia que los esfuerzos horizontales en la losa de concreto disminuyen cerca de la junta vertical debido a la presencia de la interfaz con una rigidez baja (junta deformable). Además, estos esfuerzos son muy aproximados a los esfuerzos normales de la interfaz para el análisis donde $k_n = 0.1 k_{equiv}$ (Fig. B.12a). Para el análisis donde $k_n = 0.01 k_{equiv}$ (Fig. B.12b), los esfuerzos en la losa disminuyen aún más, pero éstos ya no coinciden con los esfuerzos normales a lo largo de la junta vertical.

En la Fig. B.13 se presentan los contornos de esfuerzos horizontales en ambas losas de concreto (Fig. B.10), para el caso donde la rigidez de la junta vertical, $k_n = 0.01 k_{equiv}$. En estos resultados, a diferencia de las gráficas anteriores, se utiliza una función de interpolación para definir las curvas de iso-valores de esfuerzos. Se aprecia que los esfuerzos horizontales cerca de la interfaz entre ambas losas son diferentes a una misma elevación, y por lo cual, estos esfuerzos no coinciden con los esfuerzos normales de la interfaz (Fig. B.12b).

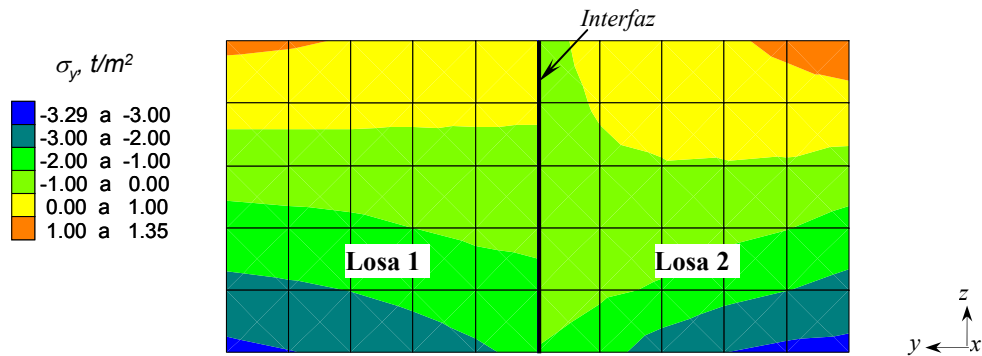


Fig. B.13 Contorno de esfuerzos horizontales, σ_y , en ambas losas, $k_n = 0.01 k_{equiv}$

Las diferencias que se aprecian en los valores límites de esfuerzos entre las Figs. B.12b y B.13, se deben precisamente al tipo de función de interpolación que utiliza el código para graficar los contornos de esfuerzos que se muestran en la Fig. B.13.

Considerando que el efecto de la malla es un problema común en varios modelos de interfaces (Pekau y Yuzhu, 2004), en la Fig. B.14 se muestra la distribución de esfuerzos horizontales en la Losa-1, junto con la distribución del esfuerzo normal a lo largo de la interfaz, para un modelo donde la malla es más densa cerca de la junta vertical, bajo las mismas condiciones de peso propio de los materiales. Se aprecia que los esfuerzos horizontales cerca de la junta vertical ahora coinciden con los esfuerzos normales a lo largo de la interfaz.

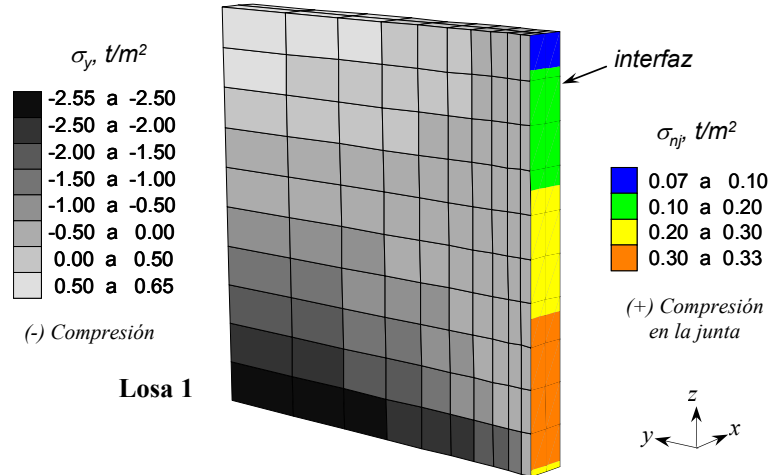


Fig. B.14 Distribución de esfuerzos horizontales en el panel de concreto, y de esfuerzos normales en la junta vertical, malla fina, $k_n = 0.01 k_{equiv}$.

La Fig. B.15 presenta los contornos de esfuerzos horizontales en ambas losas de concreto, para la malla más densa cerca de la interfaz, donde los resultados cerca del contacto vertical mejoran (no se aprecian saltos) en comparación con los mostrados en la Fig. B.13.

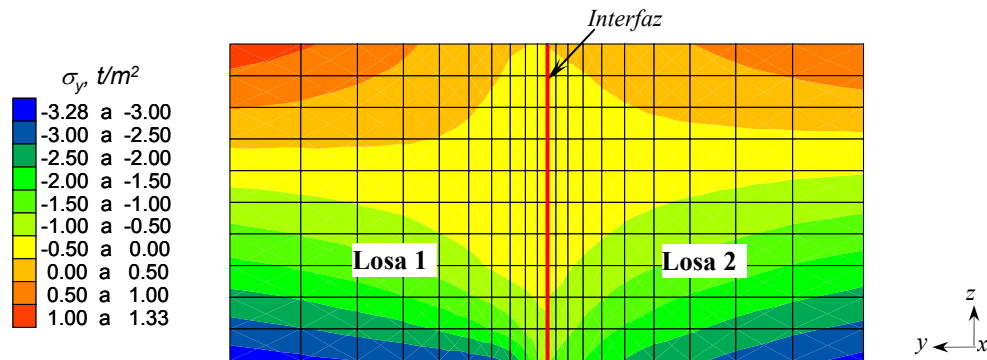


Fig. B.15 Contorno de esfuerzos horizontales, σ_y , en ambas losas, malla fina, $k_n = 0.01 k_{equiv}$

De acuerdo con estos análisis, los resultados son más confiables cuando la malla es más densa cerca del contacto, a pesar de que esto se traducirá en un intervalo de tiempo más pequeño para análisis dinámicos. Sin embargo, es importante puntualizar que al comparar los valores límites de esfuerzos (máximos y mínimos) entre las Figs. B.12b y B.14, éstos son prácticamente iguales, principalmente en la distribución de esfuerzos normales en las interfaces. Así también, en las Figs. B.13 y B.15, los valores límites de esfuerzo horizontal en ambos modelos son casi idénticos.

Esfuerzos transversales en la cara de concreto de PECC

Los análisis anteriores evalúan solamente el comportamiento de las interfaces en zonas de compresión. En este inciso se analiza el efecto de la densidad de la malla en la distribución de los esfuerzos en la cara de concreto en PECC, principalmente en zonas de tensión. Para este fin se utilizó el modelo de cortina que se muestra en la Fig. B.1 (sección B.1), a partir del cual se mantiene constante la geometría aumentando solamente el número de elementos en la malla. El comportamiento de las juntas constructivas se mantiene en el rango elástico, y se utilizaron valores de rigidez normal y cortante de las interfaces, $k_n = k_s = 1.00E+03 \text{ t/m}^2/\text{m}$, lo cual corresponde a un poco menos del 1% de k_{equiv} (juntas deformables).

En la Fig. B.16 se presentan los contornos de esfuerzos transversales, σ_y , en la cara de concreto al final del llenado del embalse para tres modelos. El primero utiliza 170 elementos (malla gruesa) para definir la cara de concreto; en los otros se aumentó la discretización de la malla en 680 elementos (malla media) y 1020 elementos (malla fina) en la cara de concreto.

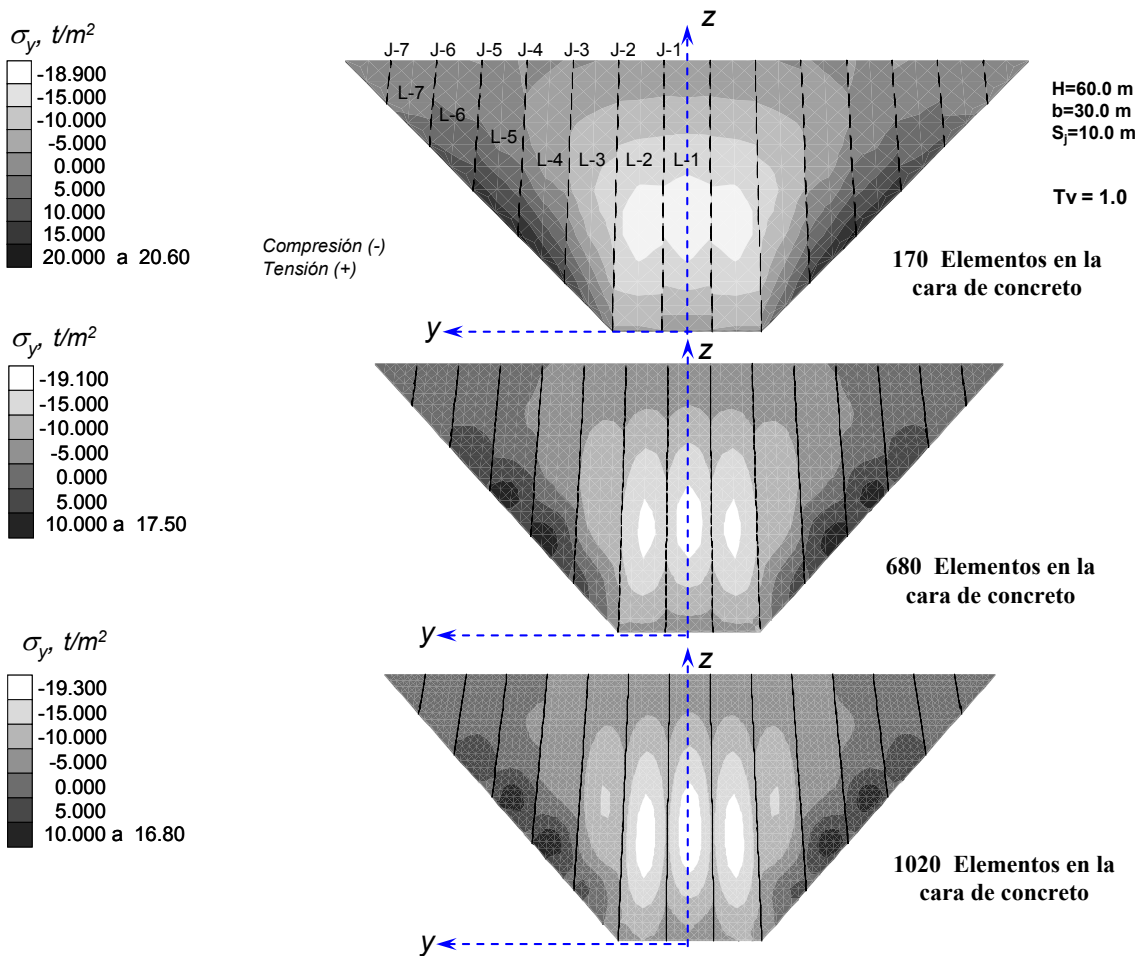


Fig. B.16 Contorno de esfuerzos horizontales, σ_y , en ambas losas, mallas gruesa, media y fina

De estos resultados es importante señalar que las compresiones máximas prácticamente son iguales para cada densidad de malla. En las zonas de tensión las magnitudes máximas disminuyen conforme la malla es más fina, aunque las diferencias entre ellas no son significativas si consideramos que la malla menos densa proporciona valores mayores, que al diseñar con tales magnitudes se estaría dentro del intervalo de seguridad.

En la Tabla B.1 se muestran las aberturas y dislocaciones máximas que se generan en las juntas verticales y en la junta perimetral por el llenado del embalse para cada modelo de cortina anterior. Se aprecia que las aberturas y dislocaciones máximas que se desarrollan en las juntas verticales por el llenado del embalse prácticamente no varían para cada densidad de malla. Por otra parte, las aberturas máximas en la junta perimetral aumentan cuando la malla es más densa, y lo contrario ocurre con las dislocaciones máximas, aunque estas variaciones son poco significativas.

Tabla B.1 Aberturas y dislocaciones máximas en juntas constructivas

No. de elementos en la cara de concreto	Abertura máxima (mm)		Dislocación máxima (mm)	
	Juntas verticales	Junta Perimetral	Juntas verticales	Junta Perimetral
170	3.2	6.5	3.4	12.0
680	3.3	7.7	3.7	11.1
1020	3.4	8.4	3.9	10.8

En conclusión, cuando se modelan juntas constructivas con rellenos compresibles (valores bajos de k_n y k_s de las interfaces), existen errores de aproximación de los resultados a lo largo de las juntas, pero más que una limitación del tipo de modelo de interfaz utilizado para el análisis de PECC, es un problema de la densidad de la malla.

Entonces, realizar modelos con una mayor discretización cerca de las juntas constructivas de la cara de concreto en un análisis tridimensional de una presa, repercutiría en excesivos tiempos de cómputo, con cambios poco significativos en los resultados, principalmente en los desplazamientos de juntas.

Además, todos los modelos tridimensionales de PECC que se realizaron en esta investigación respetan un mismo tamaño de elementos, por lo tanto, todos tienen la misma limitación de la discretización de la malla cerca de las interfaces, que al normalizar los resultados entre ellos prácticamente esta limitación se elimina.

ANEXO C

FUNDAMENTOS DE DINÁMICA EN LA MODELACIÓN DE PECC

El problema de respuesta sísmica y del comportamiento de presas cuando se formula en términos generales, es decir, incluyendo respuesta tridimensional e interacción cuerpo de la cortina-embalse-cimentación, es extremadamente complejo. Para eventos sísmicos severos, o para casos en condiciones especiales del cuerpo de la cortina y composición de la cimentación, el problema debe analizarse y entenderse solamente por medio de investigaciones con métodos numéricos.

Además, las mayores aportaciones sobre el comportamiento sísmico de presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC) provienen esencialmente de las investigaciones analíticas. La respuesta sísmica de una presa con modelos numéricos requiere de la definición previa de las características topográficas del sitio de la presa, de la geometría de la cortina, de la caracterización de los materiales de construcción y de su cimentación, y sobre todo de la caracterización sísmica del sitio.

C.1 Estudios Analíticos de PECC

Existen varios estudios analíticos relacionados con el comportamiento sísmico de PECC, entre los cuales destacan los siguientes:

Seed *et al.* (1985) reportó un conjunto de análisis de elemento finito con la finalidad de estimar la magnitud de las deformaciones en PECC típicas, sujetas a aceleraciones máximas en la base de 0.50g. Primero estudiaron presas altas construidas en valles muy amplios utilizando análisis deformación plana y considerando el comportamiento no lineal del suelo con el modelo lineal-equivalente, posteriormente determinaron las deformaciones permanentes usando el concepto de bloque-rígido por medio del procedimiento de Seed-Makdisi (1978), una versión modificada del método de Newmark (1965). Determinaron que sismos de magnitud de 8.25 pueden generar deformaciones muy grandes hasta de 2.0 m en dirección aguas abajo, y recomiendan una inclinación de taludes necesaria para que tales deformaciones no excedieran 0.50 m. Los valores recomendados evidentemente son mayores a los usados en el diseño actual, del orden de 1.6:1.0 (H:V) o más tendidos para zonas de sismicidad muy alta. Además, sugieren la colocación de materiales más finos en la zona cercana a la cresta, así como la construcción de bermas estabilizadoras en la parte inferior de la cortina, con la finalidad de minimizar las deformaciones inducidas por un sismo severo. Lo que es importante puntualizar es que los modelos utilizados en estos análisis no consideran la presencia de la losa de concreto.

Bureau *et al.* (1985) presentaron un estudio sobre los posibles modos de falla de PECC. Utilizaron una formulación numérica en el dominio del tiempo para calcular la respuesta no-lineal de este tipo de cortinas, y evaluar las deformaciones permanentes. Además, utilizaron una formulación de elemento finito lineal-equivalente para estudiar el efecto de la interacción presa-embalse y estimar las fuerzas axiales sísmicas y los momentos de flexión en la losa de concreto. Entre sus conclusiones establecieron que los efectos hidrodinámicos en la respuesta sísmica de PECC pueden ignorarse; y que una cortina sujeta a una excitación fuerte en la base (aceleración máxima de 0.70g) puede tener un asentamiento distribuido, más que una falla a lo largo de una superficie discreta. También, determinaron que las deformaciones plásticas parecen concentrarse en el tercio superior de la cortina, lo cual se ha confirmado con observaciones en campo; y que tales asentamientos en la cresta de PECC de diseño moderno no excederían el 1 ó 2% de la altura de la presa (H), bajo un sacudimiento sísmico severo.

Gazetas y Dakoulas (1992) han estudiado la respuesta sísmica 3D de una PECC real de 135.0 m de altura que se encuentra en un cañón de forma semi-cilíndrica (se modela la losa pero sin juntas), y concluyen que presas altas en cañones estrechos de roca sólida pueden experimentar sacudimientos sumamente intensos en la mitad de la cresta durante un evento sísmico fuerte como consecuencia directa del efecto de concentración de ondas en un enrocamiento muy rígido. Aunque la integridad global de la cortina no está en riesgo, pueden generarse algunos problemas significativos como: deformaciones permanentes no uniformes, agrietamiento e infiltración a través de la losa de concreto, asentamiento de la cresta que podría reducir el bordo libre disponible, y falla de la cresta que retiene el muro parapeto.

Uddin y Gazetas (1995) presentan un estudio de elemento finito 2D para calcular la respuesta sísmica de una PECC típica de 100 m de altura ante un sacudimiento sísmico fuerte, donde el enrocamiento es modelado como un material lineal-equivalente y utilizan un elemento de interfaz entre la losa de concreto y el enrocamiento. Una ley de fricción de Coulomb gobierna el comportamiento de tal interfaz, donde el deslizamiento ocurrirá siempre que las fuerzas cortantes sísmicas excedan la resistencia a la fricción. Los resultados numéricos resaltan aspectos importantes de la respuesta sísmica de este tipo de cortinas con énfasis en las fuerzas interiores que se desarrollan en la losa, sin embargo, no se consideran los efectos 3D potencialmente perjudiciales de un cañón estrecho (Mejia y Seed, 1983; Gazetas y Dakoulas, 1992).

C.2 Fundamentos Teóricos en la Modelación de la Respuesta Sísmica de PECC

Es necesario efectuar un análisis tridimensional para poder estudiar el comportamiento sísmico de la cara de concreto, en términos de esfuerzos y desplazamientos relativos entre los paneles de concreto, y los paneles y el plinto; y si además, se requiere estudiar el efecto de la estrechez del valle y el de la dirección de la excitación. La estimación del efecto de un sismo en una estructura como una PECC, se inicia estableciendo las condiciones estáticas (esfuerzos por construcción y llenado del embalse) que actúan sobre la estructura y en su interior. Luego se aplica en la base del modelo el movimiento sísmico seleccionado y se desarrolla la simulación para el registro completo del sismo.

Los análisis de respuesta sísmica en este trabajo se basan en una formulación de diferencias finitas explícitas para resolver la ecuación de movimiento, utilizando de manera específica, masas concentradas en puntos de una zona de análisis, derivadas a partir de la densidad real de las zonas de la vecindad (más que masas ficticias usadas en la solución estática). Esta formulación puede ser acoplada a modelos de elementos estructurales (vigas, cascarones, pilotes, etc.), y de elementos de interfaz (juntas), permitiendo

de esta forma un análisis de la interacción suelo-estructura que resulta del movimiento del suelo inducido dinámicamente.

La mecánica del medio se deriva de los principios generales (conservación de la masa, cantidad de movimiento), y el uso de ecuaciones constitutivas para definir el material idealizado. La expresión matemática resultante es un conjunto de ecuaciones diferenciales parciales, relaciones mecánicas (tensor esfuerzo) y variables cinemáticas (tensor deformación, velocidad) que serán resueltas para las geometrías y propiedades particulares, y condiciones iniciales y de frontera.

En la modelación dinámica de PECC se deben de tomar en cuenta los siguientes aspectos: a) la transmisión de ondas a través del modelo, b) selección del amortiguamiento mecánico apropiado, y c) las condiciones de frontera y carga dinámica.

C.2.1 Transmisión de Ondas

En un análisis dinámico, puede ocurrir una distorsión numérica en la propagación de la onda debido a las condiciones modeladas. Tanto el contenido de frecuencias de la onda incidente como las características de velocidad de onda del material pueden afectar la precisión en la transmisión de ésta. Kuhlemeyer y Lysmer (1973) muestran que para una representación precisa de la transmisión de ondas a través de un modelo, el tamaño del elemento debe ser menor del 10 al 12 por ciento de la longitud de onda asociada con la componente de frecuencias más alta de la onda incidente. Estudios analíticos posteriores condujeron a la conclusión que el tamaño máximo del elemento finito debería ser menor que el dado por la siguiente expresión:

$$h_{\max} = \frac{1}{5} \left(\frac{v_s}{f_{\max}} \right) \quad (C.1)$$

donde v_s es la velocidad más baja en el medio discretizado y f_{\max} es la frecuencia más alta considerada en el análisis (Romo, 1976; Romo *et al.*, 1980, PLUSH). La longitud de onda, λ , asociada con una frecuencia (f) se estima usando una de las expresiones siguientes, dependiendo si la onda considerada es del tipo P o S.

$$\begin{aligned} \lambda_p &= \frac{v_p}{f} & \lambda_s &= \frac{v_s}{f} \\ v_p &= \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} & v_s &= \sqrt{\frac{G}{\rho}} \end{aligned} \quad (C.2)$$

donde v_p = velocidad de propagación onda p
 v_s = velocidad de propagación onda s
 K = módulo elástico de deformación volumétrica
 G = módulo elástico de corte
 ρ = densidad del material

De esta manera, los análisis realizados satisfacen los requerimientos de transmisión de ondas por medio del ajuste del tamaño de zonas o elementos cuando se generan los modelos de PECC. Es decir, el tamaño máximo de elementos (ΔL), no únicamente está en función del espaciamiento entre juntas verticales que integran la cara de concreto, como se mencionó en el Anexo A, sino también, satisfacen los requerimientos de transmisión de ondas, a partir de la siguiente relación:

$$\Delta L \leq \frac{\lambda}{5} \quad (C.3)$$

C.2.2 Amortiguamiento de Rayleigh

Los sistemas dinámicos naturales contienen un cierto grado de amortiguamiento de la energía de vibración en el sistema; de otra forma el sistema oscilaría indefinidamente cuando está sujeto a fuerzas externas. El amortiguamiento es debido, en parte, a la pérdida de energía como resultado principalmente de la fricción interna. En un análisis dinámico, el amortiguamiento debe intentar reproducir las pérdidas de energía en el sistema natural. En suelos y rocas, el amortiguamiento natural se origina principalmente por la respuesta sísmica histerética y es independiente de la frecuencia.

El amortiguamiento de Rayleigh es frecuentemente usado en análisis en el dominio del tiempo, para amortiguar los modos naturales de oscilación del sistema, y para evadir la dificultad de establecer matrices de amortiguamiento, donde la fracción del amortiguamiento crítico, ξ , se hace proporcional a la masa y a la rigidez de la siguiente manera:

$$C_R = \alpha_R M + \beta_R K \quad (C.4)$$

donde α_R es la constante de amortiguamiento proporcional a la masa; y β_R es la constante de amortiguamiento proporcional a la rigidez. Para un sistema de múltiples grados de libertad, la fracción de amortiguamiento crítico, ξ_i , para el modo i con frecuencia angular ω_i , puede determinarse a partir de la siguiente relación (Bathe and Wilson, 1976):

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha_R}{\omega_i} + \beta_R \omega_i \right) \quad (C.5)$$

La variación de la fracción de amortiguamiento crítico en función de la frecuencia angular, ω_i , se muestra en Figura C.1, donde se describen tres curvas: las correspondientes solamente a la masa y a la rigidez; y la suma de ambas componentes. Como se muestra, el amortiguamiento proporcional a la masa es dominante en los intervalos de frecuencias bajas, mientras que el amortiguamiento proporcional a la rigidez es dominante en las frecuencias más altas.

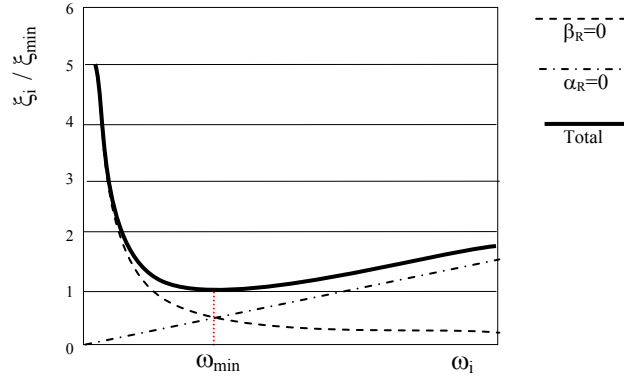


Figura C.1 Modelo de amortiguamiento de Rayleigh

La curva que representa la suma de ambas componentes alcanza un mínimo para:

$$\begin{aligned}\xi_{min} &= \sqrt{\alpha_R \beta_R} \\ \omega_{min} &= \sqrt{\alpha_R / \beta_R}\end{aligned}\quad (C.6)$$

de donde:

$$\begin{aligned}\alpha_R &= \xi_{min} \omega_{min} \\ \beta_R &= \xi_{min} / \omega_{min}\end{aligned}\quad (C.7)$$

La frecuencia central está definida como:

$$f_{min} = \omega_{min} / 2\pi \quad (C.8)$$

Se aprecia que para la frecuencia ω_{min} (o f_{min}), y sólo en esta frecuencia, el amortiguamiento proporcional a la masa y a la rigidez proporcionan cada uno casi la mitad de la fuerza de amortiguamiento total. Además, en la Fig. C.1 se observa que la fracción de amortiguamiento total permanece casi constante en un intervalo de frecuencias cercanas a ω_{min} . Puesto que el amortiguamiento en medios geológicos es independiente de la frecuencia, en los análisis se escoge normalmente un valor de frecuencia que quede en el centro del intervalo de frecuencias presentes en la simulación numérica, ya sea la frecuencia natural del sistema o la frecuencia predominante de la excitación. De esta manera, el amortiguamiento histerético es simulado de una manera aproximada.

Aunque el amortiguamiento de Rayleigh incluye dos elementos viscosos en que la energía absorbida es dependiente de la frecuencia, estos efectos se arreglan de tal manera que se cancelan únicamente en las frecuencias de interés. De esta manera, en programas numéricos que operan en el dominio del tiempo, como el usado en este caso, normalmente se utiliza el amortiguamiento tipo Rayleigh para proporcionar un amortiguamiento aproximadamente independiente de la frecuencia sobre un rango restringido de frecuencias, siendo una aproximación al de un amortiguamiento histerético.

En el código utilizado (ICG, 1997) el amortiguamiento de Rayleigh se especifica con los parámetros f_{min} (Hz) y ξ_{min} . Los coeficientes típicos respecto al amortiguamiento crítico que se incorporan en los análisis realizados en esta investigación son del 20% para el enrocamiento y del 5% para la losa de concreto y el plinto; y se empleó como f_{min} la frecuencia de la excitación considerada en cada análisis.

C.3 Frecuencia natural de la cortina

En una etapa preliminar de análisis dinámicos de PECC, se calculó la frecuencia natural de la cortina en su sección media, en la cresta, para cada modelo tridimensional que se presenta en la Tabla C.1, con la finalidad de utilizar esta frecuencia como la frecuencia de la excitación que se aplicará en cada modelo.

Tabla C.1 Intervalo de los parámetros geométricos utilizados

H (m)	Tv	b (m)	H (m)	Tv	b (m)
60	0.75	0	60	0.75	60
	1.00	0		1.00	60
	1.50	0		1.50	60
	3.00	0		3.00	60
60	0.75	30	120	1.00	60
	1.00	30			
	1.50	30			
	3.00	30			
			180	1.00	90

Las características geométricas y de propiedades de los modelos 3D de PECC se describen con detalle en la sección 3.1 de esta tesis. En estos modelos (Tabla C.1) se calcula la frecuencia natural en la sección media de la cortina, en la cresta (punto A de la Fig. C.2), cuando el movimiento es en la dirección del eje del cauce, $fn_{x,3D}$, y cuando este ocurre en la dirección del eje de la cortina, $fn_{y,3D}$.

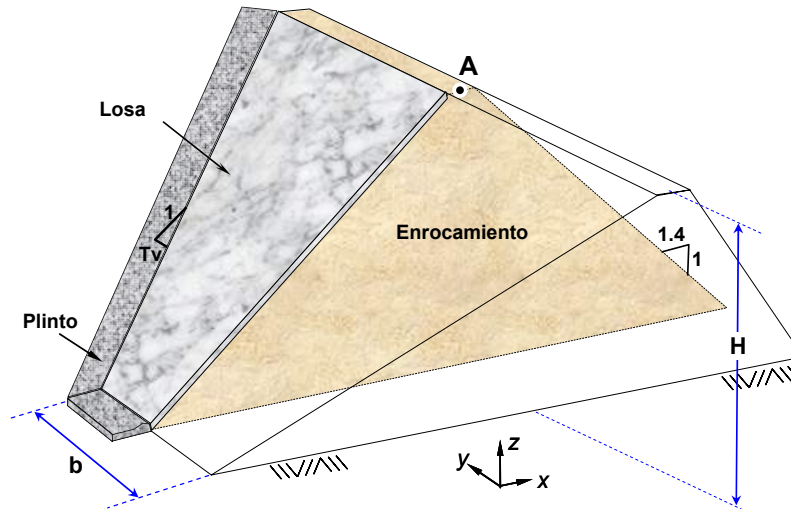


Figura C.2 Modelos tridimensionales de PECC para el cálculo de fn_x y fn_y , en la cresta (sección media).

Los modelos consideran taludes aguas arriba y aguas abajo iguales a 1.4:1 (H:V), un enrocamiento homogéneo, ancho de corona de 10.0 m. Éstos incluyen la cara de concreto, y el comportamiento del enrocamiento y del concreto se consideró elástico lineal. Se analizaron también modelos 2D para representar una cortina con boquilla muy amplia, en éstos solamente se calculó la frecuencia natural de la cortina en la cresta cuando el movimiento es en la dirección del eje del cauce, $fn_{x,2D}$.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1. Se construye primero el modelo geométrico, y se asignan las propiedades de cada material, considerando un amortiguamiento nulo.
2. Considerando fijos todos los puntos en contacto con la boquilla, el modelo se carga al aplicar la gravedad en la dirección -x- o en la dirección -y-.
3. Se observa la oscilación del movimiento en el punto A de la Fig. C.2.

Como ejemplo se presenta en la Tabla C.2 el archivo de datos (lenguaje FISH) de una presa de 60 m de altura, un ancho del cauce, $b = 30$ m, y talud del valle, $T_v = 1.0$ (ver Fig. C.2). Para calcular el periodo natural de oscilación promedio de la señal registrada en el punto A, se utilizó la función que se presenta en la Tabla C.3.

Tabla C.2 Ejemplo para el cálculo de la *frecuencia natural de una PECC*

```

; =====
; Cálculo del periodo natural fn en el centro de la cresta
; Presa H=60m Tv=1 b=30m td=0.5m
; =====
new
config dyn
call margen_1.fis
call filtro_1.fis
call filtro_2.fis
call losa_1.fis
call losa_2.fis
call losa_inter3.fis
call plinto_1.fis
call plinto_2.fis
call plinto_3.fis
call eprop.fis
set echo off
;
title
Presa homogenea elementos regulares
;----- Margen izquierda -----
set nedge 6 nface 6
set up0x 0.000 up0y 15.000 up0z 60.000 up1x 0.000 up1y 15.000 up1z 0.000
set up2x -5.000 up2y 15.000 up2z 60.000 up3x 0.000 up3y 75.000 up3z 60.000
set up4x -89.000 up4y 15.000 up4z 0.000
margen_1
gen zone reflect dd 0 dip 90
;----- Centro -----
gen zone brick &
p0 0.000 15.000 0.000 p1 -89.000 15.000 0.000 &
p2 0.000 -15.000 0.000 p3 0.000 15.000 60.000 &
p6 -5.000 15.000 60.000 p7 -5.000 -15.000 60.000 &
size 6 3 6
;----- modelo completo aguas abajo y aguas arriba -----
gen zone reflect dd 90 dip 90
group presa
;
range name ladizq plane norm 0.000000 0.707107 -0.707107 orig 0.00 75.00 60.00 dist 0.2
range name ladder plane norm 0.000000 0.707107 0.707107 orig 0.00 -75.00 60.00 dist 0.2
range name base z(-0.10,0.10)
range name fronteras ladizq any ladder any base any
;
;
;----- FILTRO -----
set px1 0.29061910 pz1 0.40686674 px2 0.86023253
set px3 0.00000000 pz3 0.00000000
set nedge 6 nface 1
set up0x -5.000000 up0y 15.000 up0z 60.000000 up1x -89.000000 up1y 15.000 up1z 0.000000
set up2x -5.29062 up2y 15.000 up2z 60.40687 up3x -5.000000 up3y 75.000000 up3z 60.000000
filtro_1
plinto_1
set up0x -5.29062 up0y -15.000 up0z 60.40687 up1x -89.29062 up1y -15.000 up1z 0.40687

```

```

set up2x -5.00000 up2y -15.000 up2z 60.00000 up3x -5.29062 up3y -75.00000 up3z 60.40687
filtro_1
plinto_2
set nrlim 3 nface 1
set up0x -5.00000 up0y -15.000 up0z 60.00000 up1x -89.00000 up1y -15.000 up1z 0.00000
set up2x -5.29062 up2y -15.000 up2z 60.40687 up3x -5.00000 up3y 15.000 up3z 60.00000
filtro_2
plinto_3
;----- LOSA ladera izquierda -----
set nedge 6 nface 1
set up0x -5.29062 up0y 15.00000 up0z 60.40687 up1x -89.29062 up1y 15.00000 up1z 0.40687
set up2x -5.58124 up2y 15.00000 up2z 60.81373 up3x -5.29062 up3y 75.00000 up3z 60.40687
losa_1
;----- LOSA ladera derecha -----
set up0x -5.58124 up0y -15.00000 up0z 60.81373 up1x -89.58124 up1y -15.00000 up1z 0.81373
set up2x -5.29062 up2y -15.00000 up2z 60.40687 up3x -5.58124 up3y -75.00000 up3z 60.81373
losa_1
;----- LOSA centro -----
set nrlim 3 nface 1
set up0x -5.29062 up0y -15.00000 up0z 60.40687 up1x -89.29062 up1y -15.00000 up1z 0.40687
set up2x -5.58124 up2y -15.00000 up2z 60.81373 up3x -5.29062 up3y 15.00000 up3z 60.40687
losa_2
;
set echo on
; =====
mod elas
set E_young 10000.0 v_pois 0.30
eprop
pro bu K bu sh G_sh den 0.20
pro bu 83333.333 sh 38461.538 den 0.24 range gr plinto
pro bu 83333.333 sh 38461.538 den 0.24 range gr losa
;-----
fix x y z range fronteras
;
set grav 1.0 0.0 0.0
set hist_rep=1 dyn=on dyn damp local 0
;
hist gp xvel 0.0 0.0 60.0 ;1
;
solve age 10
;
call avper1.fis
;
; =====
return

```

Tabla C.3 Función AVPER1.FIS

```

hist write 1 tab 1 ; Nota: La historia de velocidad debe ser 1
def crossings1
  ndif      = 0
  dif       = 0.0
  t_cross_old = 0.0
  sign      = 1.0
  delta_t   = dytime / step
  loop n (1,step)
    if sgn(ytable(1,n)) # sgn(sign)
      sign = -sign
      t_cross = (n - 1) * delta_t
      if t_cross_old # 0.0
        dif = dif + t_cross - t_cross_old
        ndif = ndif + 1
      endif
      t_cross_old = t_cross
    endif
  end_loop
  ii = out(' Average period = '+string(2.0*dif/ndif))
end
crossings1
set echo on
return

```

ANEXO D

EFECTO DE LA ESTRECHEZ DEL VALLE EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE LA CARA DE CONCRETO

En este apartado se presentan los análisis dinámicos que se realizaron para evaluar el comportamiento sísmico de la cara de concreto, en términos de aceleraciones y desplazamientos en algunos puntos en la cara de concreto, así como las historias aberturas-cierres, y de desplazamientos por cortante (dislocaciones) que se desarrollan a lo largo de las juntas verticales y perimetral, cuando la excitación considera ambas componentes sísmicas actuando al mismo tiempo (excitación bidimensional -XY-).

En lo que sigue se muestra el efecto de la estrechez del valle en la respuesta sísmica de la cara de concreto. Las características geométricas y de propiedades de los modelos se describen en las secciones 3.1 y 4.2. En este anexo se presentan básicamente los resultados de los modelos que se muestran en la Fig. D.1, los cuales tienen una altura, $H=60$ m, un ancho del cauce, $b=30$ m, y con taludes del valle, T_v , iguales a 0.75, 1.0 y 1.5.

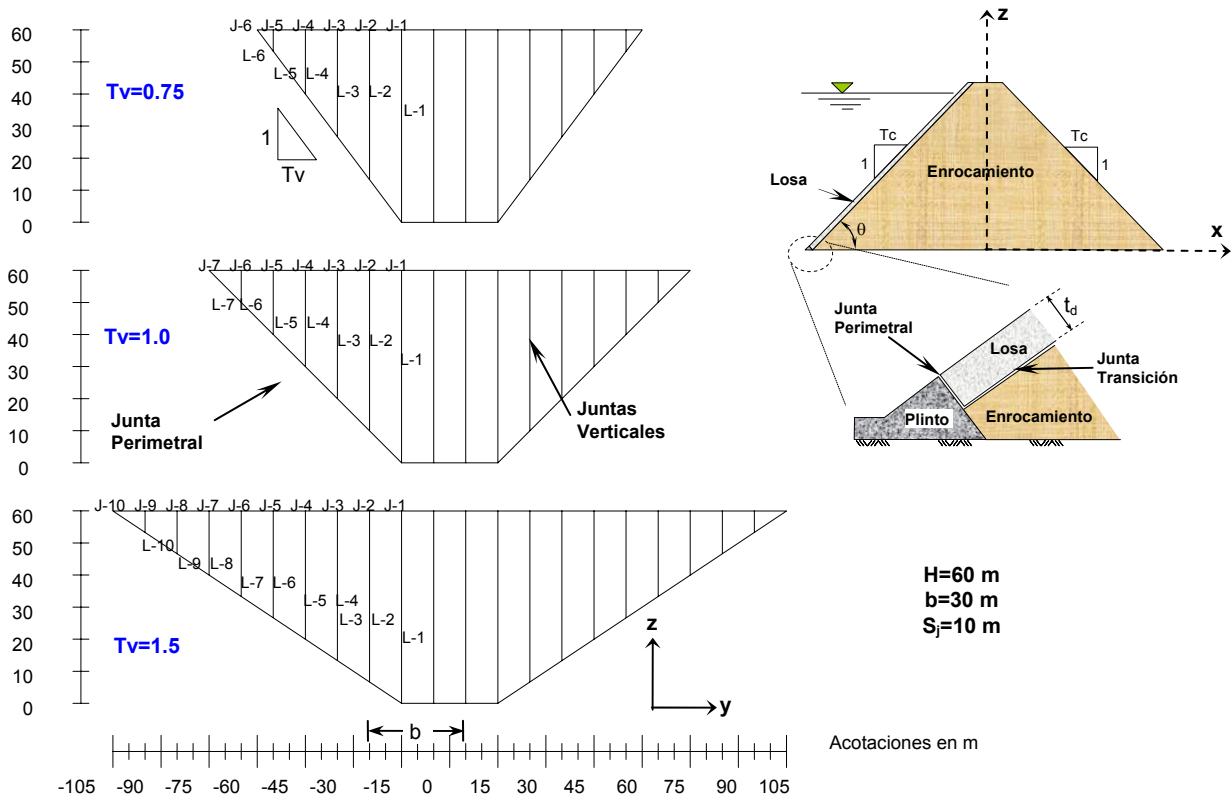


Figura D.1 Secciones de boquillas utilizadas en los análisis dinámicos de PECC

El espaciamiento entre juntas verticales, $S_j=10$ m, es constante en los tres modelos. Los taludes aguas arriba y aguas abajo de la cortina (T_c) se consideran de 1.4:1.0 (H:V), un ancho de cresta de 10.0 m, y un espesor de la losa ($t_d=0.50$ m) también constante a lo largo del talud.

Se utilizó como excitación las funciones senoidales (movimiento armónico simple) que se muestran en la Fig. D.2, con una amplitud máxima de 0.3 g (donde g es la aceleración de la gravedad), una duración de 10 s, y una frecuencia de excitación igual a la frecuencia natural que corresponde a cada modelo de cortina en el centro de la cresta. Esta señal se aplicó en forma síncrona, es decir, el mismo valor en toda la frontera rígida de los modelos.

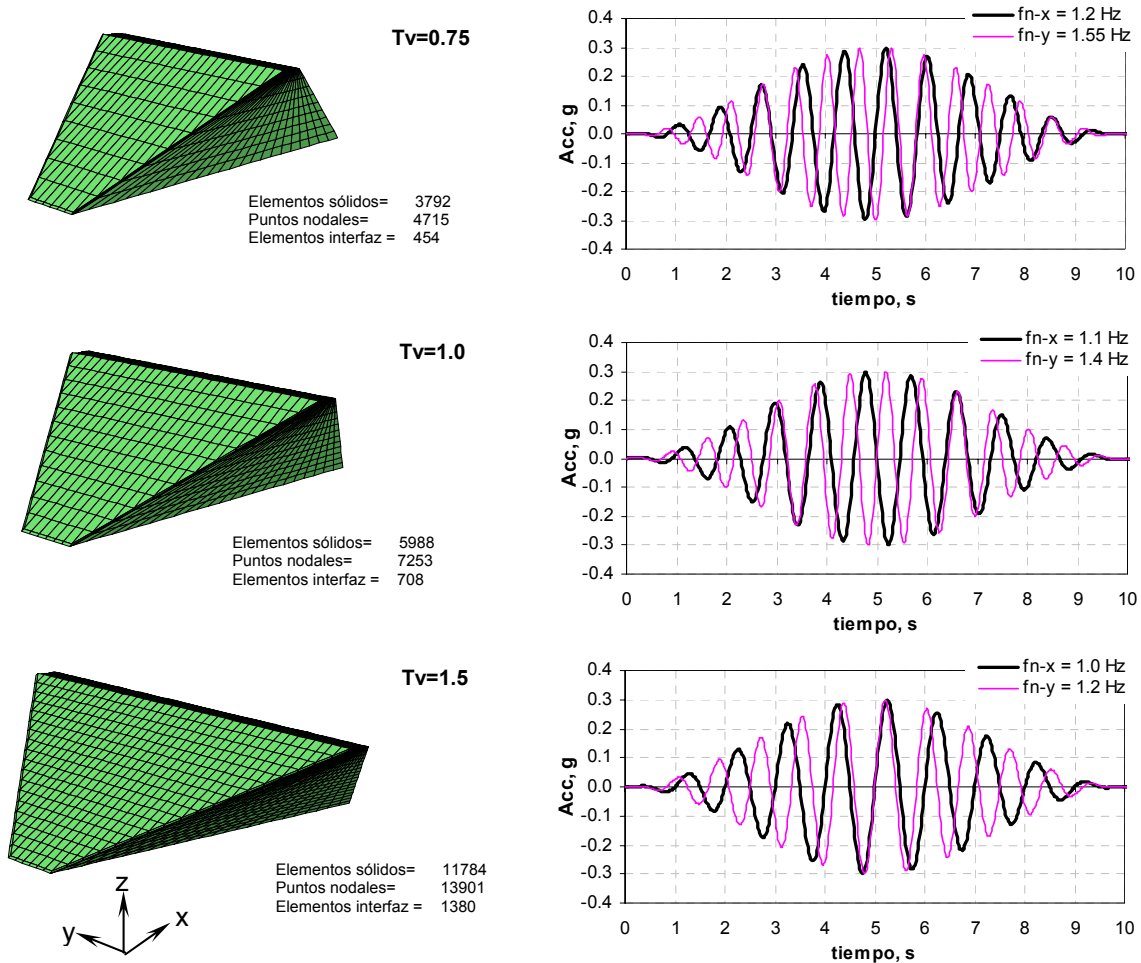
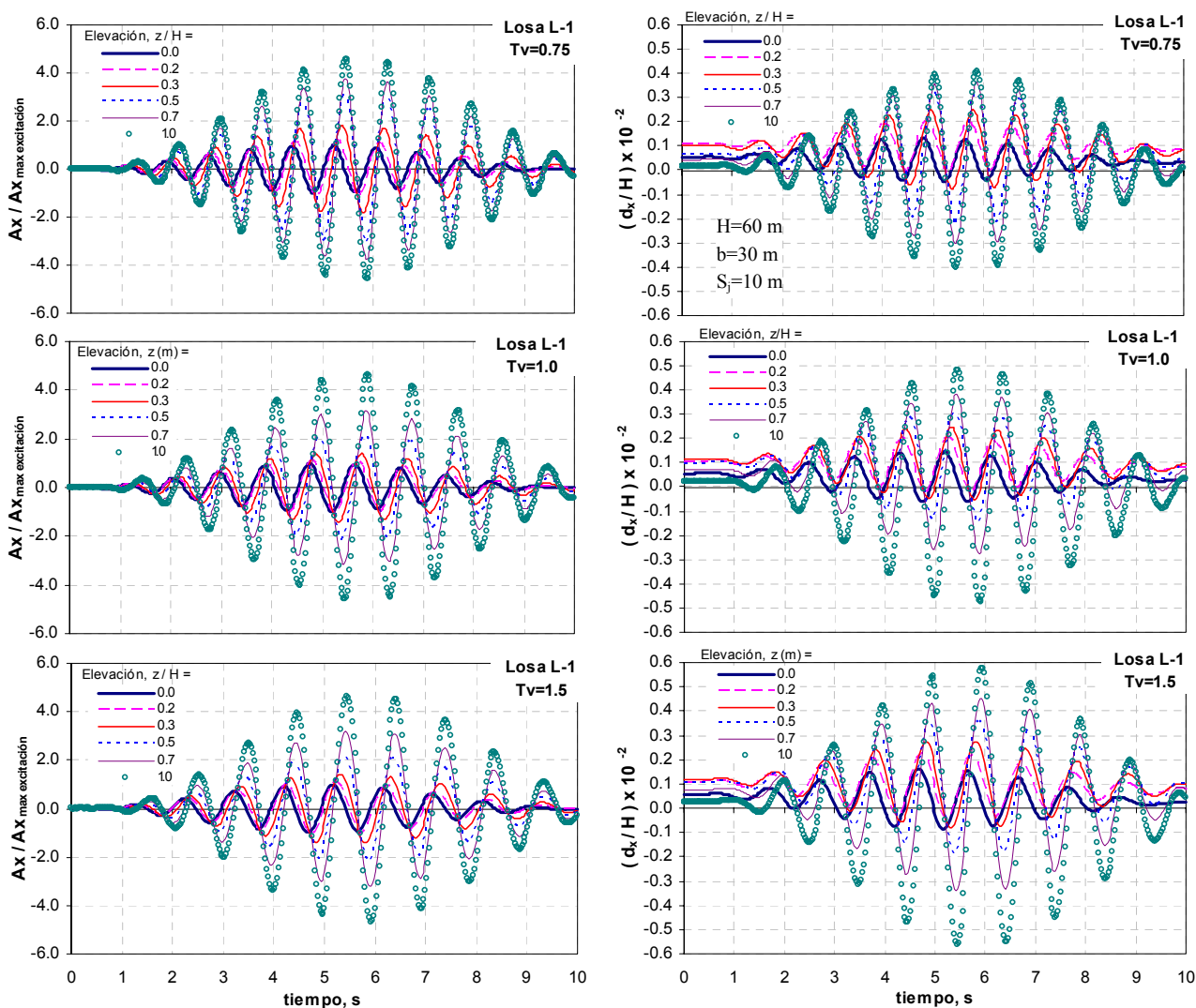


Figura D.2 Excitaciones utilizadas en los modelos dinámicos, para $H=60$ m

Como se mencionó, los resultados mostrados en esta sección consideran que la excitación (Fig. D.2) se aplica en la frontera rígida de cada modelo correspondiente, y actúa en ambas direcciones horizontales, es decir, a lo largo del cauce y en la dirección del eje de la cortina, de manera acoplada (sismo -XY-).

D.1 Historias de aceleraciones y desplazamientos en la cara de concreto

En la Fig. D.3a se presentan las historias de aceleraciones (A_x) registradas a lo largo de la losa central L-1 de la cara de concreto, las cuales se normalizan con respecto a la aceleración máxima de la excitación (0.3 g, donde g es la aceleración de la gravedad). Las mayores aceleraciones se presentan en el centro de la cresta ($z/H=1.0$). La variación de la aceleración es similar en los tres modelos de cortina, en los cuales varía sólo el talud del valle ($Tv=0.75, 1.0$ y 1.5 , ver Fig. D.1), debido a que se utilizó como frecuencia de la excitación la correspondiente a la frecuencia natural de cada modelo (ver Fig. D.2).



(a) Aceleraciones

(b) Desplazamientos horizontales

Figura D.3 Historias de aceleraciones y desplazamientos en la losa central L-1, excitación -XY-

Se muestran en la Fig. D.3b las historias de desplazamientos horizontales (dir. -X-) a lo largo de la sección media de la cara de concreto (Losa L-1) para las tres secciones de boquilla ($Tv=0.75, 1.0$ y 1.5). Estos desplazamientos (d_x) se normalizan con respecto a la altura de la cortina ($H=60.0$ m) y presentan su máxima variación en el centro de la cresta, donde ocurren las aceleraciones máximas. También se aprecia que estos desplazamientos horizontales aumentan cuando el valle se amplia ($Tv=1.5$).

En la Fig. D.4a se presentan las historias de aceleraciones en la dirección del eje de la cortina (A_y) registradas a lo largo de la losa central L-1. Estas aceleraciones se normalizan con respecto a la aceleración máxima de la excitación (0.3 g), donde los valores máximos se desarrollan en la cresta ($z/H=1.0$). La variación de la aceleración A_y es similar en los tres modelos de cortina, debido a que se utilizó como frecuencia de la excitación la correspondiente a la frecuencia natural de cada modelo (ver Fig. D.2).

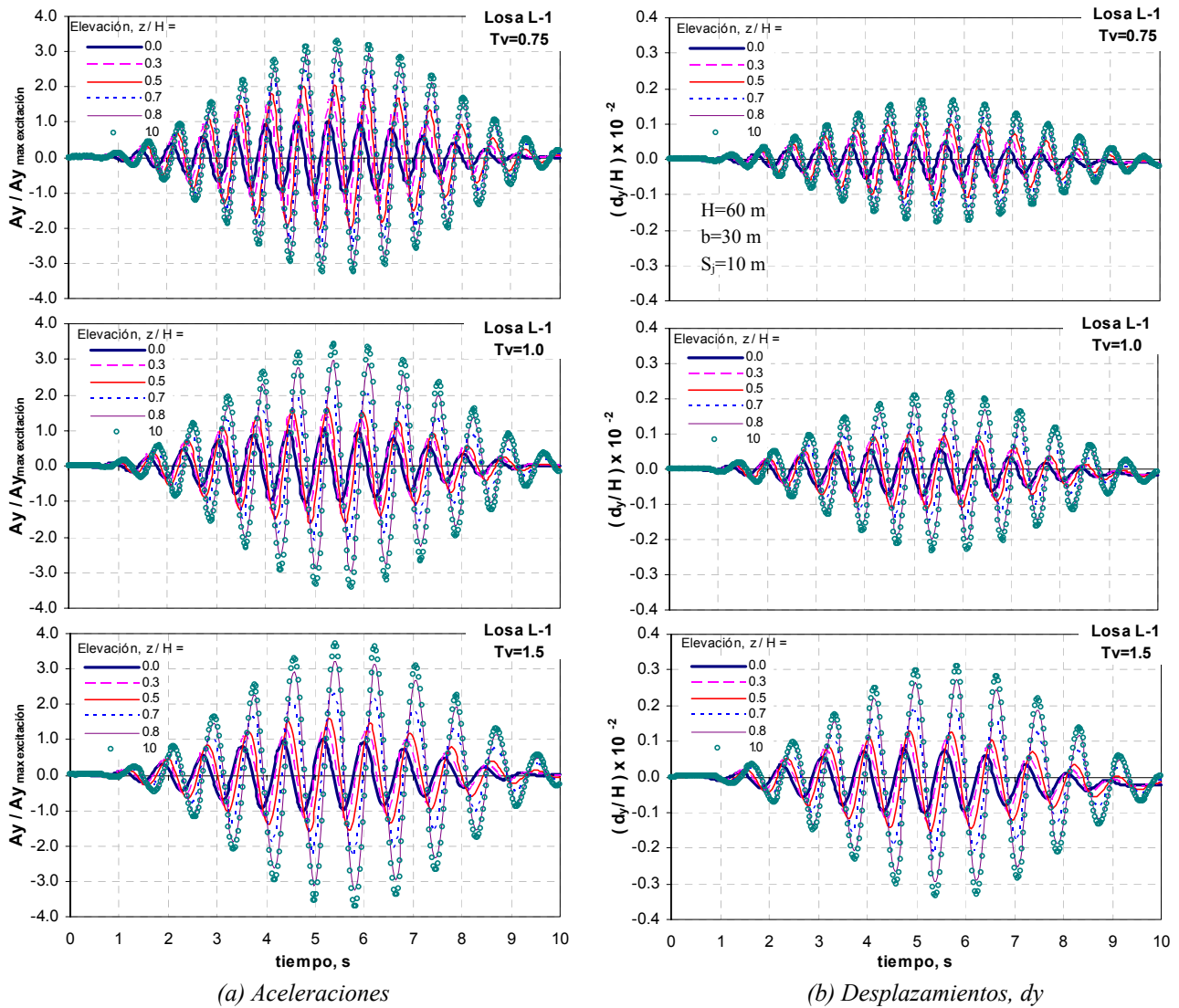


Figura D.4 Historias de aceleraciones y desplazamientos en la losa central L-1, excitación -XY-

La Fig. D.4b muestra las historias de desplazamientos en dirección del eje de la cortina (d_y) a lo largo de la sección media de la cara de concreto (Losa L-1) y en las tres secciones de boquilla consideradas ($T_v=0.75, 1.0$ y 1.5). Estos desplazamientos, los cuales se normalizan con respecto a la altura de la cortina ($H=60.0 \text{ m}$), presentan sus valores máximos en la cresta ($z/H=1.0$), donde ocurren las máximas aceleraciones en tal dirección. Además se aprecia que estos desplazamientos aumentan cuando el valle es más amplio ($T_v=1.5$).

D.2 Historias de esfuerzos transversales en la cara de concreto

En la Fig. D.5a se presentan las historias de esfuerzos transversales (σ_y) que se desarrollan en varias elevaciones de la losa central L-1 de las tres secciones de boquilla consideradas. Estos esfuerzos, los cuales 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 el área de la cara de concreto), presentan su máxima variación en el tercio superior de la losa. Se observa también que estos esfuerzos aumentan cuando el valle es más estrecho ($Tv=0.75$).

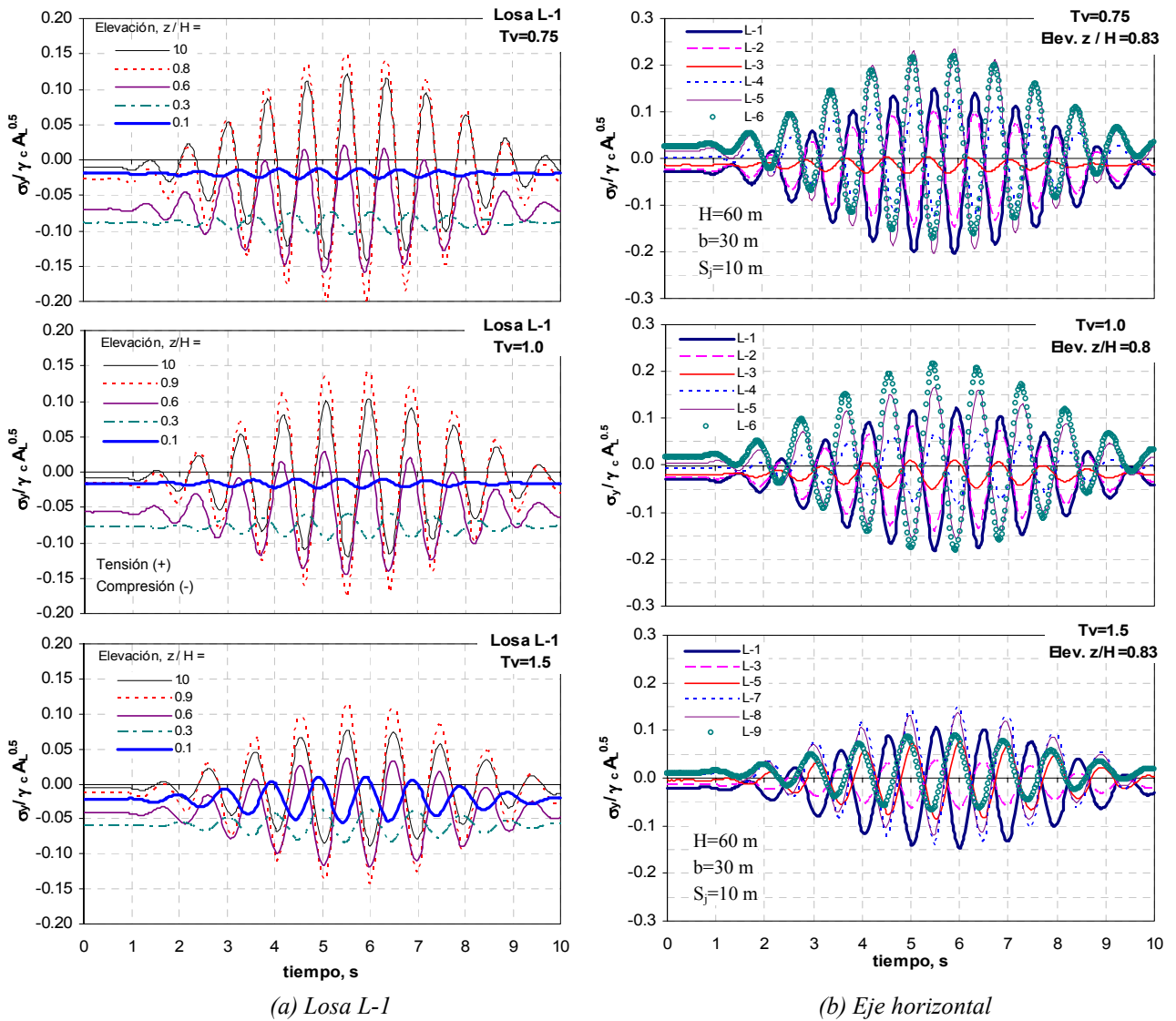


Figura D.5 Historias de esfuerzos transversales en la cara de concreto. Excitación -XY-

En la Fig. D.5b se muestran las historias de esfuerzos transversales (σ_y) que se desarrollan en cada uno de los paneles de concreto a una misma elevación (eje horizontal), en los tres modelos de cortina de la Fig. D.1 ($Tv=0.75, 1.0$ y 1.5). Nuevamente estos esfuerzos se normalizan con respecto a la relación $\gamma_c A_L^{0.5}$, y se aprecia que los valores máximos se generan en aquellas losas laterales, y existe un sensible aumento de estos esfuerzos cuando el valle se estrecha.

D.3 Historias de esfuerzos longitudinales en los paneles de concreto

Se muestran en la Fig. D.6 las historias de esfuerzos longitudinales (σ_v) que se generan a lo largo de la losa central L-1, para los modelos considerados en esta sección. Estos esfuerzos normalizados (con respecto a la relación $\gamma_c A_L^{0.5}$) muestran que los valores máximos se presentan cerca del centro de la losa ($z/H=0.5$). También se observa que estos esfuerzos aumentan sensiblemente cuando el valle es más amplio ($T_v=1.5$).

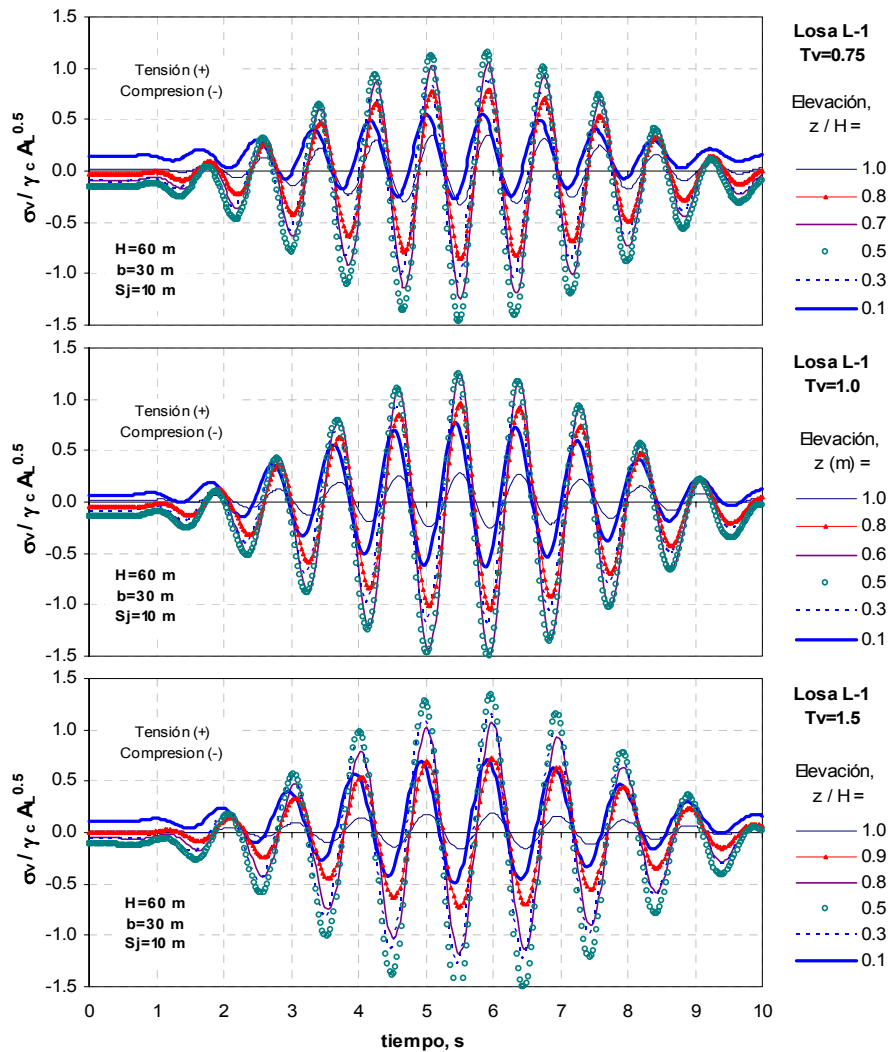


Figura D.6 Historias de esfuerzos longitudinales que se desarrollan a lo largo de la losa L-1. Excitación -XY-

D.4 Historias de desplazamientos normales en juntas verticales

En la Fig. D.7a se muestran las historias de aberturas (δ_n) que se generan en la junta central J-1, para los tres modelos de la Fig. D.1. Estos desplazamientos normalizados (con respecto a la altura de la cortina, H), muestran que los valores máximos se desarrollan en el tercio superior de la junta J-1. Además, no existe un efecto apreciable de la estrechez del valle ($T_v=0.75, 1.0$ y 1.5) en el desarrollo de estos desplazamientos a lo largo de junta central J-1.

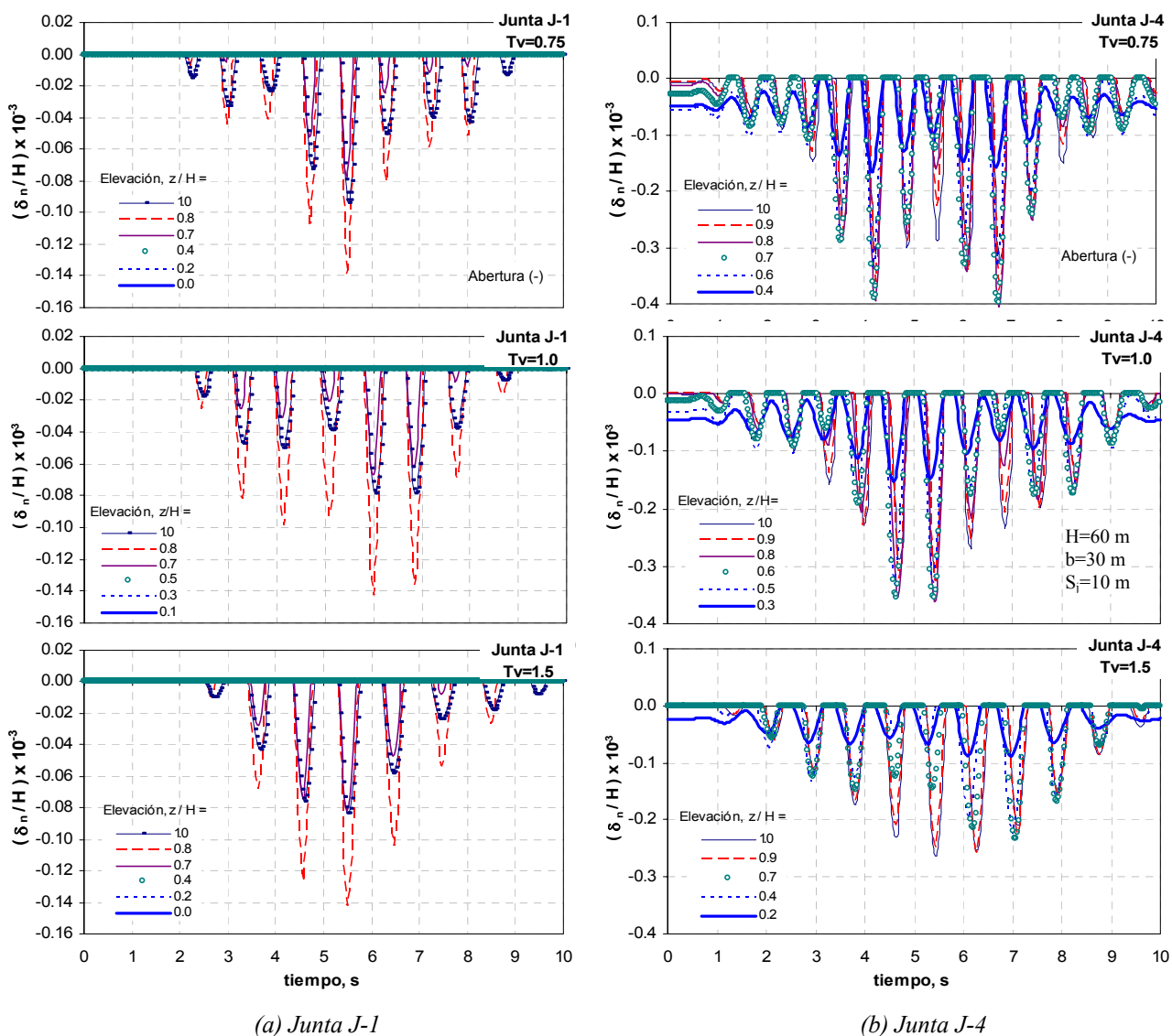


Figura D.7 Historias de aberturas y cierres a lo largo de juntas verticales. Excitación en la dirección -XY-

Se muestran en la Fig. D.7b las historias de aberturas y cierres a lo largo de la junta lateral J-4. Estos desplazamientos normalizados alcanzan sus valores máximos en el tercio superior de la junta, y se aprecia también, como éstos aumentan cuando el valle es más estrecho ($T_v=0.75$).

D.5 Historias de desplazamientos cortantes en juntas verticales

En la Fig. D.8 se presentan las historias de desplazamientos cortantes (dislocaciones, δ_s) a lo largo de dos juntas verticales (J-1 y J-4) para las tres boquillas analizadas (ver la Fig. D.1), los cuales se normalizan con respecto a la altura de la cortina ($H=60.0$ m). De estos resultados se aprecia que las dislocaciones que se desarrollan en la junta lateral J-4 son mayores, que las que se generan en la junta central J-1, y los valores máximos se presentan en el tercio superior de las juntas. También, se observa que estos desplazamientos cortantes aumentan sensiblemente cuando el valle es más amplio, principalmente en la junta lateral J-4.

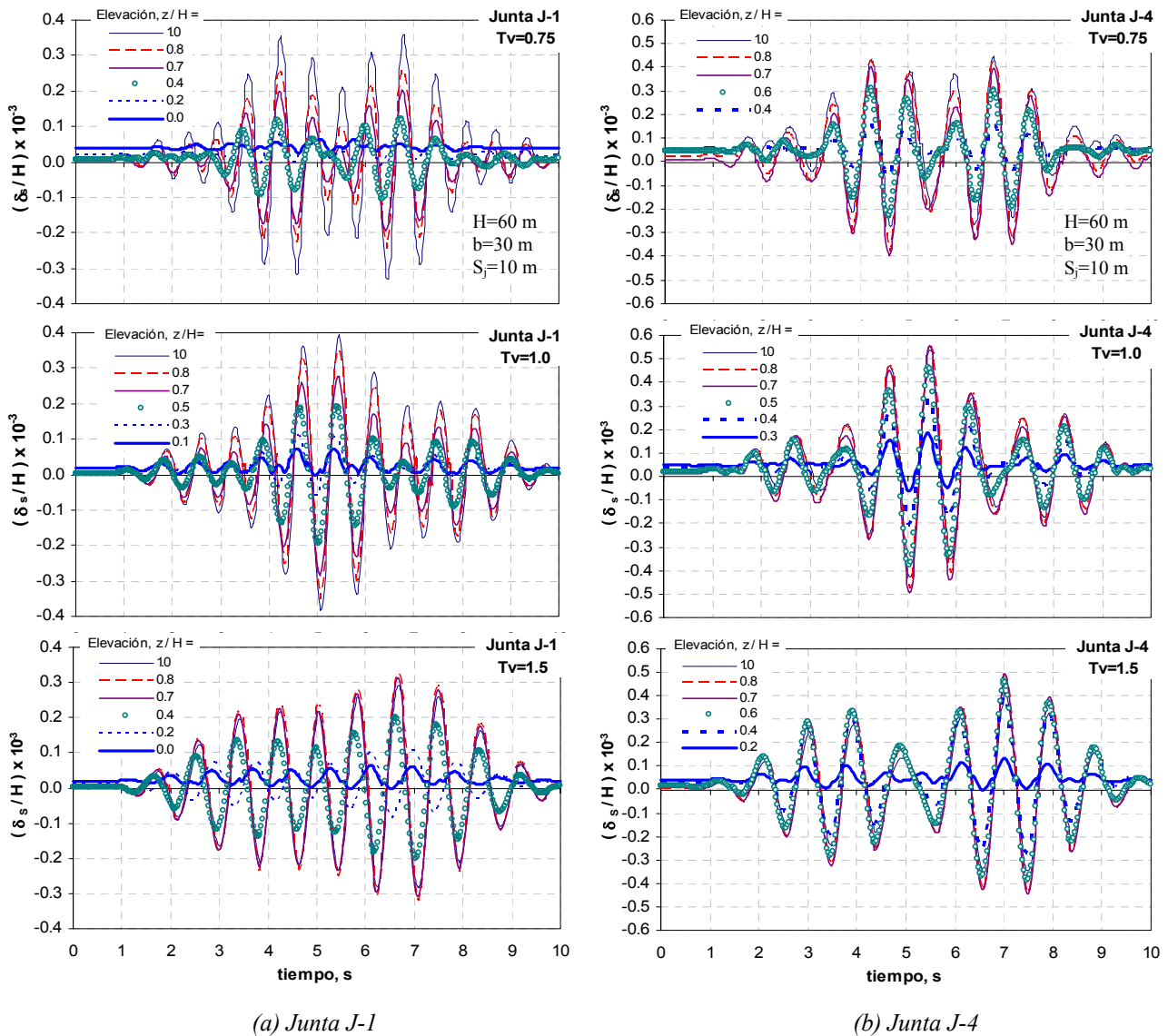


Figura D.8 Historias de desplazamientos cortantes a lo largo de juntas verticales. Excitación en la dirección -XY-

D.6 Historias de desplazamientos normales a lo largo de la junta perimetral

Se muestran en la Fig. D.9 las historias de aberturas a lo largo de la junta perimetral para las tres secciones de boquilla de la Fig. D.1. Estos desplazamientos (δ_n) se normalizan con respecto a la altura de la cortina, H. Se presentan las máximas aberturas por sismo, no en el centro de la junta perimetral ($y/L=0$), sino en las márgenes ($y/L=0.5$ para $Tv=0.75$, $y/L=0.4$ para $Tv=1.0$, $y/L=0.3$ para $Tv=1.5$). Además, se aprecia que estas aberturas alcanzan valores mayores cuando el valle es más amplio.

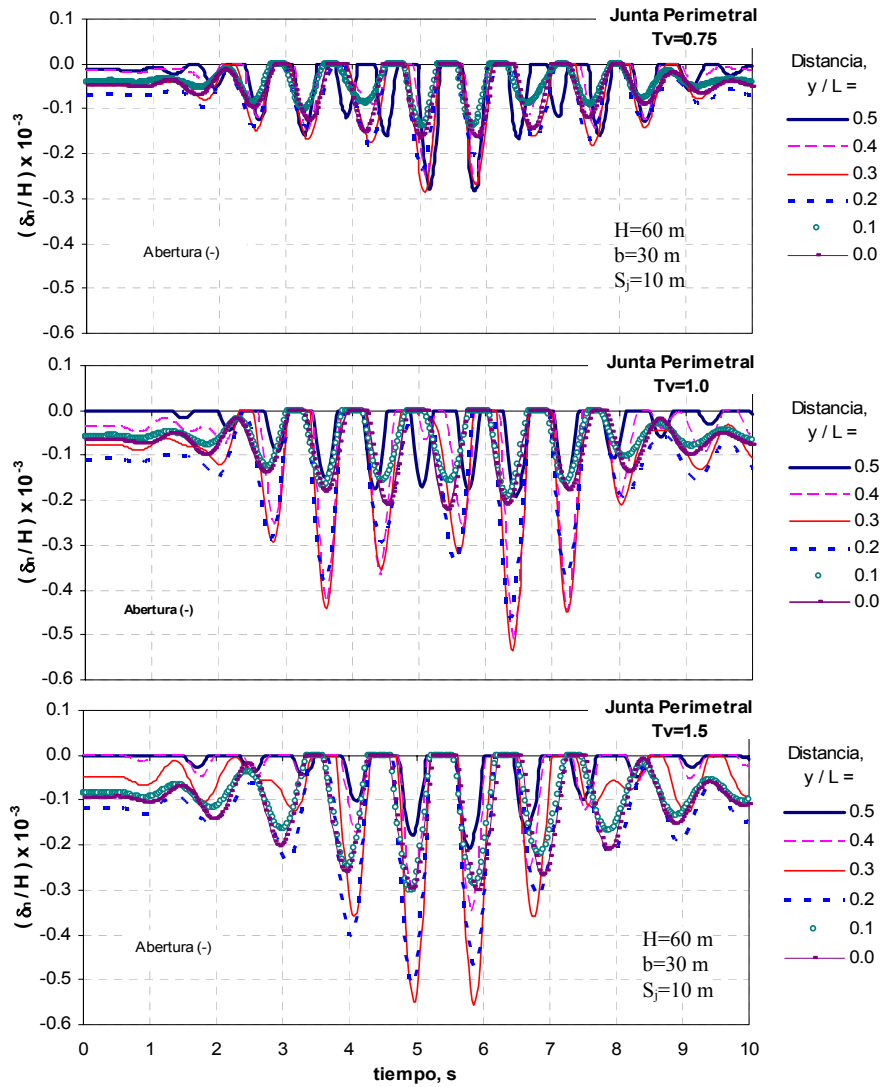


Figura D.9 Historias de desplazamientos normales a lo largo de la junta perimetral. Excitación en la dirección -XY-

D.7 Historias de desplazamientos cortantes a lo largo de la junta perimetral

Se muestran en la Fig. D.10 las historias de dislocaciones a lo largo de la junta perimetral para los tres modelos de cortina analizados en esta sección. Estos desplazamientos (δ_s) se normalizan con respecto a la altura de la cortina, H . Las mayores variaciones de estos desplazamientos cortantes por sismo se generan en los extremos de la junta perimetral ($y/L > 0.1$); sin embargo, estas variaciones máximas rebasan en muy poco la dislocación máxima que se tiene al final del llenado y que se presenta en la sección media de la junta ($y/L=0$). Además, no se aprecia un efecto significativo del talud del valle en el desarrollo de estas dislocaciones por llenado más sismo.

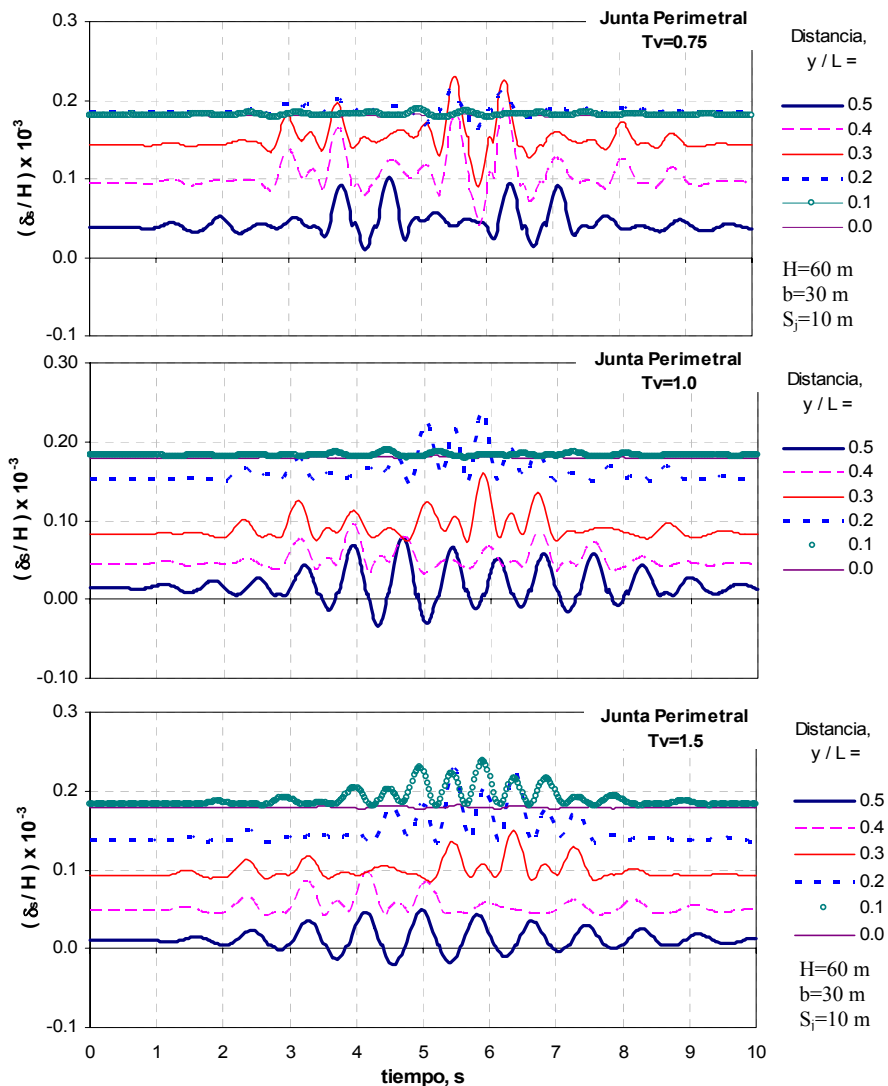


Figura D.10 Historias de desplazamientos cortantes a lo largo de la junta perimetral. Excitación en la dirección -XY-