



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS LOSAS CON JUNTAS
HORIZONTALES, DE UNA PRESA DE ENROCAMIENTO CON CARA DE
CONCRETO

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRA EN INGENIERÍA

PRESENTA:
LUISA FERNANDA SANTA SPITIA

TUTOR PRINCIPAL
DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO, INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

MÉXICO, D. F. ABRIL 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Secretario: Dra. Alexandra Ossa López

Vocal: Dr. Eduardo Botero Jaramillo

1 er. Suplente: Dr. Neftalí Sarmiento Solano

2 do. Suplente: Dr. Sergio Antonio Martínez Galván

**Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA
UNAM**

TUTOR DE TESIS:

DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

Al doctor Eduardo Botero Jaramillo por la asesoría brindada para el desarrollo de esta tesis, y a Neftalí Sarmiento por su colaboración en los temas específicos del trabajo.

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por las instalaciones prestadas y al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología CONACYT por la beca otorgada durante el desarrollo de mi maestría.

Por último y no por eso menos importante, a mis compañeros y profesores del programa de maestría, a mis familiares y amigos por su paciencia y apoyo incondicional a lo largo del desarrollo de este proyecto.

RESUMEN

Las Presas de Enrocamiento con Cara de Concreto (PECC) se han convertido en los últimos años en una alternativa viable debido a sus grandes beneficios económicos, es por esto que el número de este tipo de construcciones se ha incrementado considerablemente en los últimos 20 años. Sin embargo, debido lo relativamente reciente de este tipo de estructuras, aún se tienen vacíos y temas por investigar, en especial en lo referente a su comportamiento sísmico.

Es por lo anterior, que en este trabajo se analiza la respuesta sísmica de la cara impermeable en las PECC, específicamente el efecto que tiene la construcción de juntas horizontales. Este estudio se llevó a cabo realizando modelos tridimensionales de una presa, y la variación de sus propiedades en juntas horizontales y su ubicación en la cara de concreto, de acuerdo a posibles problemas generados en la etapa de construcción y eventualidades no consideradas en los diseños.

Como resultado de este estudio se presenta la influencia de las juntas horizontales constructivas en el desplazamiento, separación y dislocación de las losas de concreto en condiciones dinámicas y estáticas, así como la variación de los desplazamientos relativos y aceleración en condiciones dinámicas.

Las juntas horizontales no han sido estudiadas en su totalidad y por lo tanto no son consideradas en los análisis de PECC; en esta investigación se concluye que es importante tenerlas en cuenta durante la etapa de diseño debido a sus efectos en la estabilidad de las presas.

ABSTRACT

The Concrete Face Rockfill Dams (CFRD) had become in the recent years in a viable alternative because of its great economic benefits, this is the reason why the number of this type of construction has increased considerably in the last 20 years. However, due to the relatively recent nature of this type of structures, are still gaps and issues to be investigated, especially with regard to its seismic behavior.

For the above, in this paper is analyzed the seismic response in the CFRD's impermeable face, specifically the effect of the construction of horizontal joints. This study was carried out by three-dimensional models of a dam varying the properties and location of the horizontal joints in the concrete face, according to possible problems in the construction phase and contingencies not considered in the designs.

As a result of this study is the influence of the constructive horizontal joints in the displacement, separation and dislocation of the concrete face slab in static and dynamic conditions, and the variation of the relative displacements and acceleration in dynamic conditions.

The horizontal joints have not been studied totally and therefore are not considered in the CFRD's analysis; this research concludes that is important to take them into account in the design process because of its effects on the stability of dams.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	iii
RESUMEN	iv
ABSTRACT	v
CONTENIDO	vi
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABLAS	xv
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1. OBJETIVOS	1
1.2. ALCANCES	2
1.3. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	2
CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES	3
2.1. VENTAJAS Y DESVENTAJAS	4
2.2. CASOS HISTÓRICOS DE PECC	5
2.2.1. Aguamilpa	5
2.2.2. Barra Grande	5
2.2.3. Campos Novos	6
2.2.4. Cogoti	6
2.2.5. Cogswell	6
2.2.6. Minase	6
2.2.7. Mohale	7

2.2.8.	Torata	7
2.2.9.	TSQ-1	7
CAPÍTULO 3 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PECC		9
3.1.	ANTECEDENTES EN EL DISEÑO	9
3.2.	EVOLUCIÓN EN EL DISEÑO	10
3.3.	prácticas actuales de diseño	11
3.3.1.	Enrocamiento	11
3.3.2.	Losas de concreto	12
3.3.3.	Plinto y refuerzo de la cara	13
3.3.4.	Juntas	14
3.4.	TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS	19
CAPÍTULO 4 COMPORTAMIENTO DE PECC		21
4.1.	AGRIETAMIENTO EN PECC	21
4.1.1.	Golillas	22
4.1.2.	Shiroro	22
4.1.3.	Cethana	23
4.1.4.	Foz de Areia	23
4.1.5.	La Villita	23
4.1.6.	Mackintosh	23
4.1.7.	Aguamilpa	24
4.1.8.	Coleman	24
4.1.9.	Bordo Alaska	24
4.2.	DEFORMACIÓN DEL ENROCAMIENTO	25
4.2.1.	Módulo de deformación	25

4.2.2.	Propiedades de deformación del enrocamiento	25
CAPÍTULO 5 MODELO TRIDIMENSIONAL PECC		27
5.1.	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	27
5.2.	GENERALIDADES DEL MODELO	28
5.3.	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	31
5.4.	CASOS A EVALUAR	32
5.5.	VARIABLES DE ESTUDIO	33
5.6.	AMBIENTE SÍSMICO	34
CAPÍTULO 6 ETAPA CONSTRUCTIVA Y LLENADO DEL EMBALSE		36
6.1.	EFFECTO DE LA VARIACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL ENROCAMIENTO	36
6.1.1.	Asentamientos al final de la construcción	37
6.1.2.	Asentamientos después del llenado del embalse	38
6.1.3.	Desplazamientos de la cara de concreto en dirección del eje Y	39
6.1.4.	Magnitud de desplazamiento	41
6.1.5.	Esfuerzos normales a la cara de concreto σ_{yy}	42
6.1.6.	Esfuerzos normales en las juntas de las losas σ_{xx}	44
6.1.7.	Dislocación entre losas	45
6.2.	EFFECTO DE LAS JUNTAS HORIZONTALES	46
6.2.1.	Presa con propiedades de los materiales al 100%	46
6.2.2.	Presa con propiedades de los materiales al 85%	55
6.2.3.	Presa con propiedades de los materiales al 70%	63
6.3.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	71
CAPÍTULO 7 RESPUESTA SÍSMICA		75
7.1.	DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN AL EJE Y	75

7.2.	ESFUERZOS EN LAS LOSAS σ_{yy}	76
7.3.	ESFUERZOS EN LAS LOSAS σ_{xx}	77
7.4.	DISLOCACIÓN ENTRE LOSAS	77
7.5.	VELOCIDAD EN EL EJE Y	78
7.6.	ACELERACIÓN EN EL EJE Y	80
7.7.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	81
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	82
	REFERENCIAS	i

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Definición del factor de valle	6
Figura 3.1 Diseño tradicional de una PECC(Adaptado de ICOLD, 1989)	10
Figura 3.2 Sección típica de PECC (Modificado Haelas y Marulanda, 1988)	11
Figura 3.3 Zonificación del enrocamiento en una PECC (Adaptado de Cooke & Sherard, 1987 y Fell et al, 1992)	12
Figura 3.4 Comportamiento en la cortina y losas de concreto en una PECC (ICOLD, 2004)	13
Figura 3.5 Movimientos de una junta perimetral (Pinto y Mori, 1988)	15
Figura 3.6 Junta perimetral de la presa Salvajina (ICOLD, 1989)	16
Figura 3.7 Junta vertical de expansión de la presa Mohale (ICOLD, 2004)	16
Figura 3.8 Junta vertical de compresión típica (ICOLD, 2004)	17
Figura 3.9 Diseño tradicional de juntas verticales (Haelas, 1998)	17
Figura 3.10 Diseño actual de juntas verticales (Haelas, 1998)	18
Figura 3.11 Junta horizontal de construcción típica (ICOLD, 2004)	19
Figura 4.1 Deformada de la losa de concreto de aguas arriba, al término del llenado de la presa Golillas (Alberro, 1998)	22
Figura 4.2 Deformaciones en la dirección del talud al término del primer llenado (Alberro, 1998)	23
Figura 4.3 Localización de las grietas en la cara de concreto de la presa Aguamilpa (Alberro, 1998)	24
Figura 4.4 Determinación del módulo de deformación E_{rc} y E_{rf} (Fitzpatrick et al, 1985)	25
Figura 5.1 Cara frontal modelo PECC	27
Figura 5.2 Sección máxima modelo PECC	28

Figura 5.3 Modelo tridimensional de la PECC	28
Figura 5.4 Vistas del modelo del cañón de cimentación	29
Figura 5.5 Vistas del modelo de la cortina	30
Figura 5.6 Tipos de juntas	30
Figura 5.7 Casos de estudio	32
Figura 5.8 Desplazamientos de la cara de concreto en dirección al eje Y y eje Z	33
Figura 5.9 Dislocación entre losas	33
Figura 5.10 Esfuerzos en las losas σ_{yy}	33
Figura 5.11 Esfuerzos en las losas σ_{xx}	34
Figura 5.12 Sismo sintético original (Romo, 2007)	35
Figura 5.13 Sismo sintético modificado (Romo, 2007)	35
Figura 6.1 Asentamientos al final de la construcción, en m	37
Figura 6.2 Asentamientos al final de la construcción	38
Figura 6.3 Asentamiento de la cara de concreto al final del llenado del embalse, en m	38
Figura 6.4 Asentamiento al final del llenado del embalse	39
Figura 6.5 Desplazamientos de la cara de concreto en dirección al eje Y, en m	40
Figura 6.6 Desplazamientos en la losa central en dirección del eje Y	40
Figura 6.7 Magnitud de desplazamientos en la cara de concreto	41
Figura 6.8 Magnitud de desplazamiento en la losa central	42
Figura 6.9 Esfuerzos normales σ_{yy} en la cara de concreto, en t/m^2	43
Figura 6.10 Esfuerzos normales σ_{yy} en el centro de la cara de concreto	44
Figura 6.11 Esfuerzos normales σ_{xx} en la cara de concreto, en t/m^2	45
Figura 6.12 Dislocación entre las losas centrales	46

Figura 6.13 Desplazamientos en dirección del eje Y al final del llenado del embalse (propiedades al 100%), en m	47
Figura 6.14 Desplazamientos en dirección del eje Y, en la junta central por llenado del embalse (propiedades al 100%)	48
Figura 6.15 Magnitud de desplazamientos al final del llenado del embalse (propiedades al 100%), en m	49
Figura 6.16 Esfuerzos normales en la cara de concreto al final del llenado del embalse (σ_{yy}), en t/m^2 (propiedades al 100%)	50
Figura 6.17 Esfuerzos normales en las losas centrales por llenado del embalse (σ_{yy}) (propiedades al 100%)	51
Figura 6.18 Esfuerzos normales en las juntas de las losas al final del llenado del embalse (σ_{xx}), en t/m^2 (propiedades al 100%)	52
Figura 6.19 Esfuerzos normales en las juntas de las losas en la junta central por llenado del embalse (σ_{xx}) (propiedades al 100%)	53
Figura 6.20 Dislocación entre losas en la junta central por llenado del embalse (propiedades al 100%)	54
Figura 6.21 Desplazamientos normales en la cara de concreto al final del llenado del embalse, en m (propiedades al 85%)	55
Figura 6.22 Desplazamientos normales en la junta central por llenado del embalse (propiedades al 85%)	56
Figura 6.23 Magnitud de desplazamientos en la cara de concreto al final del llenado del embalse, en m (propiedades al 85%)	57
Figura 6.24 Esfuerzos normales en la cara de concreto al final del llenado del embalse (σ_{yy}), en t/m^2 (propiedades al 85%)	58
Figura 6.25 Esfuerzos normales en las losas centrales por llenado del embalse (σ_{yy}) (propiedades al 85%)	59
Figura 6.26 Esfuerzos normales en las juntas de las losas al final del llenado del embalse (σ_{xx}), en t/m^2 (propiedades al 85%)	60
Figura 6.27 Esfuerzos normales en las juntas de las losas en la junta central por llenado del embalse (σ_{xx}) (propiedades al 85%)	61

Figura 6.28 Dislocación entre losas en la junta central por llenado del embalse (propiedades al 85%)	62
Figura 6.29 Desplazamientos normales en la cara de concreto con llenado del embalse, en m (propiedades al 70%)	63
Figura 6.30 Desplazamientos normales en la junta central por llenado del embalse (propiedades al 70%)	64
Figura 6.31 Magnitud de desplazamientos en la cara de concreto con llenado del embalse, en m (propiedades al 70%)	65
Figura 6.32 Esfuerzos normales en la cara de concreto al final del llenado del embalse (σ_{yy}), en t/m^2 (propiedades al 70%)	66
Figura 6.33 Esfuerzos normales en las losas centrales por llenado del embalse (σ_{yy}) (propiedades al 70%)	67
Figura 6.34 Esfuerzos normales en las juntas de las losas al final del llenado del embalse (σ_{xx}), en t/m^2 (propiedades al 70%)	68
Figura 6.35 Esfuerzos normales en las juntas de las losas en la junta central por llenado del embalse (σ_{xx}) (propiedades al 70%)	69
Figura 6.36 Dislocación entre losas en la junta central por llenado del embalse (propiedades al 70%)	70
Figura 6.37 Desplazamientos en dirección del eje Y en las losas centrales (propiedades al 70%)	71
Figura 6.38 Esfuerzos en las losas σ_{yy} , losas centrales por llenado del embalse (propiedades al 70%)	72
Figura 6.39 Esfuerzos en las losas σ_{xx} , losas centrales por llenado del embalse (propiedades al 70%)	72
Figura 6.40 Dislocación entre losas, junta central por llenado del embalse (propiedades al 70%)	73
Figura 7.1 Desplazamiento en dirección al eje Y, a 90 m de altura	76
Figura 7.2 Esfuerzos en las losas centrales (σ_{yy}), a 30 m de altura	77
Figura 7.3 Esfuerzos en las losas centrales (σ_{xx}), a 90 m de altura	77
Figura 7.4 Dislocación entre las losas centrales, a 30 m de altura	78

Figura 7.5 Velocidad en el eje Y, en la junta central (caso 0 y caso 1B)	79
Figura 7.6 Velocidad en el eje Y, en la junta central (caso 0 y caso 2B)	79
Figura 7.7 Velocidad en el eje Y, en la junta central (caso 0 y caso 2A)	79
Figura 7.8 Aceleración en el eje Y, en la junta central (caso 0 y caso 1B)	80
Figura 7.9 Aceleración en el eje Y, en la junta central (caso 0 y caso 2B)	80
Figura 7.10 Aceleración en el eje Y, en la junta central (caso 0 y caso 2A)	81

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Historia de las presas (Castilla, 2011)	3
Tabla 2.2 Evolución de las PECC	4
Tabla 2.3 Comparación de factores importantes en las PECCs (Cruz y Freitas, 2007).	8
Tabla 3.1 Movimientos en juntas perimetrales (Modificado ICOLD, 2004)	15
Tabla 5.1 Sección de la cortina y propiedades de los materiales	31
Tabla 5.2 Propiedades de las juntas	31
Tabla 6.1 Resumen de resultados para el caso 1 (30 m de altura)	74
Tabla 6.2 Resumen de resultados para el caso 2 (90 m de altura)	74
Tabla 6.3 Resumen de resultados para el caso 3 (120 m de altura)	74
Tabla 7.1 Casos más desfavorables en el llenado del embalse	75
Tabla 7.2 Comparación de resultados en llenado y sismo	81

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Las presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC) proveen actualmente múltiples beneficios, tales como el abastecimiento de agua, control de inundaciones, aprovechamiento para riego, generación de energía eléctrica, fines recreativos, entre otros.

Históricamente, en los últimos tres siglos la población ha aumentado 8 veces y la demanda de agua para diversos usos 35 veces; además se espera un incremento en la demanda de agua entre 2 y 3% anual en las próximas décadas. Sin embargo, 1500 millones de personas en el mundo carecen de agua potable permanente, 3/4 del total de agua en el mundo lo consume la agricultura, y 1/5 de la energía en el mundo se produce por medio de generación hidroeléctrica (Castilla, 2011).

A pesar de la importancia de las presas, aún se cuenta con experiencia limitada en cuanto a su comportamiento sísmico, específicamente de las juntas horizontales de construcción, las cuales no son consideradas durante el modelado numérico. Es por esto que es necesario impulsar el buen diseño y construcción de las presas en general, y sobretodo profundizar en la evolución del diseño de éstas.

Por esta razón, el presente trabajo estudia la respuesta sísmica de la cara de concreto en una PECC, colocando especial atención en el efecto que tienen las juntas horizontales constructivas en la estabilidad de la cara impermeable y la cortina. Se analiza la influencia de la posición de estas juntas en la cara de concreto y su efecto en el comportamiento de la presa en condiciones estáticas y dinámicas. Además de la influencia en la respuesta de las juntas a causa de variaciones en el módulo de elasticidad de los materiales que conforman el enrocamiento.

1.1. OBJETIVOS

1. Estudiar el comportamiento sísmico de la cara de concreto de una PECC.

2. Evaluar la influencia de las juntas constructivas horizontales en la respuesta estática y dinámica de la cara de concreto de PECC, con la variación sus propiedades para analizar el efecto de la construcción de una junta horizontal muy rígida y una muy flexible.
3. Evaluar la influencia de la variación en las propiedades del enrocamiento en la respuesta de la cara de concreto bajo la acción sísmica y llenado del embalse. Entendiéndose la variación de las propiedades del enrocamiento como la simulación de una cortina construida correctamente y otros casos con compactación deficiente.

1.2. ALCANCES

Este trabajo tiene como alcance la modelación en tercera dimensión de una PECC con todas sus partes esenciales en el software de diferencias finitas FLAC3D (ICG, 2002), para dar como resultado su respuesta bajo peso propio, empuje del agua por llenado, y fuerzas de aceleración de sismo, en distintos casos de análisis con juntas horizontales.

1.3. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

- Capítulo 1: Se presenta la introducción al trabajo, sus objetivos, alcances y organización.
- Capítulo 2: Contiene los antecedentes, evolución de este tipo de presas, los casos históricos más importantes, y las ventajas y desventajas de la construcción de PECC.
- Capítulo 3: Se exponen las generalidades del diseño de PECCs, tanto el diseño tradicional como el diseño actual y su evolución, así como la descripción detallada de cada uno de los componentes de una PECC y sus técnicas constructivas.
- Capítulo 4: Contiene la respuesta dada por una PECC ante cargas externas. Se resume su comportamiento en cuanto a agrietamiento en la cara de concreto y deformación del enrocamiento.
- Capítulo 5: Este capítulo contiene la descripción del modelo tridimensional empleado para los análisis requeridos como propósito de esta tesis, con énfasis en la geometría, las propiedades de los materiales, los casos a evaluar, las variables de estudio, y el ambiente sísmico.
- Capítulo 6: Se presentan los resultados del modelo en cuanto a la etapa constructiva y el llenado del embalse, y sus desplazamientos y esfuerzos tanto en la cortina como en la cara de concreto.
- Capítulo 7: Contiene los resultados del modelo con de la aplicación de sismo, en cada uno de los casos de estudio.
- Por último se encuentran las conclusiones al trabajo y referencias bibliográficas.

CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES

Se tiene conocimiento de las presas desde el año 4000 a.c., las cuales evolucionaron sus características hasta alrededor del año 1500 cuando se construyeron las primeras presas de arco (Tabla 2.1).

Tabla 2.1 Historia de las presas (Castilla, 2011)

Periodo	Presa	Características
4000 a.c.	Jawa, Río Jordán	Tierra con capa protectora de mampostería
2950 2750 a.c.	Saad-el Kafara, Sur del Cairo, tributario del Río Nilo	Falla por impermeabilidad e inestabilidad, sin vertedor
2280 a.c.	China, Río Amarillo	Lucha contra inundaciones, por medio de diques y presas
1800 a.c.	Ur, Sumeria, Mesopotamia	Se diseñaban presas $B^2 - b^2 = 4m\Omega$. B: Ancho de la base, b: ancho de la corona, m: taludes, Ω : área de la sección transversal
1313 – 1307 a.c.	Hums, Siria, Río Orantes	Tubificación de la cimentación
750 a.c. – 150 d.c.	Purrón, México	Presas de tierra de hasta 18 m de altura
527 – 565 d.c.	Dara, Siria - Turquía	Se proyectan presas con eje curvo
1280	Keban, Qoum, Irán	Presa de arco y gravedad
1384	Almanza, Sur de Alicante	Presa de arco
1537	Porto Alto, Italia	Presa de arco

Según ICOLD (1989) en el mundo hay 250000 presas, de las cuales 44000 son grandes presas según su clasificación, es decir que son mayores de 15 m de altura, de estas el 85% se construyó después de 1950. Más de la mitad de estas presas se emplea para irrigación y generación de energía, seguido de abastecimiento de agua con un 16%; el control de inundaciones, recreación, navegación y cría de peces representan un 27%.

Las PECC's no han presentado grandes problemas después de un sismo fuerte (Cooke, 1984). En un principio en las PECC's el enrocamiento se colocaba a volteo, lo cual generaba asentamientos importantes durante el llenado, los cuales afectaban de manera significativa a los elementos de la cara impermeable. Por lo cual se diseñaron presas con núcleo impermeable. Consecuentemente, debido a las pérdidas de agua, se empezó a compactar el enrocamiento y a mejorar de igual forma las técnicas de compactación, lo cual incrementó notablemente las condiciones de este tipo de presas. En la Tabla 2.2 se muestra un resumen de la evolución de las PECC's a lo largo de la historia:

Tabla 2.2 Evolución de las PECC

Periodo	Presa	Descripción
1850 - 1920		Primeras PECC's enrocamiento a volteo
1920	Salts Springs, California	Pantalla impermeable con juntas con relleno compresible
1938	Cogoti, Chile	Enrocamiento a volteo, losa con espesor de 80 cm
1940		Diseño con núcleo impermeable
1940 - 1965		Presas con altos asentamientos y fugas de agua
1956	Quioch, Escocia	Enrocamiento compactado con rodillo vibratorio
1958	New Exchequer, California	Combinación entre enrocamiento compactado en capas menores y enrocamiento colocado a volteo
1965 - 1982	Cethana, Australia Alto Anchicaya, Colombia Foz do Areia, Brasil	La mayoría de presas con enrocamientos compactados con rodillos vibratorios en capas delgadas. Aumento del espesor de la losa
1982 - Actualidad	Aguamilpa, México Campos Novos, Brasil	Aumento de la altura de presas, alturas máximas alrededor del mundo entre 200 y 300 m

2.1. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Algunas ventajas de las PECC se enumeran a continuación (Sherardy Cooke, 1987) (Wieland y Brenner, 2004):

1. Alta pendiente del talud: Debido al alto ángulo de fricción del enrocamiento, se reduce el volumen de relleno y por lo tanto los costos de construcción.
2. Bajo riesgo: Cuando se filtra agua en el cuerpo de la presa, representa una pérdida económica, lo cual no implica necesariamente la reducción en la seguridad de la presa, situación que puede llegar a ser importante en presas de otros tipos.
3. Velocidad de construcción: La construcción del relleno es independiente de las condiciones climáticas, ya que la compactación del enrocamiento durante periodos de lluvia es ventajosa ya que reduce la necesidad de humedecimiento del material.
4. Estabilización del efecto de la carga de agua: La resultante de la carga de agua es transmitida a la cimentación aguas arriba del eje de la presa.
5. Economía en la construcción del cuerpo: Una PECC puede ser más económica que otros tipos de presa, ya que se emplea menor volumen y los bancos de material deben ser cercanos a la zona de la presa.
6. Economía en la construcción de la cimentación: Las PECC tienen la ventaja de que el área de cimentación es mucho menor, siendo esta parte la que generalmente representa un mayor costo en presas pequeñas.
7. Estabilidad del enrocamiento ante sismos: Debido a que el enrocamiento está esencialmente seco, los movimientos sísmicos no pueden generar exceso de presión de poros; así que las PECC son consideradas resistentes a cargas sísmicas.
8. Menor erosión: La ventaja que presentan este tipo de presas es que no tienen núcleo de suelo que se pueda erodar, contrario a muchos tipos de presas.

Sin embargo, existen algunas desventajas en este tipo de presas (Wieland y Brenner, 2004):

1. Vulnerabilidad de la junta perimetral: Es el elemento más crítico en la presa, sin embargo, colocando zonas de filtro adecuadas, la estabilidad del material de cimentación puede aumentar.
2. Agrietamiento de la cara de concreto: Debido a las deformaciones en el enrocamiento, la cara de concreto puede agrietarse, pero se ha demostrado que en presas con enrocamiento debidamente compactado se pueden minimizar las deformaciones y agrietamientos.
3. Deformaciones: Los asentamientos en PECC con enrocamientos compactados son relativamente pequeños, sin embargo un sismo fuerte puede ocasionar asentamientos considerables. Se debe considerar que la magnitud del asentamiento no representa un problema para la seguridad de la presa, si esta ha sido diseñada con un borde libre adecuado.
4. Experiencia limitada en diseño y construcción: Las PECC modernas han sido de mayor interés a finales de los años sesenta, y ahora hay gran número de estas, sobretudo en Brasil y en China. Por lo cual la experiencia práctica se concentra en unos cuantos países. Sin embargo existen cantidades importantes de material bibliográfico que resume las experiencias obtenidas de las presas existentes.
5. Envejecimiento de la cara de concreto: El concreto envejece mucho más rápido que los otros materiales que conforman la presa, al igual que las juntas entre las losas, es por esto que necesitan reparación constante durante el periodo de vida de la presa.

2.2. CASOS HISTÓRICOS DE PECC

A continuación un breve resumen sobre el comportamiento de algunas PECC's alrededor del mundo (Pinto, 2007; Cruz y Freitas, 2007; ICOLD, 2004).

2.2.1. Aguamilpa

Construida en Nayarit, México de 1989 a 1993, cuenta con 187 m de altura. La cara de concreto presenta varias grietas de tensión en la parte superior de la presa y una grieta horizontal a la elevación 180 en la parte central, además de una apertura entre el extremo superior de la cara de concreto y el parapeto construido sobre la corona, ocasionada por esfuerzos de tensión.

2.2.2. Barra Grande

Esta presa construida en 2005 se encuentra en Brasil, tiene 185 m de altura, factor de valle A/H^2 de 3.15 (Figura 2.1) y 11.850.000 m³ de material de enrocamiento.

En Septiembre de 2005 presentó una rotura a lo largo de la junta central vertical durante el primer llenado cuando el nivel del agua alcanzaba el 90% de la altura máxima, durante lluvias intensas. Además, se detectó una ruptura de la pared del parapeto, y fue encontrado un espacio vacío entre las losas de la cara de concreto y el enrocamiento debido posiblemente a la diferencia de los módulos de rigidez de estos materiales. Caso similar a lo ocurrido en otras PECCs como Xingó y TSQ-1.

Se realizaron diferentes trabajos de reparación como el llenado de los espacios vacíos, el remplazo de los materiales en zonas erosionadas y la colocación de refuerzo en las losas, con el fin de evitar fracturas.

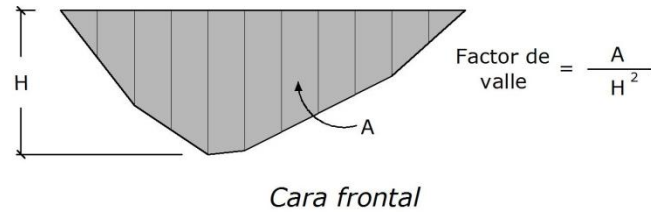


Figura 2.1 Definición del factor de valle

2.2.3. Campos Novos

Cuenta con 202 m de altura, factor de valle A/H^2 de 2.59, 12.000.000 m³ de enrocamiento, está ubicada en Brasil y fue construida en 2005. Se originó en esta presa una falla en la junta central vertical en octubre de 2005. Durante junio de 2006, se realizó el vaciado del embalse debido a problemas en uno de los túneles.

La disminución en la altura del agua provocó una grieta transversal de 300 m de longitud a través del valle entre 60 y 80 m de altura.

Los trabajos de reparación consistieron en el relleno de los espacios vacíos generados entre las losas, la remoción del concreto fracturado, el remplazo del refuerzo en las zonas dañadas y la reconstrucción de las losas deterioradas.

2.2.4. Cogoti

Esta presa chilena cuya construcción finalizó en 1940, resistió en 1943 un sismo de magnitud 7.9 y a una distancia epicentral de 90 km. Sufrió un asentamiento de alrededor de 400 mm, pero no se observaron daños significativos. La única medida de restauración tomada después del sismo, la renivelación del enrocamiento de la creta.

2.2.5. Cogswell

Esta presa ubicada en California fue construida en 1934. Esta estructura resistió el sismo Sierra Madre en 1991, el cual tuvo magnitud 5.8. Su respuesta frente a este sismo fue el asentamiento de la creta en 40 mm, y desplazamiento horizontal de 20 mm aguas abajo. También se desarrollaron grietas verticales en los extremos de la cara de concreto, de 11 m desde la creta hacia abajo en el lado derecho, y de 5 m en el lado izquierdo. En 1994, la presa fue afectada por el sismo de Northridge de magnitud 6.7, frente al cual se generó un asentamiento adicional de 20 mm.

2.2.6. Minase

Ubicada en Japón, la construcción de esta presa inició en 1953 y finalizó en 1963. Fue afectada por el sismo de Niigata en Junio de 1954 (de magnitud 7.5, 147 km de distancia epicentral de la presa),

presentando un asentamiento en su cresta de 150 mm y desplazamiento horizontal de 100 mm. Además se incrementó temporalmente la filtración, pero en unos días regresó a los niveles normales.

2.2.7. Mohale

Presa ubicada en Lesotho (Sudáfrica) construida en 2001, cuenta con 145 m de altura, factor de valle A/H^2 de 3.85 y 7.000.000 m³ de enrocamiento.

Durante el primer llenado en Marzo de 2006 se presentó una grieta a lo largo de una junta vertical en la parte central de la cara de concreto. Esta presa presentó daños similares a Campos Novos y Barra Grande de Brasil.

2.2.8. Torata

La construcción de la presa Torata fue concluida en 2001 en Perú. Antes del sismo de 2001 de magnitud 8.4, esta presa presentaba asentamientos de 460 mm en la cresta, y de 190 mm en la cara de concreto. Por el evento sísmico, se generaron asentamientos adicionales de 510 y 140 mm respectivamente.

2.2.9. TSQ-1

Ubicada en Tianshengqiao 1 (China) cuenta con una altura de 178 m y 17.700.000 m³ de enrocamiento y factor de valle A/H^2 de 4.92. En Julio de 2003 se observaron grietas y rotura del concreto, así como a lo largo de algunas juntas verticales, dejando como consecuencia la exposición del acero de refuerzo. La Tabla 2.3 muestra la comparación de algunos factores entre esta presa y las presas Campos Novos, Barra grande y Mohale.

2.2.10. Zipingpu

Esta PECC se ubica en la ciudad de Dujiangyan en China, su altura es de 150 m y su construcción se completó en el 2006. Soportó un sismo de magnitud 7.9 en el año 2008, y como consecuencia se reportó agrietamiento en la cara de concreto. En el momento del sismo el nivel de agua era bajo, por lo que fue posible detectar las grietas, lo cual no hubiera sido posible si el nivel de agua fuera el máximo. Sin embargo, la presa se considera estable.

Tabla 2.3 Comparación de factores importantes en las PECCs (Cruz y Freitas, 2007).

Factor	Campos Novos	Barra grande	Mohale	TSQ-1
Tipo de roca (Zona 3B y 3C)	Basalto	Basalto	Basalto	Limolita y arcillolita
Módulo de deformabilidad (MPa)	60	60	-	41 - 484
Material zona de protección	Concreto extruido	Concreto extruido	Concreto extruido	Capa de asfalto
Altura máxima (m)	202	185	145	178
Volumen de enrocamiento (m ³)	12.200.000	11.850.000	7.000.000	17.700.000
Factor de valle A/H ²	2.59	3.15	3.85	4.92
Año/mes primer llenado	Oct/2005	Sept/2005	Feb/2006	Nov/2000
Falla junta vertical durante	1er llenado	1er llenado	1er llenado	3 años después del 1er llenado

CAPÍTULO 3

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PECC

Una Presa de Enrocamiento con Cara de Concreto (PECC) consiste principalmente de un terraplén de enrocamiento confinado en la cara aguas arriba por una cara de concreto y por laderas en los extremos. Las zonas de transición y filtros están dispuestas en la zona por debajo de la pantalla de concreto. La cara de concreto, las juntas verticales, con la junta perimetral y el plinto, son elementos que proveen impermeabilidad a la presa.

El terraplén de enrocamiento que conforma una PECC está zonificado generalmente en tres zonas principales, (T, 3B y 3C) que dependiendo de su posición varía su estructura, es decir, la zona de enrocamiento más próxima al talud aguas arriba 3B, es el soporte principal de la cara impermeable, está más finamente compactada; la zona central T está compactada en capas más gruesas y depende principalmente de la altura de la presa y de la calidad de la roca constituyente; por último, la zona 3C aguas abajo está constituida por rocas grandes.

Sin embargo, no existe un modelo típico de diseño de una PECC, la constitución de estas estructuras ha variado a través del tiempo, a continuación se enuncian las partes principales que han conformado este tipo de presas (Hacelas, 1998).

3.1. ANTECEDENTES EN EL DISEÑO

La zonificación de este tipo de presas varía ampliamente; un sistema de clasificación uniforme del enrocamiento principal se ha aplicado para las PECC y sigue las características propuestas por Sherard y Cooke (1987), ICOLD (1989) y Fell y otros (1992). Las características del diseño tradicional que se conservaron hasta finales de los años 50's (Hacelas, 1988) se muestran a continuación:

- Trinchera de concreto ubicada sobre el pie del talud de la presa aguas arriba, cimentada y empotrada para recibir la cara de concreto.
- Cara de concreto de 30 cm de espesor más 20 cm cada 30 m de incremento en la profundidad, es decir que se emplea la ecuación $0.3 + 0.0067H$ (Donde H se refiere a la profundidad, medida desde la corona, en metros) para conocer el espesor de la losa.
- En la cara de concreto juntas verticales y junta perimetral.
- Parapeto de aproximadamente 1.2 m de altura sobre la cresta.
- Zona de rocas grandes y resistentes que conforman la base de la cara de concreto.
- Zona de enrocamiento con taludes de entre 1.3H:1.0V y de 1.4H:1.0V (Figura 3.1).

- La cara aguas arriba es curva por lo menos en una dirección para reducir la tendencia de las juntas a abrirse.

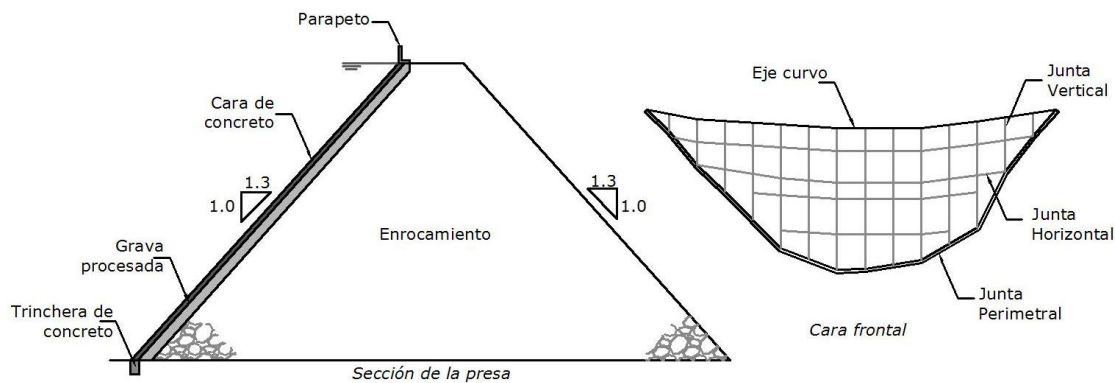


Figura 3.1 Diseño tradicional de una PECC(Adaptado de ICOLD, 1989)

3.2. EVOLUCIÓN EN EL DISEÑO

El principal aspecto que evolucionó en cuanto al diseño se refiere a la conformación del enrocamiento, con el fin de mejorar la estabilidad, reducir la erosión y los costos. A continuación se enuncian los rasgos que cambiaron en cuanto a diseño de PECC (Hacelas, 1998):

- El material que soporta la cara de concreto pasó a ser una zona de transición bien graduada con un tamaño máximo de partícula menor que el anterior y mayor contenido de finos, compactado horizontalmente para constituir un soporte adecuado.
- En lugar de construir una trinchera de concreto, se empezó a construir un plinto de concreto para establecer la conexión entre la cara de concreto y la cimentación, con una profundidad considerable y anclado a la roca con barras de acero.
- El espesor de la cara de concreto se redujo a $0.30 + 0.0002H$, sin juntas horizontales excepto por las de construcción.
- El refuerzo de la cara de concreto se redujo a 0.3% horizontal y entre 0.35% y 0.450% vertical.
- Se incluye una nueva zona de filtro (2A). De 2 a 3 m de espesor, colocada bajo la junta perimetral.
- Los materiales son compactados con rodillo vibrador, dado a que la compactación pobre es causa de desplazamientos excesivos y daño en la estructura.

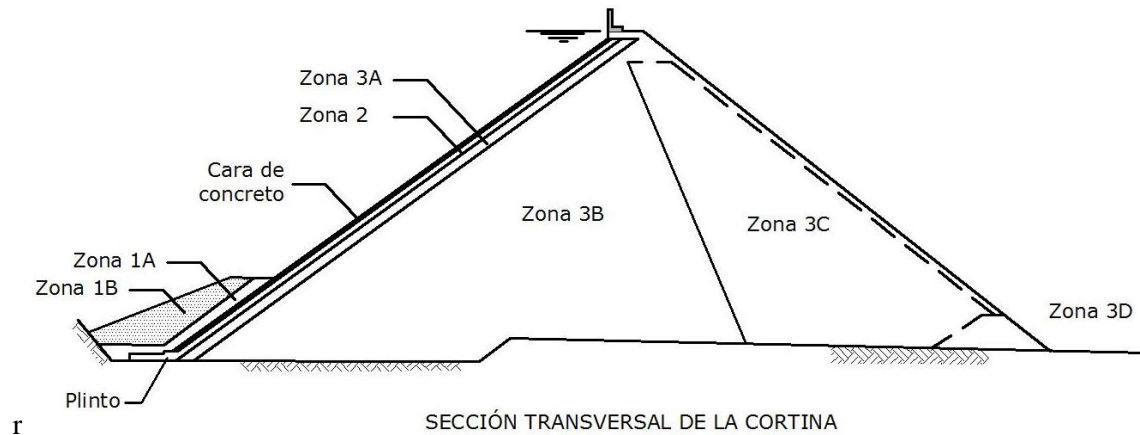


Figura 3.2 Sección típica de PECC (Modificado Hacelas y Marulanda, 1988)

3.3. PRÁCTICAS ACTUALES DE DISEÑO

3.3.1. Enrocamiento

Uno de los propósitos del enrocamiento es brindar un soporte uniforme a la cara de concreto con una deformación mínima bajo la carga de agua y su propio peso. Los movimientos del relleno desestabilizan el soporte de la cara de concreto y por lo tanto generan fracturas en esta, por medio de las cuales hay filtraciones. El relleno presenta movimientos que dependen de la compresibilidad del enrocamiento y de la altura de la presa, por lo tanto, las deflexiones en la cara de concreto incrementan con el cuadrado de la altura de la misma. El pedraplén se construye en capas compactadas, esto hace más fácil la determinación de las características de compresión durante la construcción y el llenado. En seguida se hace un desglose de los materiales que componen el pedraplén, (Hacelas, 1998) y (Hacelas y Marulanda, 1988).

- **Zona 1:** Compuesta por la zona 1A y 1B. A la zona 1A la constituyen limos y se ubica en la parte inferior de la cara de concreto sobre la junta perimetral. El material 1B aumenta la estabilidad, su fin es sellar la cara de concreto en caso de ruptura de los sellos.
- **Zona 2:** Usualmente se divide en dos zonas: La zona 2A de filtro con 3 a 4 m de espesor y la zona 2B de 7.5 cm de tamaño del material como mínimo, el propósito de la zona 2B es limitar el tamaño máximo para dar una gradación que no se segregue y que incluya suficientes finos para garantizar una baja permeabilidad.

Algunos beneficios que aporta la construcción de la zona 2 son:

Esta zona actúa como una barrera semi-permeable minimizando las filtraciones totales en la presa, inclusive si se presentan grietas grandes en la cara de concreto que podrían generarse durante un evento sísmico. El material es fácil de perfilar, por lo que se deja una superficie uniforme para las losas.

- **Zona 3:** La zona 3A está compuesta por material de tamaño pequeño colocado en capas de 40 a 50 cm de espesor, esta zona constituye la transición entre la zona 2 y el cuerpo de la

presa. La zona 3B se coloca en capas de espesores entre 0.8 y 1.0 m, con una compactación equivalente a 4 pasadas de un rodillo vibratorio de 10 t. La zona 3C completa la sección de la presa y su comportamiento en términos de asentamiento es considerado menos crítico que el de las losas de concreto; se coloca en capas de 1.5 a 2.0 m. Finalmente la zona 3D se compone de rocas colocadas a volteo en el pie aguas debajo de la presa, su calidad es inferior a la de los demás materiales.

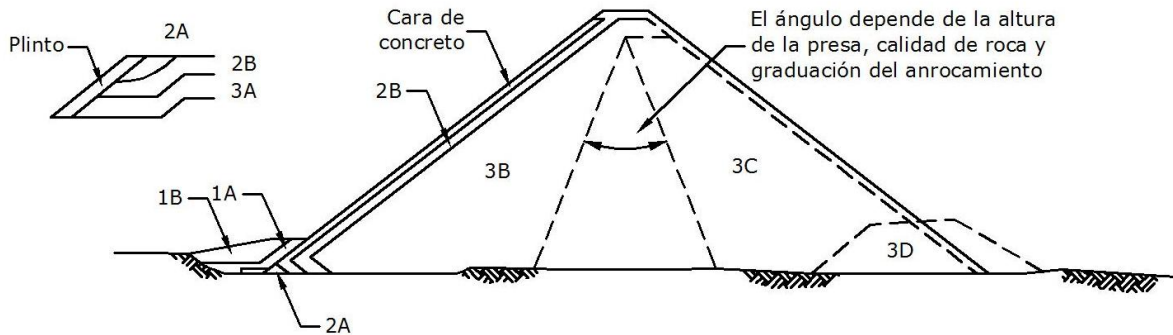


Figura 3.3 Zonificación del enrocamiento en una PECC (Adaptado de Cooke& Sherard, 1987 y Fell et al, 1992)

- **Zona T:** En la actualidad se ha incluido una zona de transición llamada zona T ubicada entre los materiales 3B y 3C, la cual se coloca en capas de 1 a 1.5 m de espesor, con energía de compactación menor a la empleada en la zona 3B.

3.3.2. Losas de concreto

Conocer el comportamiento de las losas de concreto es fundamental para establecer un diseño ideal, (Giudici et al., 2000) lo describe basado en presas instrumentadas. La deformación de la cara de concreto en una PECC está condicionada por la deformación del enrocamiento debajo de ella (Figura 3.4a). Por lo tanto es indispensable la selección de un buen material de enrocamiento y su compactación, con el fin de evitar deformaciones excesivas.

Las losas se mueven generalmente al centro de la cara de concreto, separándose de los extremos (Figura 3.4b), por lo que las losas centrales se encuentran en compresión, al contrario que las cercanas al valle las cuales experimentan fuerzas de tensión. Las losas tienden a moverse y asentarse siguiendo la forma del asentamiento del enrocamiento, como se muestra en la Figura 3.4c.

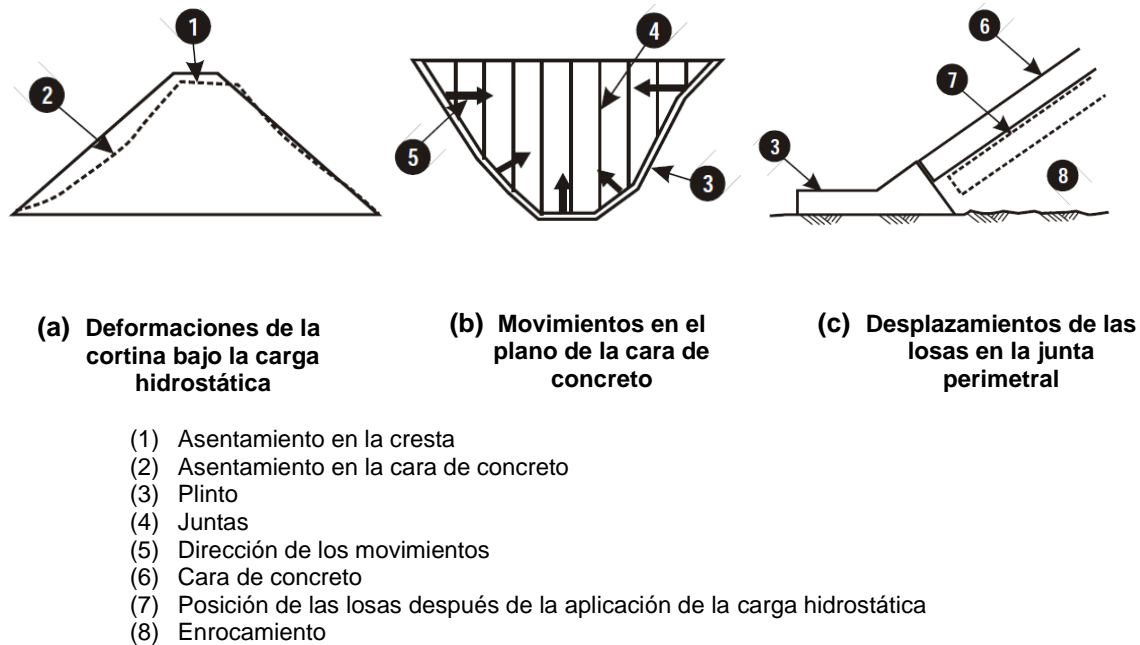


Figura 3.4 Comportamiento en la cortina y losas de concreto en una PECC (ICOLD, 2004)

Durante muchos años el espesor de la cara de concreto fue establecido mediante la relación $0.3 + 0.0067 H$, donde H es la profundidad, medida desde la corona, en metros. Con la adopción de la zona 2 el espesor de la losa se mantiene en el rango de $0.3 + 0.002 H$ y $0.3 + 0.004 H$, lo que significa un ahorro de concreto entre 70% y 40%.

Las losas de concreto están obligadas a seguir las presiones en el enrocamiento debidas a la acción de la carga hidrostática. Los cambios de temperatura también generan fuerzas de tensión y compresión en la cara de concreto. Durante el llenado del embalse, la parte central de la cara de concreto resiste fuerzas de compresión, mientras que las losas cercanas al perímetro resisten fuerzas de tensión. Entonces, las fuerzas generadas en la cara son independientes del espesor, pero la impermeabilidad y durabilidad a largo plazo son aspectos de mayor importancia. Es razonable entonces, considerar que para presas entre 75 y 100 m de altura se tenga un espesor de entre 0.25 y 0.3 m en las losas y para presas de gran altura usar la relación $0.3 + 0.002 H$.

3.3.3. Plinto y refuerzo de la cara

El plinto se construye de concreto y sirve de cimentación para la losa la cual se apoya en él. Este se coloca perimetralmente entre la cara de concreto y el empotramiento. El ancho del plinto puede variar según la altura del agua a contener entre un rango de $1/20$ y $1/25$ de la altura del agua, pero debe ser mayor de 5 m. El espesor es igual al de la losa generalmente y como mínimo debe tener de entre 0.3 y 0.4 m. Se pueden emplear anclas que atraviesen la superficie de apoyo en caso de que no exista un buen contacto entre el plinto y la roca.

Actualmente se acostumbra usar una capa superficial de refuerzo en la cara de concreto con el objetivo de reducir agrietamiento; este refuerzo consiste en el 0.3% de acero con respecto al concreto, en cada dirección cada 10 o 15 cm. Con este reforzamiento como mínimo el concreto y la roca son más compatibles durante un evento de movimiento leve en la cimentación.

3.3.4. Juntas

El sistema de juntas ha sido vastamente simplificado, sin considerar las juntas horizontales y las losas abisagradas entre la cimentación, y las losas de la cara de concreto. El diseño actual incluye únicamente juntas frías verticales y la junta perimetral; en algunos casos se permiten juntas horizontales de construcción.

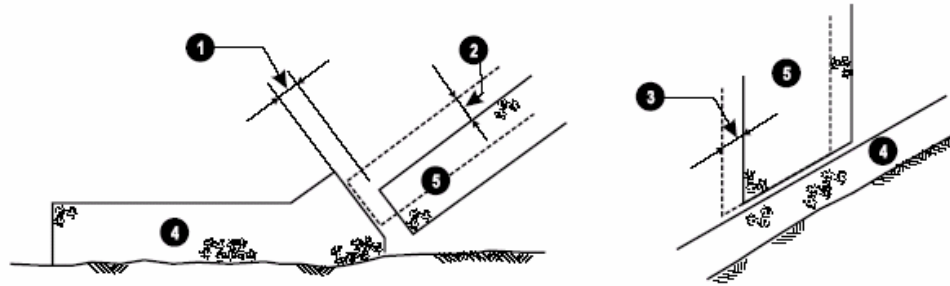
Debido a que en su mayoría la cara de concreto está sometida a compresión, la práctica actual tiende a reducir el número de juntas verticales. Se emplea un espaciamiento entre juntas verticales de entre 12 y 18 m, siendo 15 m lo más utilizado. Sin embargo, se debe tener en cuenta que entre mayor sea el espaciamiento de las juntas existe mayor probabilidad de la aparición de juntas por contracción.

Las deformaciones en las PECC se presentan durante la construcción en casi toda el área de la losa, son debidas al asentamiento del enrocamiento; con el llenado de la presa el movimiento es hacia el centro de la presa, con lo que las juntas verticales centrales tienen a juntarse y las demás a separarse. En presas altas los desplazamientos y aberturas son de unos cuantos centímetros, mientras que en presas de mediana altura son de unos pocos milímetros.

- **Junta Perimetral**

Esta junta separa la cara de concreto del plinto, los movimientos que se presentan en esta zona se deben a su ubicación, ya que las losas descansan sobre el enrocamiento, el cual se deforma y genera desplazamientos en distintas direcciones: Normal a la junta perimetral mediante una abertura de esta, normal a la cara de concreto mediante un asentamiento, y paralela a la junta perimetral mediante un movimiento cortante (Figura 3.5). La Tabla 3.1 contiene los movimientos que se pueden presentar en juntas perimetrales.

La junta perimetral en presas de gran altura genera especial atención. Los sellos de cobre con espesor de 0.8 a 1.2 mm son razonables para PECC de 100 a 234 m de altura. (Tan, 2000) Se modelaron prototipos de juntas consistentes en la parte inferior de un sello de cobre tratado con mastique, cubierto por una membrana, los cuales indicaron una pequeña filtración o ninguna, a presiones por encima de 2.5 MPa y abertura de 100 mm. En la Figura 3.6 se muestra el diseño de la junta perimetral en la presa Salvajina.



(a)Sección a través de la junta perimetral (b)Perfil a lo largo de la junta perimetral

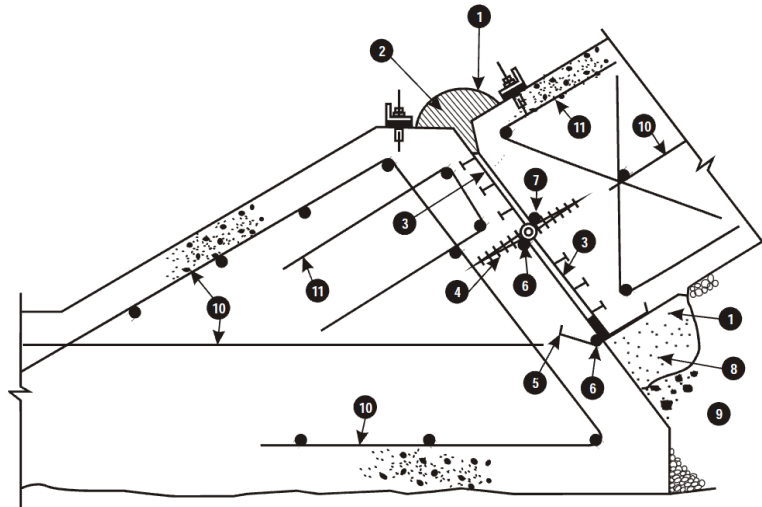
- (1) Apertura de la junta
- (2) Asentamiento
- (3) Corte a lo largo de la junta perimetral
- (4) Plinto
- (5) Cara de concreto

Figura 3.5 Movimientos de una junta perimetral (Pinto y Mori, 1988)

Tabla 3.1 Movimientos en juntas perimetrales (Modificado ICOLD, 2004)

Presa	País	Altura (m)	Movimiento en la Junta Perimetral (mm)		
			A	B	C
Aguamilpa	México	187	19	16	5
Tianshengqiao	China	178	16	23	7
Foz de Areia	Brazil	160	23	55	25
Salvajina	Colombia	148	9	19	15
Alto Anchicaya	Colombia	140	125	106	15
Xingo	Brazil	140	30	34	-
Golillas	Colombia	130	-	160	-
Cirata	Indonesia	126	10	5	8
Shiroro	Nigeria	125	30	>50	21
Reece	Australia	122	7	70	-
Cethana	Australia	110	11	-	7
Kotmale	Sri Lanka	97	2	20	5
Xibeikou	China	95	14	25	5
Murchison	Australia	89	12	10	7
Sugarloaf	Australia	85	9	19	24
Crotty	Australia	83	2	27	-
Mackintosh	Australia	75	5	20	3
Bastyan	Australia	75	5	21	-
Chengbing	China	75	13	28	20
Pichi-Picun-Luefu	Argentina	40	2	12	1
Serpentine	Australia	39	1.8	5.3	-
Paloon	Australia	38	0.5	5.5	-
Tullabardine	Australia	26	-	0.7	0.3

A: Apertura de la junta. B: Asentamiento. C: Corte a lo largo de la junta perimetral

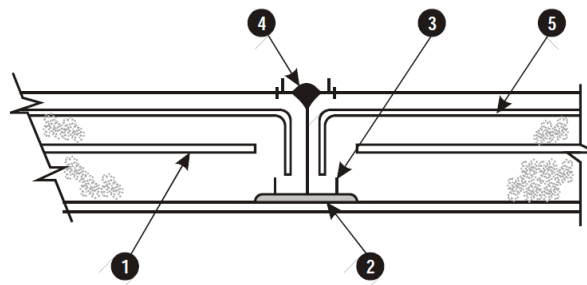


- | | |
|-----------------------------------|----------------------------------|
| (1) Banda de Hypalon | (6) Cilindro de Neopreno |
| (2) Relleno de mastique | (7) Relleno de poliestireno |
| (3) Relleno de madera compresible | (8) Mezcla de arena-asfalto |
| (4) Sello de PVC | (9) Zona de filtro |
| (5) Sello de cobre | (10) Refuerzo de acero |
| | (11) Refuerzo anti-astillamiento |

Figura 3.6 Junta perimetral de la presa Salvajina (ICOLD, 1989)

• **Juntas Verticales**

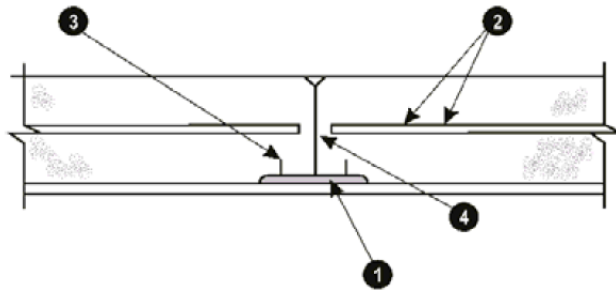
Las juntas verticales permiten movimientos entre las losas de la cara de concreto, al mismo tiempo que generan una barrera impermeable al embalse. Las juntas de expansión verticales se ubican cerca a los contrafuertes o entre dos losas que se separan, como es el caso de las juntas a los extremos de la cara de concreto. Para mantener la estanqueidad se usan juntas de sello doble o sencillo (Figura 3.7)



- | |
|---|
| (1) Refuerzo de la losa de concreto |
| (2) Base de mortero |
| (3) Sello de fondo |
| (4) Sello superior |
| (5) Refuerzo anti-astillamiento para grandes PECC |

Figura 3.7 Junta vertical de expansión de la presa Mohale (ICOLD, 2004)

Al contrario que en las juntas verticales de expansión, las juntas verticales de compresión se ubican entre losas de las que no se espera que se separen la una de la otra, es decir, en las juntas centrales. En este tipo de juntas, sólo el sello de fondo garantiza la impermeabilidad, como se muestra en la Figura 3.8



- (1) Base de mortero
- (2) Refuerzo de la losa de concreto
- (3) Sello de fondo
- (4) Refuerzo continuo para valles anchos y planos, refuerzo no continuo para valles en forma de U o V.

Figura 3.8 Junta vertical de compresión típica (ICOLD, 2004)

Tradicionalmente en las juntas verticales se aplicaba un doble sello y relleno de mastique sobre estas, en el caso de juntas externas las cuales tienden a abrirse. Las juntas verticales restantes, es decir las de las losas internas, sometidas únicamente a compresión se diseñaban con un sello de cobre en la parte posterior sobre una banda de PVC y esta sobre una base de mortero.

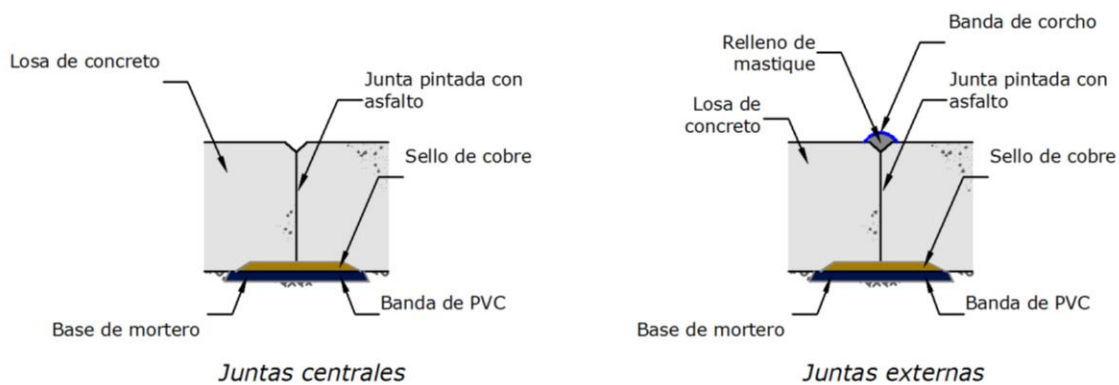


Figura 3.9 Diseño tradicional de juntas verticales (Hacelas, 1998)

En la actualidad se omite el sello de cobre en el fondo, así como la base de mortero y son sustituidos con un sello de caucho hidrófilo en el centro de la losa. Este tipo de sello funciona de la siguiente manera: El material se humedece cuando la junta se abre, lo cual genera una expansión de este y así evitar la infiltración; este tipo de sellos deben estar empotrados con el concreto de ambos lados para evitar fracturas. En el caso de las juntas externas se coloca además un sello superior dado a que estas son más propensas a la abertura, al contrario que las juntas centrales que tienden a abrirse por cambios de temperatura.

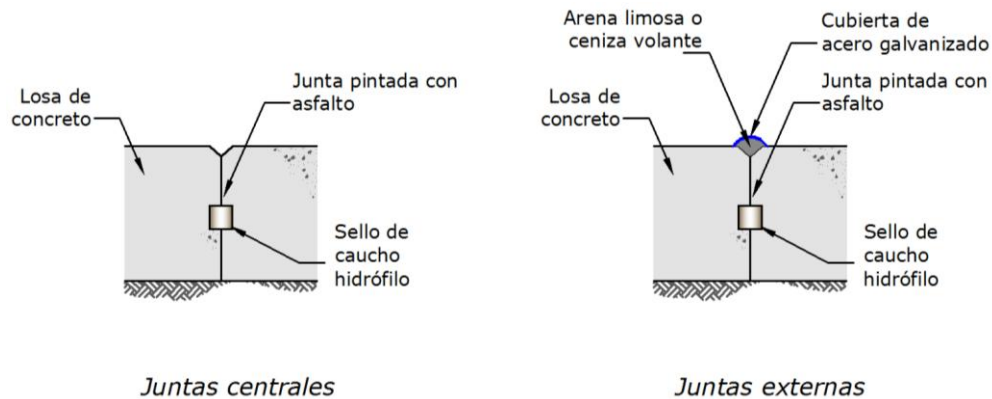


Figura 3.10 Diseño actual de juntas verticales (Hacelas, 1998)

- **Juntas Horizontales**

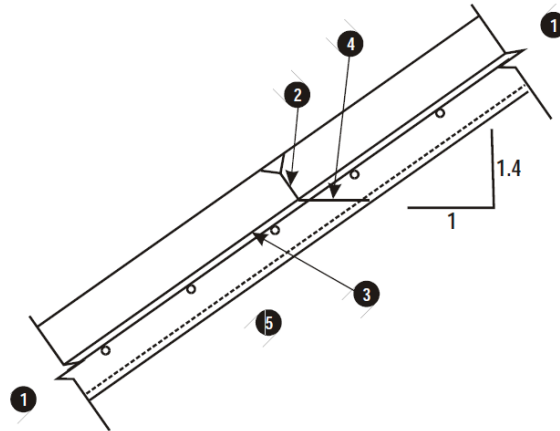
En el pasado se construyeron juntas horizontales sin refuerzo y con impermeabilizante, lo cual dificultó obtener una buena calidad en el concreto alrededor de las juntas por concentración de esfuerzos de compresión en los bordes, es por esto que no deben considerarse juntas horizontales, aparte de las que se requieren constructivamente, estas últimas se diseñan básicamente como juntas frías donde el acero de refuerzo de los paneles de concreto pasa a través de ellas.

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).

Una de las especificaciones en el pasado era que el pedraplén debería ser construido en su totalidad antes de construir la cara de concreto con el fin de omitir la necesidad de las juntas horizontales de construcción; pero el enrocamiento puede presentar movimientos antes de la construcción de las losas, con lo cual se hace necesario perfilar el soporte de la cara de concreto.

Las juntas horizontales de construcción son usadas cuando una parte de la losa de concreto no puede ser construida, ya sea por diseño o por interrupción en la etapa constructiva.

Además, se dispone de este tipo de juntas debido a la construcción del enrocamiento por etapas, el uso de juntas iniciales, la interrupción en la construcción de las losas debido al clima, o el mal funcionamiento de equipos. Las juntas de este tipo no incluyen sellos, y el refuerzo es continuo a través de estas. Es importante mantener limpias y reparar los daños generados a la junta, antes de que se continúe la construcción (ICOLD, 2004).



- (1) Losa de concreto
- (2) Junta normal a la cara superior
- (3) Refuerzo continuo a través de la junta
- (4) Corte de la junta por debajo del refuerzo, a menos que se use sello
- (5) Enrocamiento

Figura 3.11 Junta horizontal de construcción típica (ICOLD, 2004)

3.4. TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS

Hacelas (1998) enuncia las principales características en cuanto a construcción de la cara de concreto. Originalmente la construcción de las losas de concreto se guiaba mediante:

- La construcción del pedraplén se hace hasta la altura máxima antes de que se construya la cara de concreto.
- Las losas de concreto tienen un ancho de 15 m generalmente, pudiendo variar entre 12 y 18 m.
- Las losas iniciales formadas entre las losas individuales y el plinto, se enrasan por métodos manuales para proporcionar un comienzo totalmente horizontal para las losas principales.
- La cresta de la presa puede ser provista con un riel para acomodar una grúa y carretillas.
- El refuerzo del panel principal puede ser prefabricado con una maquinaria especial para transportar las mallas de refuerzo hacia abajo.
- Los rieles también pueden ser usados como soporte y guía.

La experiencia con el método de construcción mencionado anteriormente dejó ver diferentes restricciones en productividad las cuales impactan en costos, como:

- Existe un importante retraso entre la finalización de la construcción del pedraplén y el inicio de la cara de concreto.
- La construcción de las losas iniciales es relativamente costosa comparada con la de las losas principales.
- El tiempo empleado en instalar los rieles es mayor que el de la colocación del concreto ya que el refuerzo de la cara no puede ser puesto hasta que los rieles estén en la parte superior.

Así que la tendencia en construcción se enfoca a:

- No construir losas iniciales.
- Minimizar el retraso en la fundición de los paneles para lograr la colocación del concreto continuamente y así aminorar el tiempo de construcción.
- Minimizar el retraso entre la colocación del pedraplén y la cara de concreto.
- Permitir la construcción de la cara de concreto por etapas.

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO DE PECC

4.1. AGRIETAMIENTO EN PECC

Las PECC se pueden considerar como estructuras muy seguras en cuanto a resistencia sísmica, sin embargo, excluyendo los eventos catastróficos, las causas más comunes de problemas son las siguientes (ICOLD, 1986):

- Falla del talud de la cortina
- Falla del material de cimentación
- Filtraciones de agua en la cara impermeable

Las filtraciones de agua representan el 30% de los casos de falla, y usualmente se desarrollan con un patrón determinado (ICOLD, 1986b):

- En una zona de debilidad estructural en la cortina, como el contacto entre el enrocamiento y la cara de concreto.
- En una grieta, resultante de los esfuerzos de tensión causados por asentamiento de la cortina bajo cargas hidrostáticas.

El agrietamiento transversal es provocado en la mayoría de los casos durante un evento sísmico por el asentamiento diferencial. La vibración fuera de fase de diversas zonas de la cortina o de las laderas, la variación de compresión y extensión en el viaje de ondas longitudinales a lo largo de la cortina, y la deflexión horizontal desigual de la cresta, son otras causas de este tipo de agrietamiento (Reséndiz et al, 1972).

El desarrollo de grietas en la cara de concreto fue estudiado por Mori (1999), quien las agrupó en tres tipos:

- **Tipo A:** Se desarrollan debido a la contracción en las losas de concreto. Son relativamente horizontales y con poca abertura, del orden de décimas de milímetro. Se presentan en todo el espesor de la losa, pero se consideran aceptables, además que es casi inevitable que se presenten. Este tipo de grietas se auto-reparan por calcificación, no es necesaria su reparación.

- **Tipo B:** Estas grietas son causadas por asentamiento del enrocamiento, y son estructurales. La diferencia de rigidez entre la losa de concreto y el enrocamiento provoca tensiones estructurales en la losa, las cuales generan el agrietamiento. Se observan en el tercio superior de la cara, espaciadas uniformemente en intervalos de 0.5 a 1 m, con abertura de unas décimas de milímetro. Suelen cerrarse en el llenado de la presa, por lo cual no presentan algún problema significativo.
- **Tipo C:** Son grietas estructurales causadas por los movimientos diferenciales en el enrocamiento, por el efecto de la construcción por etapas, o el efecto de los materiales adyacentes con deformaciones diferentes. Se pueden producir debido a que la transición entre la losa y el enrocamiento no ha sido tratada eficientemente durante construcción. Pero incluso si este aspecto se trata cuidadosamente, las grietas se pueden producir en el llenado por la presión aplicada.

El agrietamiento se debe principalmente a los esfuerzos de tensión y las deformaciones de extensión las cuales son situaciones que se presentan en varias presas con cara de concreto. En los siguientes subcapítulos se presentan algunos casos de presas que presentan esta fenomenología (Alberro, 1998):

4.1.1. Golillas

Esta presa de 127 m de altura, fue construida 1978 en Bogotá, Colombia. Se detectó una filtración a 2/3 de la altura total de la presa (Figura 4.1), lo cual refiere a la aparición de una grieta de tensión en esta zona. Por lo tanto, el tercio superior de la losa se encuentra bajo esfuerzos de tensión.

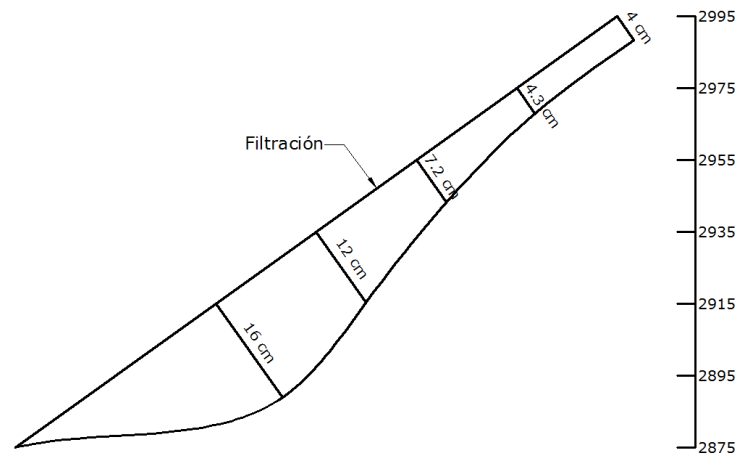


Figura 4.1 Deformada de la losa de concreto de aguas arriba, al término del llenado de la presa Golillas (Alberro, 1998)

4.1.2. Shiroro

Con 125 m de altura, esta presa construida en Nigeria presentó una faja de deformaciones de extensión en la dirección del talud, que cubre el tercio superior de la cara de concreto (Figura 4.2a). El resto de la cara de concreto permanece en compresión.

4.1.3. Cethana

La construcción de esta presa de 110 m de altura se completó en 1971 en Tasmania, Australia. La faja en la cual ocurren las deformaciones de extensión se localiza en la parte superior en la dirección del talud (Figura 4.2b). Las deformadas después del primer llenado muestran puntos de inflexión y cambio de signo de la curvatura en el tercio superior de la presa.

4.1.4. Foz de Areia

Esta PECC de 160 m de altura, ubicada en Brasil, fue construida en 1980. La distribución de las deformaciones de extensión después del primer llenado en la cara de concreto se presenta en su mayoría en la franja superior (Figura 4.2c).

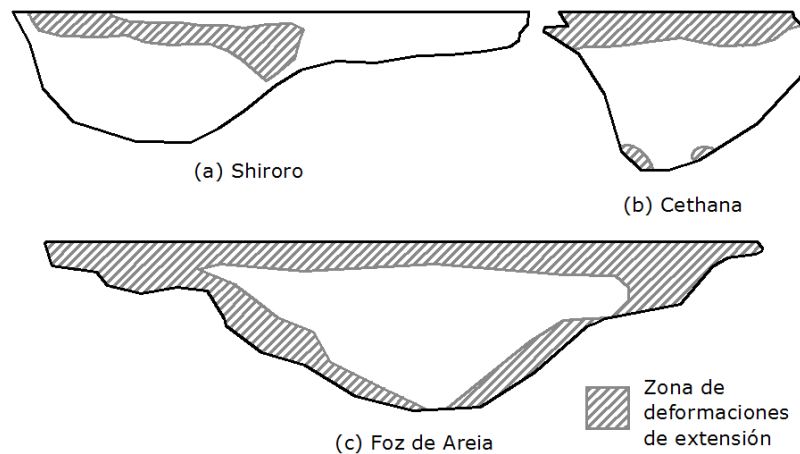


Figura 4.2 Deformaciones en la dirección del talud al término del primer llenado (Alberro, 1998)

4.1.5. La Villita

Ubicada al Sur de México en Guerrero, cuenta con 60 m de altura y su construcción fue finalizada en 1968. Soportó un sismo de magnitud 7.6 en la escala de Richter en marzo de 1979. Como consecuencia de este, se generaron deformaciones tales como asentamiento, deformación del talud y agrietamiento (Alberro y León, 1971).

4.1.6. Mackintosh

Con 75 m de altura, esta presa construida en 1982 en Tasmania, Australia. Las deformaciones de extensión y los esfuerzos de tensión se encuentran en el tercio superior de la cara de concreto.

4.1.7. Aguamilpa

Construida en Nayarit, México de 1989 a 1993, cuenta con 187 m de altura. La cara de concreto presenta varias grietas de tensión en la parte superior de la presa (entre las cotas 199.6 y 207), y una grieta horizontal a la elevación 180 en la parte central, además de una apertura entre el extremo superior de la cara de concreto y el parapeto construido sobre la corona, ocasionada por esfuerzos de tensión.

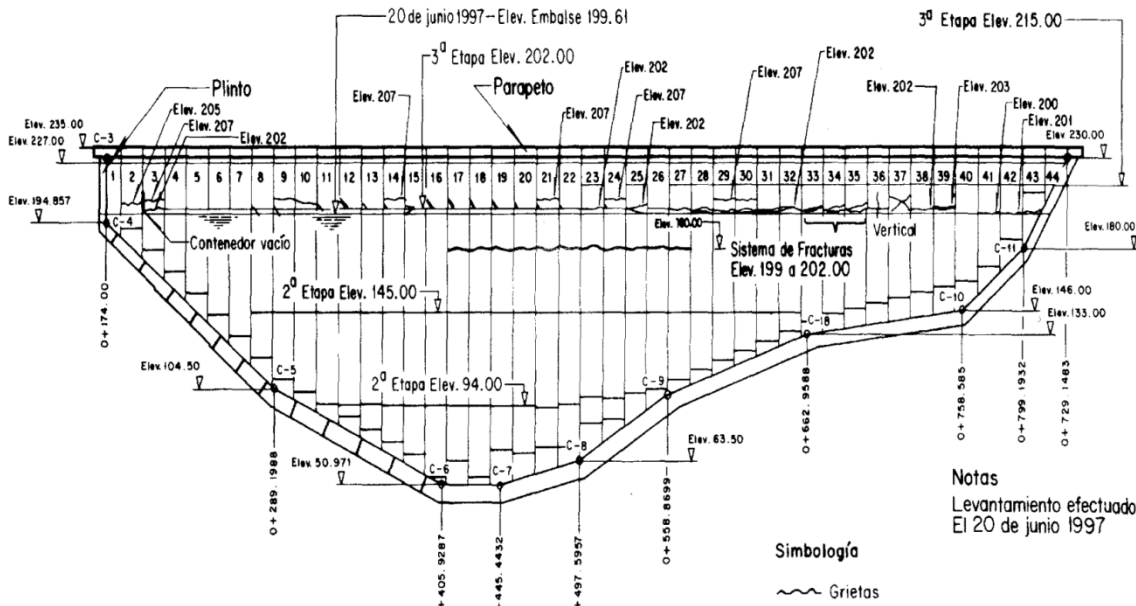


Figura 4.3 Localización de las grietas en la cara de concreto de la presa Aguamilpa (Alberro, 1998)

4.1.8. Coleman

La presa Coleman fue construida en Nevada, EE.UU. Una vibración fuera de fase provocó la separación de las diferentes secciones de la presa. La cortina estaba constituida por una sección central vertedora, de concreto, y terraplenes a ambos lados. Falló por completo durante el sismo de Fallon en 1954, debido a la erosión provocada por el flujo de agua entre las aberturas en los contactos concreto – terraplén (Ambraseys, 1960)

4.1.9. Bordo Alaska

Varios casos de agrietamiento fueron producidos por ondas longitudinales transmitidas a lo largo del terraplén, debidas a un sismo en Alaska en 1964. Las grietas se presentaron en varios caminos carreteros, y en un bordo muy largo de almacenamiento de agua. Se observaron grietas a 90° con el eje del terraplén, de hasta 6 mm de ancho y a intervalos regulares de varios cientos de pies (Sherard, 1966).

El comportamiento de la cara de concreto en las presas enunciadas anteriormente, muestra una generalidad, y es el agrietamiento horizontal en el tercio superior de la cara. Al respecto, Alberro (1998) en su análisis del agrietamiento de las presas de enrocamiento con cara de concreto presenta las siguientes conclusiones: “Tomando en cuenta la generación, en varias presas, de deformaciones de extensión según la pendiente de la cara de concreto, convendrá a futuro analizar detenidamente y durante la etapa de diseño la conveniencia de: Colocar en el tercio superior de la losa juntas de tensión horizontales que podrán cubrirse con una media caña rellena de ceniza o de arena muy fina, tal y como se hizo para las juntas de tensión verticales de Aguamilpa o aumentar la densidad de las armaduras en dirección de la pendiente de la losa en su tercio superior. Si bien actualmente la pequeña apertura de las fisuras de la losa de concreto de Aguamilpa no es propicia para un flujo de filtración importante, ha de recalcarse que los desplazamientos de la losa aumentan con el tiempo de vida de la presa y que, por tanto, podrían, a la larga, ocasionar gastos de agua importantes.”. Es así como en las presas más recientes de CFE, tales como la presa El Cajón y La Yesca, las losas son construidas con doble emparillado de acero, aunque las normas internacionales recomiendan una sola parrilla de acero.

4.2. DEFORMACIÓN DEL ENROCAMIENTO

4.2.1. Módulo de deformación

Se han definido dos módulos para evaluar la deformación del enrocamiento: El módulo de deformación durante construcción E_{rc} y el módulo de deformación durante el primer llenado E_{rf} (Fitzpatrick, 1985). E_{rc} puede medirse mediante el monitoreo de asentamiento durante construcción, bajo la línea central de la cortina, mientras que E_{rf} se calcula de la deformación normal al talud de la cortina. Estos módulos se calculan mediante las siguientes expresiones:

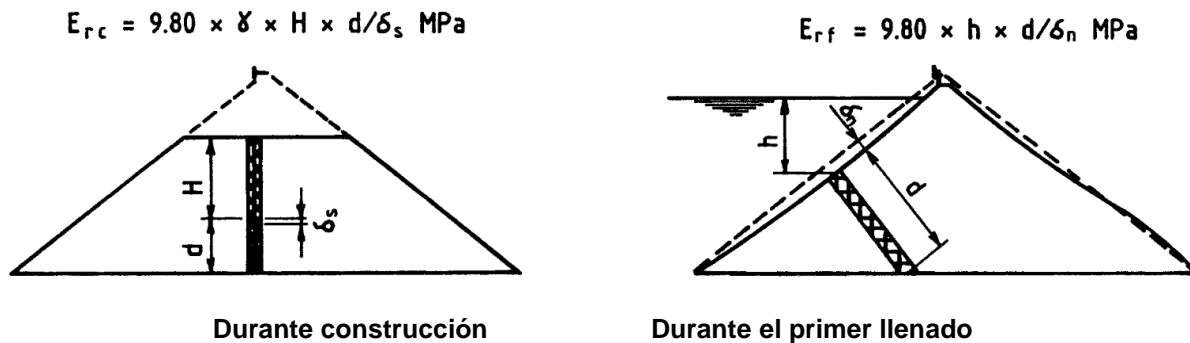


Figura 4.4 Determinación del módulo de deformación E_{rc} y E_{rf} (Fitzpatrick et al, 1985)

4.2.2. Propiedades de deformación del enrocamiento

La deformación y el módulo del enrocamiento están predominantemente afectados por:

- El esfuerzo de compactación. El módulo incrementa con el esfuerzo de compactación.
- El nivel de esfuerzo aplicado. Un incremento en el rompimiento de partículas y decremento en el módulo se observan con el incremento en los esfuerzos desviadores en ensayos

triaxiales. En ensayos de consolidación, un módulo relativamente alto se observa para enrocamientos compactados hasta esfuerzos normales de 800 a 1000 kPa, a partir de ahí se observa decremento del módulo con el incremento de esfuerzos normales. (Marsal 1973)

- La forma de las partículas y la gradación del enrocamiento. Más deformación y menor módulo se observan para partículas angulares, uniformemente gradadas, y gruesas.
- Resistencia de la roca intacta. Para rocas más débiles, menor módulo, mayor deformación y menor resistencia.

Los resultados de los ensayos de laboratorio para investigar el comportamiento de la deformación de colapso en enrocamiento indican:

- La curva esfuerzo-deformación en estado seco tiene menor compresibilidad que en estado saturado.
- La deformación de colapso en estado húmedo, ocurre para enrocamiento seco cuando el esfuerzo está por encima de la línea de compresión normal para enrocamiento húmedo o saturado.
- En estado húmedo, la deformación de colapso es equivalente a la diferencia de deformaciones entre el estado húmedo y seco.
- A mayor contenido de agua inicial en la construcción, menor deformación de colapso en estado húmedo.
- La magnitud del colapso y el tiempo de deformación de colapso es dependiente del líquido usado en la saturación de la muestra.

CAPÍTULO 5

MODELO TRIDIMENSIONAL PECC

5.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

El análisis se realiza en un caso hipotético en tercera dimensión, en condiciones tanto estáticas como dinámicas, y con parámetros similares a la presa La Yesca (Romo et al, 2007). La obra de contención consiste en una cortina del tipo enrocamiento con cara de concreto de 150 m de altura en su sección máxima, y una longitud de corona de 360 m con taludes en el valle de 1.0H:1.0V (Figura 5.1).

Dentro de las características principales de la sección de la cortina, se encuentran la pendiente de los taludes de aguas arriba y aguas abajo de 1.4H:1.0V, y taludes internos de los materiales principales del enrocamiento de 0.5H:1.0V. Se ubica hacia aguas arriba el enrocamiento principal “3B”, en la parte central de la cortina el material de transición “T” y en el respaldo de aguas abajo el material “3C”. Además, la cortina cuenta con 432 m de largo en su sección máxima en el eje y, es decir en dirección al cauce (Figura 5.2), 12 m de ancho de corona y losas de concreto de 15 m de ancho.

El espesor de la cara de concreto se debe conservar entre el rango de las relaciones $0.3 + 0.002 H$ y $0.3 + 0.004 H$, lo cual significa que con la altura máxima de la presa de 150 m el espesor promedio de la losa debe estar entre 0.45 m y 0.6 m; por lo tanto, por simplicidad de elaboración del modelo se toma un espesor medio constante de 0.5 m.

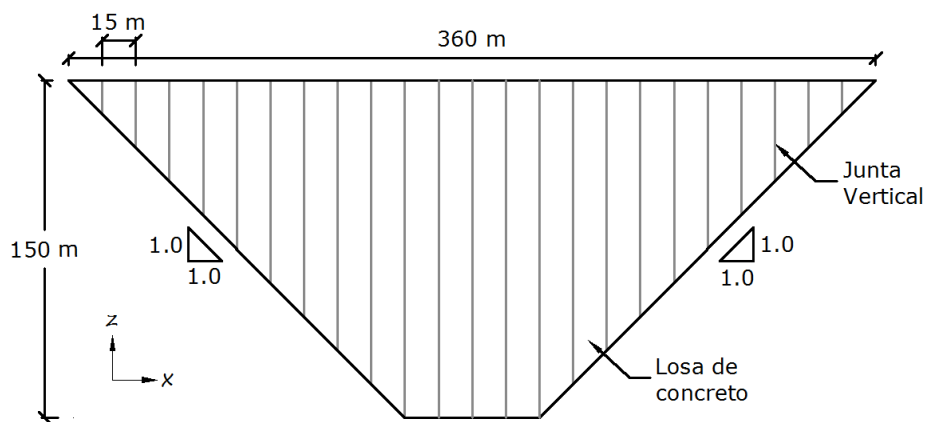


Figura 5.1 Cara frontal modelo PECC

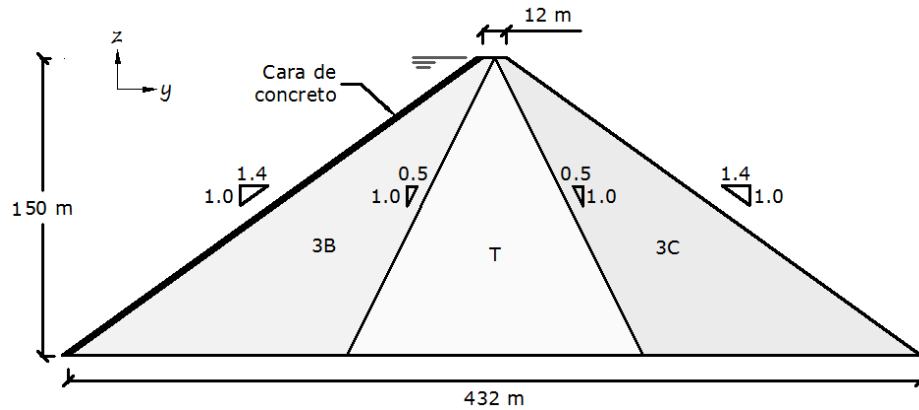


Figura 5.2 Sección máxima modelo PECC

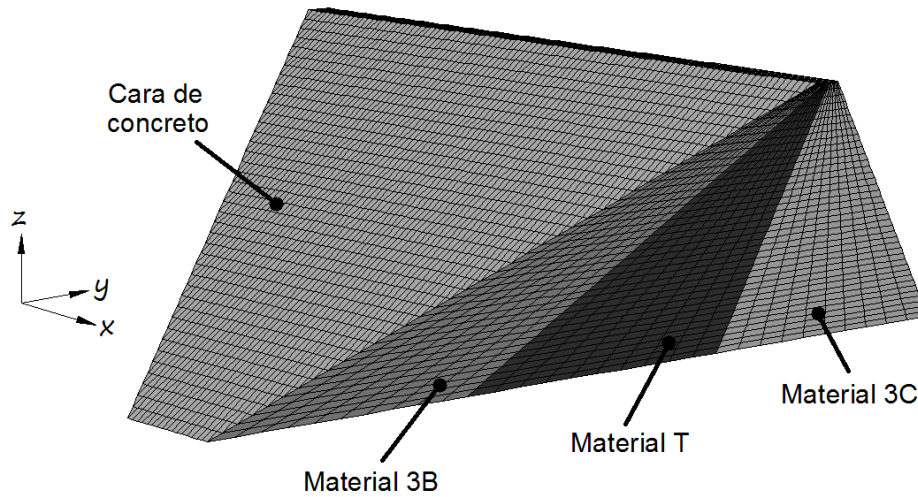


Figura 5.3 Modelo tridimensional de la PECC

5.2. GENERALIDADES DEL MODELO

Para efectuar el cálculo numérico de la cortina, se emplea como plataforma de análisis el programa de diferencias finitas tridimensional FLAC3D (ICG, 2002), el cual discretiza el medio continuo dividiendo el problema en pequeñas unidades equivalentes.

El modelo general se subdivide en distintos grupos que representan a su vez subproblemas sencillos de resolver. Los cuerpos constitutivos del sistema modelado se muestran con su respectiva discretización en la Figura 5.4 y Figura 5.5, y son los que siguen:

- Cañón de cimentación
- Cuerpo de la cortina (incluye la cara de concreto)

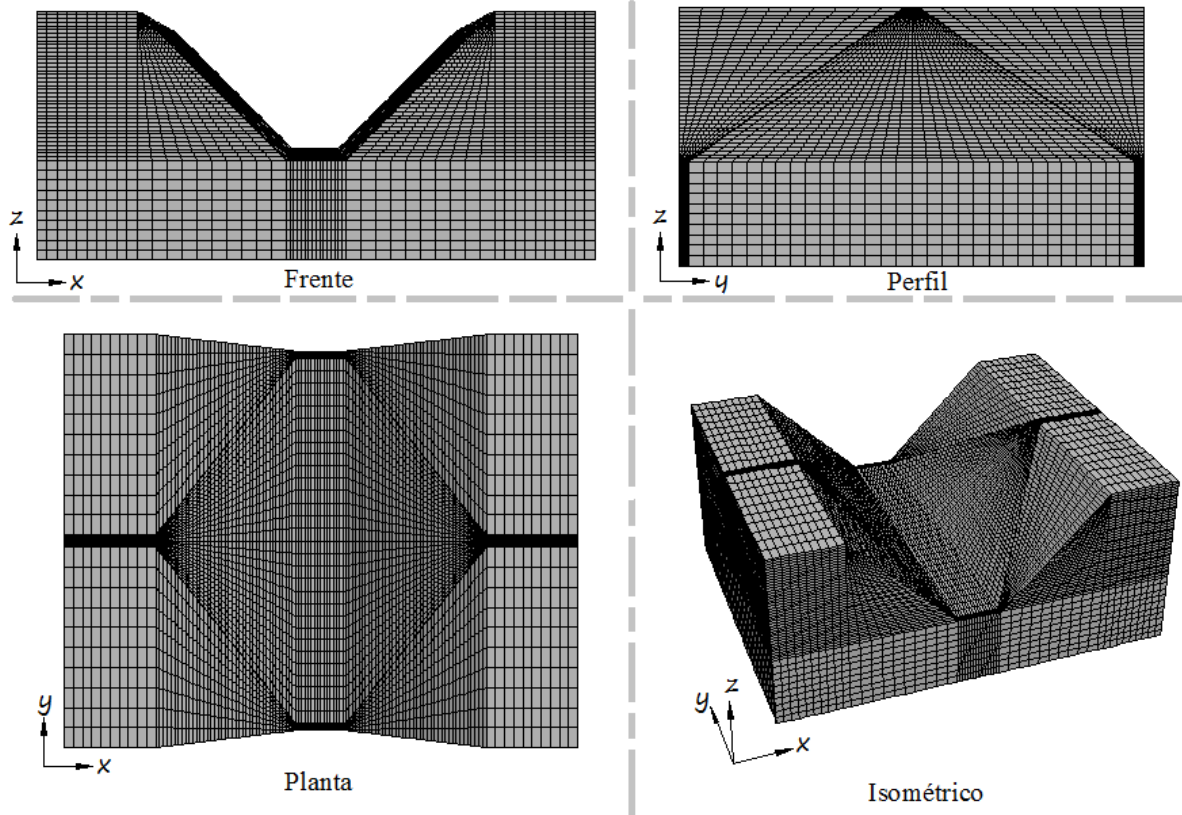


Figura 5.4 Vistas del modelo del cañón de cimentación

En el análisis se considera el proceso constructivo de la cortina: Primero se construye el cañón, luego el terraplén sobre el cañón en 40 etapas constructivas de 3.75 m de altura cada una, hasta completar la altura máxima de la presa de 150 m; después en otra etapa se construye la losa de concreto y por último se aplica la carga hidrostática que simula el llenado del embalse hasta una altura de 150 m.

Se emplearon elementos de interfaz para modelar las juntas verticales entre las losas de concreto, además se utilizaron estos elementos entre las losas y el material de empotramiento para constituir la junta perimetral, juntas verticales entre las losas y la junta de transición entre las losas y el enrocamiento (Figura 5.6), y en algunos casos para modelar juntas horizontales como se explicará más adelante.

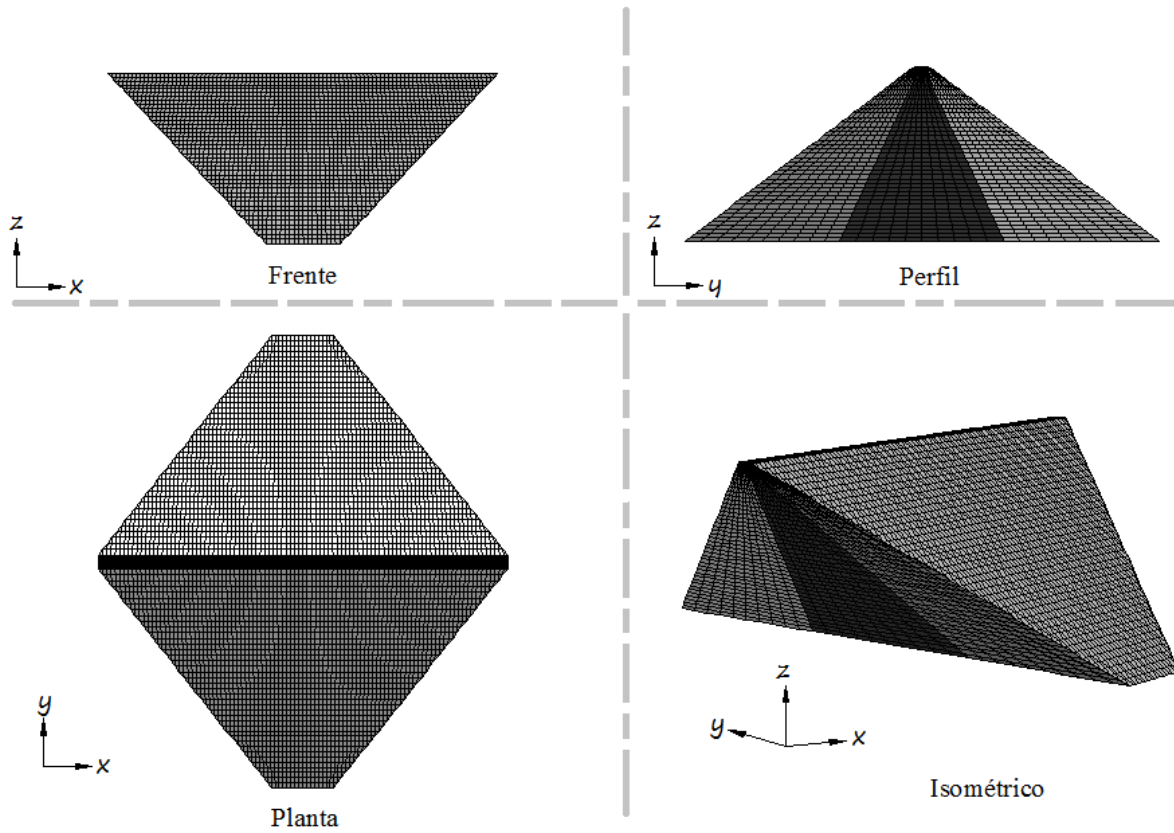


Figura 5.5 Vistas del modelo de la cortina

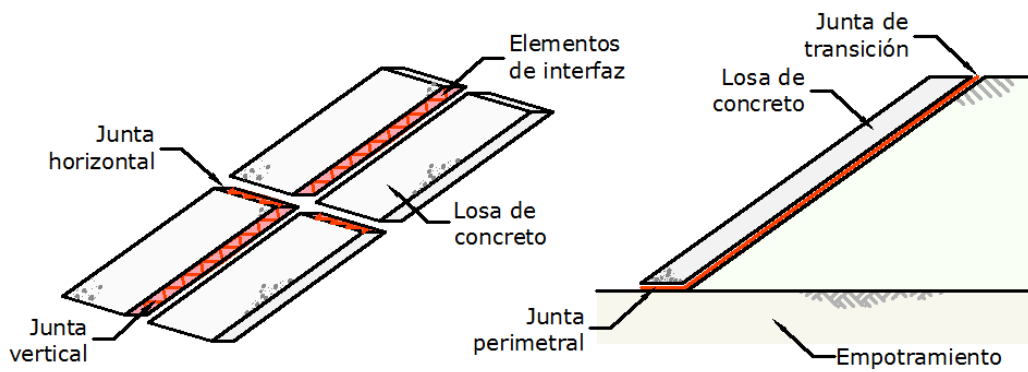
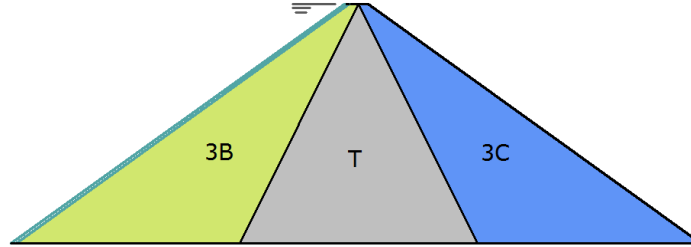


Figura 5.6 Tipos de juntas

5.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

La sección propuesta para la cortina está compuesta por el cañón de cimentación, el enrocamiento que a la vez se subdivide en tres materiales (3B, T y 3C) y la losa de concreto ubicada aguas arriba. Los valores asignados (Tabla 5.1) se basaron en las propiedades de los materiales para la cortina del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca (Romo et al, 2007).

Tabla 5.1 Sección de la cortina y propiedades de los materiales



	Material	E_0 ton/m ²	K ton/m ²	G ton/m ²	ν	γ ton/m ³
	3B	17029.26	16695.35	6401.98	0.33	2.2
	T	9687.30	9497.35	3641.84	0.33	2.2
	3C	8667.59	9630.65	3210.22	0.35	2.1
	Concreto	1897366.00	1581138.33	729756.15	0.30	2.4
	Macizo rocoso	1719475.68	1432896.40	661336.80	0.30	2.7

Para las juntas representadas en el modelo por medio de elementos de interfaz (Figura 5.6) se consideran las mismas propiedades para las juntas verticales y perimetral. El valor de rigidez normal de la junta de transición es 10 veces mayor para evitar la penetración en el contacto losa-enrocamiento debida a la carga de agua en el llenado (Sarmiento, 2011). Para las juntas horizontales que tienen lugar en los casos 1 al 3 se analizaron 2 tipos de juntas con propiedades 10 veces mayores (Tipo B) y 100 veces mayores (Tipo A) que las de las juntas verticales. La rigidez en las juntas se refiere a la capacidad de estas a soportar los esfuerzos. Los valores de la rigidez normal k_n , rigidez cortante k_s , ángulo de fricción Φ , cohesión c y resistencia a la tensión t se consignan en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 Propiedades de las juntas

Material	k_n (t/m ² /m)	k_s (t/m ² /m)	Φ (°)	c (ton/m ²)	t (ton/m ²)
Juntas verticales y perimetral	1.00E+03	1.00E+03	35	1.00E+03	1.00E+03
Junta de transición	1.00E+04	1.00E+03	35	1.00E+03	1.00E+03
Juntas horizontales (Tipo A)	1.00E+05	1.00E+05	35	1.00E+04	1.00E+04
Juntas horizontales (Tipo B)	1.00E+04	1.00E+04	35	1.00E+04	1.00E+04

5.4. CASOS A EVALUAR

El objetivo de los análisis es demostrar la influencia de las juntas horizontales de construcción en el comportamiento de una PECC, por lo tanto, se plantearon cuatro casos de estudio con el fin de evaluar la respuesta de la presa para diferentes situaciones en las que posiblemente se pudieran encontrar este tipo de juntas.

El análisis se centra en las losas centrales debido a que, como es sabido por los antecedentes en presas similares, son estas losas las que muestran mayores desplazamientos y concentraciones de esfuerzos. Es por esto que para el análisis producto de esta investigación, las juntas horizontales se ubican en las cuatro losas centrales porque se considera que allí es donde tendrán los resultados más significativos. Además, al ser simétrica la cara de concreto, las juntas horizontales a los extremos no son determinantes en el comportamiento general de la cara.

- Caso 0: En este caso sólo se modelan juntas verticales, además de las de transición y perimetral, sin la presencia de juntas horizontales, esto tiene el propósito de establecer un valor inicial para efectuar comparaciones con los casos que tienen juntas horizontales.
- Caso 1: Se implementan juntas horizontales a una altura de 30 m, y abarca las 6 losas centrales, es decir que tiene una longitud de 90 m.
- Caso 2: Las juntas horizontales se encuentran a 90 m de altura, y su longitud es de 90 m, es decir que abarca las seis losas centrales.
- Caso 3: Las juntas horizontales están ubicadas a una altura de 120 m, y su longitud es de 90 m.

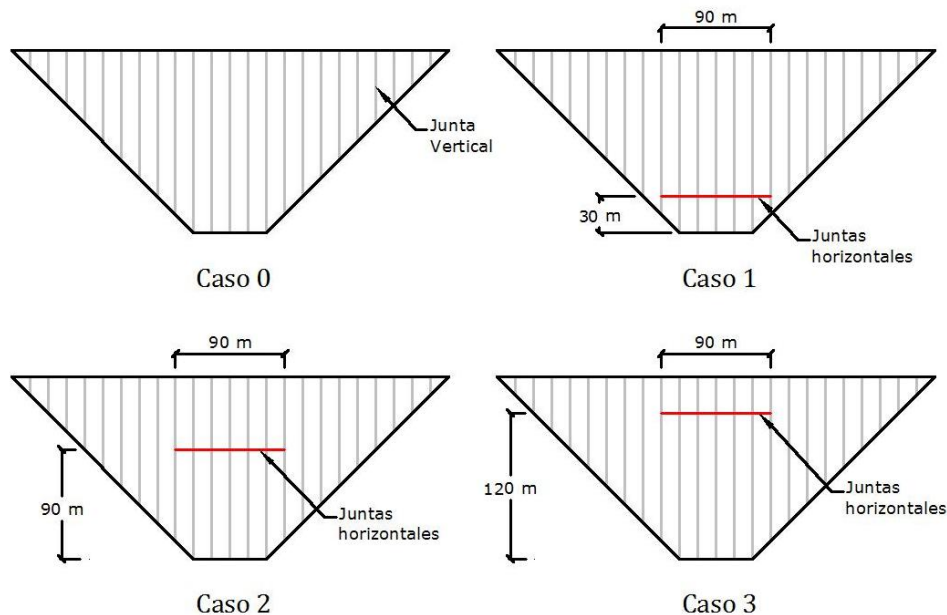


Figura 5.7 Casos de estudio

5.5. VARIABLES DE ESTUDIO

Las siguientes variables se toman en cuenta para la evaluación del comportamiento de la presa:

- Desplazamiento en dirección del eje Y y en dirección del eje Z (Figura 5.8)

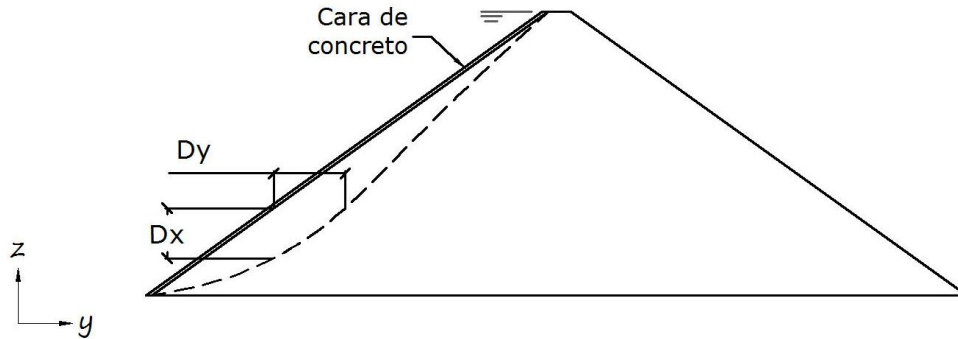


Figura 5.8 Desplazamientos de la cara de concreto en dirección al eje Y y eje Z

- Velocidad y aceleración Y

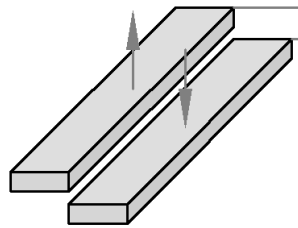


Figura 5.9 Dislocación entre lasas

- Dislocación entre lasas (Figura 5.9)
- Esfuerzos en las lasas σ_{yy} (Figura 5.10)

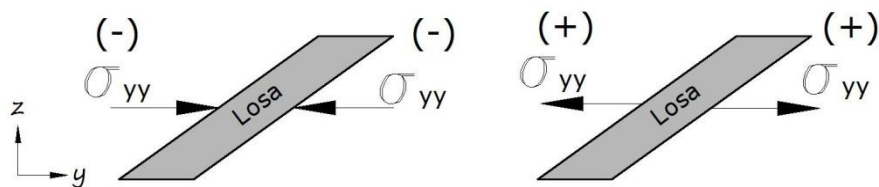


Figura 5.10 Esfuerzos en las lasas σ_{yy}

- Esfuerzos normales entre lasas σ_{xx} (Figura 5.11)

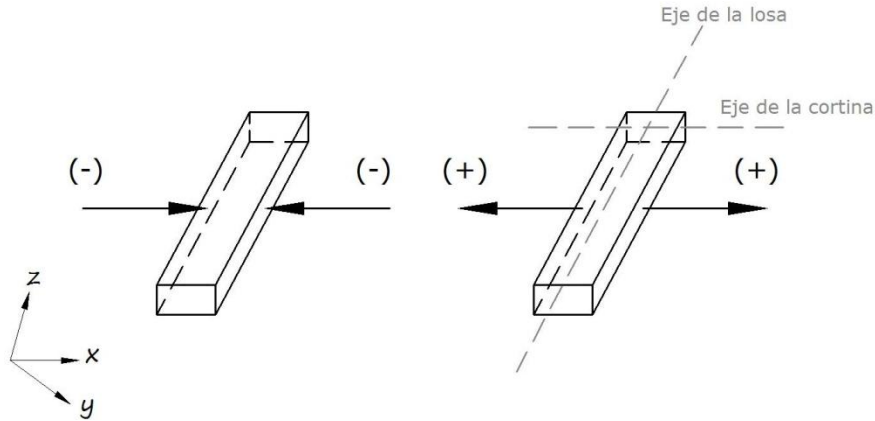


Figura 5.11 Esfuerzos en las losas σ_{xx}

5.6. AMBIENTE SÍSMICO

Para diseñar una presa se recomienda tener en cuenta dos niveles de severidad de sismo: el sismo máximo creíble y el de operación (ICOLD, 1989). El primero corresponde al temblor hipotético que produce el movimiento más severo del terreno en el sitio de la presa, ya sea causado por una fuente, o el efecto combinado de varias de ellas. Por otra parte, el de operación representa el máximo nivel de excitación que pueda esperarse que ocurra en el sitio de la presa durante su vida económica, la cual se considera, usualmente de unos 200 años (Romo et al, 2007).

Se estudió la respuesta de la cortina a una componente horizontal en sentido del eje “y”, es decir en dirección al cauce. Para considerar la acción sísmica en este trabajo, se tomó el sismo sintético modificado empleado para el estudio de la presa La Yesca (Romo et al, 2007) (Figura 5.13). La señal sintética (Figura 5.12) corresponde al periodo de retorno de 10,000 años. Los acelerogramas están formados por 6,000 puntos, separados a cada 0.01 s. Debido a estas características, se tienen limitaciones computacionales para analizar el modelo tridimensional. Por lo tanto, se produjeron señales de menor duración y menor número de puntos, pero de intensidad sísmica similar a las originales.

El requisito que se debe cumplir al disminuir su duración, es que sus espectros (en este estudio se utilizaron los espectros de respuesta de aceleraciones) no se alteren apreciablemente. Con esta condición, se tiene la certidumbre de que además de mantener su intensidad, su contenido de frecuencias no se modifica apreciablemente con respecto a los espectros de las señales originales (Figura 5.13) (Romo et al, 2007).

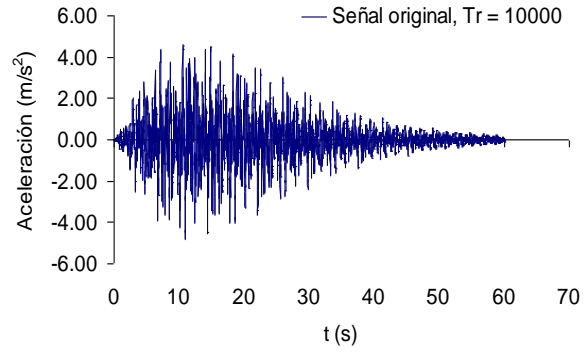


Figura 5.12 Sismo sintético original (Romo, 2007)

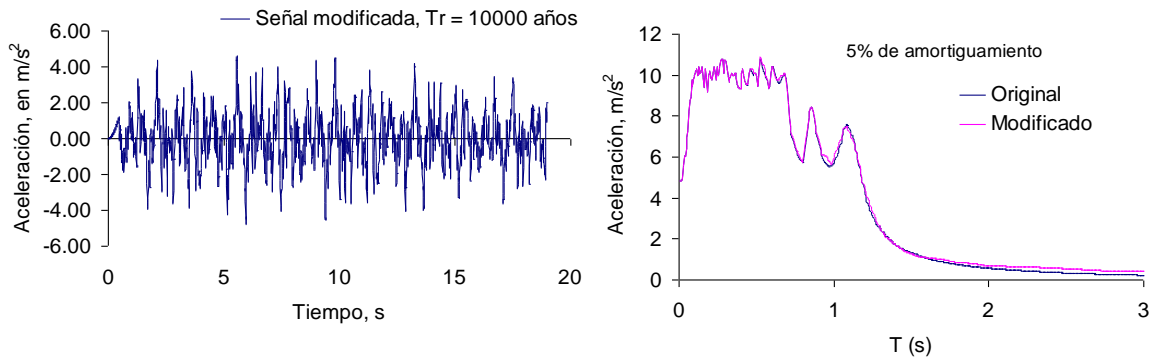


Figura 5.13 Sismo sintético modificado (Romo, 2007)

CAPÍTULO 6

ETAPA CONSTRUCTIVA Y LLENADO DEL EMBALSE

La etapa constructiva y el llenado del embalse se analizaron para tres tipos de presas, la primera construida con materiales de propiedades mecánicas recomendadas en el diseño (propiedades medias) y con un proceso constructivo óptimo (Tabla 5.1). La segunda con materiales de propiedades inferiores en un 15% a la media y la tercera con reducción de sus propiedades en 30%; estas dos últimas reflejan disminución en el control de calidad durante la construcción y materiales con propiedades mecánicas más pobres.

Además, cada uno de los modelos se evaluó con los casos descritos en el capítulo anterior (Figura 5.7) con diferentes propiedades en las juntas horizontales, para determinar su influencia en el comportamiento de la cortina. Los valores asignados para la rigidez normal (kn) y rigidez cortante (ks) son 100 veces mayores que los de las juntas verticales en el caso A, y 10 veces mayores en el caso B. En cuanto a la cohesión (c) y la resistencia a la tensión (t), son 10 veces el valor dado para las juntas verticales (Tabla 5.2).

Como se mencionó en el capítulo 2, los casos históricos en estructuras similares alrededor del mundo, presentaron las condiciones más desfavorables en la junta vertical central. Es por esto que los resultados de los análisis se concentran en esta junta.

A continuación se detallan los resultados obtenidos para cada uno de los casos de análisis, en cuanto a asentamientos, desplazamientos en sentido transversal a la cortina, esfuerzos normales σ_{yy} , y dislocación de las mismas.

6.1. EFECTO DE LA VARIACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL ENROCAMIENTO

Para cada uno de los modelos con diferentes propiedades en los materiales de la cortina, se evalúan los asentamientos en el cuerpo de la cortina, desplazamientos y esfuerzos normales en la cara de concreto, y dislocación entre las losas centrales. Los siguientes resultados muestran el comportamiento de estos modelos en el Caso 0, es decir, sin juntas horizontales.

6.1.1. Asentamientos al final de la construcción

Los desplazamientos verticales en la sección máxima de la presa al final de la etapa constructiva se presentan en la Figura 6.1. Se puede observar que los asentamientos presentan una tendencia semejante para cada caso, presentándose los mayores asentamientos en la parte central del enrocamiento.

La presa con las propiedades al 70% presenta mayores asentamientos, los cuales son 17% superiores al caso de propiedades medias (propiedades al 100%). La magnitud máxima de los asentamientos al final del llenado del embalse es del orden de 47 cm en el caso con propiedades de los materiales reducidas al 70%, 44 cm en el caso con propiedades al 85% y 40 cm con propiedades al 100%. En la Figura 6.2 se aprecia que el asentamiento sigue una línea de tendencia inversamente proporcional a la calidad del enrocamiento.

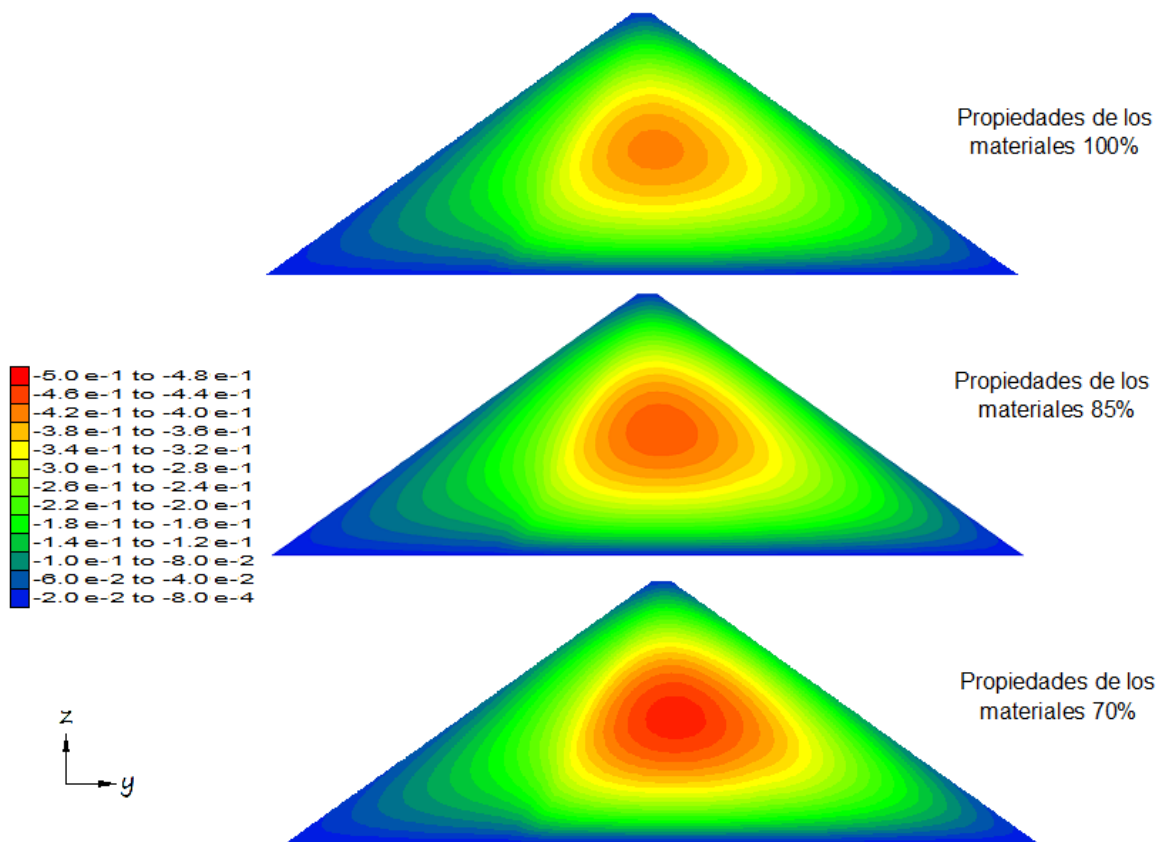


Figura 6.1 Asentamientos al final de la construcción, en m

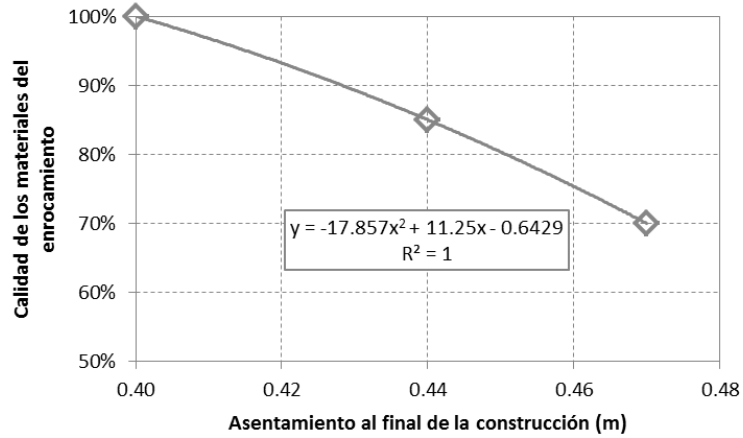


Figura 6.2 Asentamientos al final de la construcción

6.1.2. Asentamientos después del llenado del embalse

Cuando se efectúa el llenado del embalse, el asentamiento del modelo con las propiedades disminuidas 30% es de 18 cm, con propiedades reducidas 15% el asentamiento es de 14 cm, mientras que con propiedades al 100% el valor es de 10 cm. Esto quiere decir que el asentamiento aumenta un 80% si la presa pasa de tener propiedades medias (al 100%) a propiedades bajas (al 70%) (Figura 6.3).

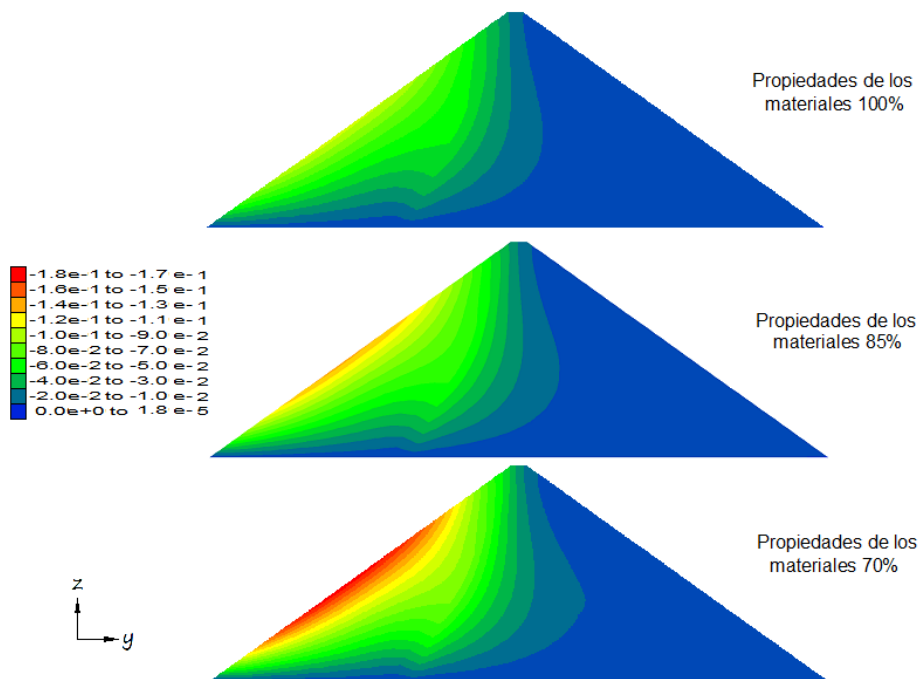


Figura 6.3 Asentamiento de la cara de concreto al final del llenado del embalse, en m

Los asentamientos muestran tendencia a disminuir linealmente con la mejora de las propiedades en la cortina, pasando a casi el doble de su valor inicial en la presa con materiales al 100% a la presa con propiedades al 70%.

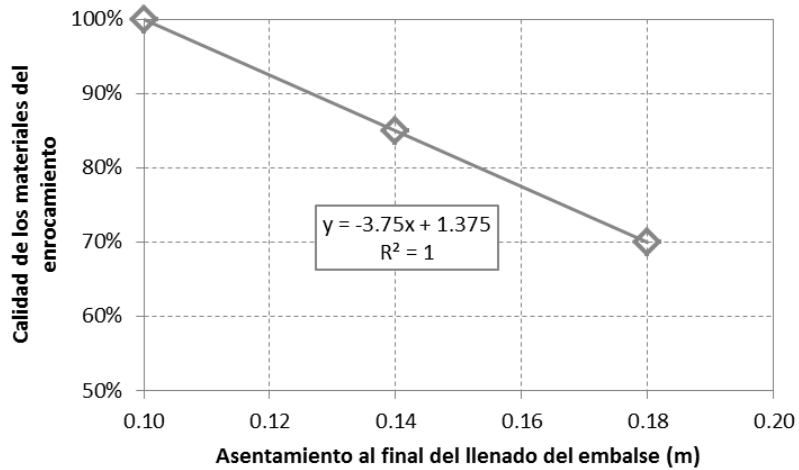


Figura 6.4Asentamiento al final del llenado del embalse

6.1.3. Desplazamientos de la cara de concreto en dirección del eje Y

La Figura 6.5 muestra los desplazamientos que se producen en dirección del eje Y. El signo positivo indica desplazamiento en dirección aguas abajo. Los resultados muestran que los máximos desplazamientos se presentan en el tercio medio, los cuales son del orden de 35 cm en el modelo con propiedades del 70%, de 30 cm en el modelo con 85% de las propiedades y de 25 cm en el modelo con el 100% de las propiedades.

Los desplazamientos son nulos en la base de la presa (debido a la acción del empotramiento), y aumentan para alcanzar su máximo valor a la altura de 60 m, es decir al 40% de su altura máxima (Figura 6.6).

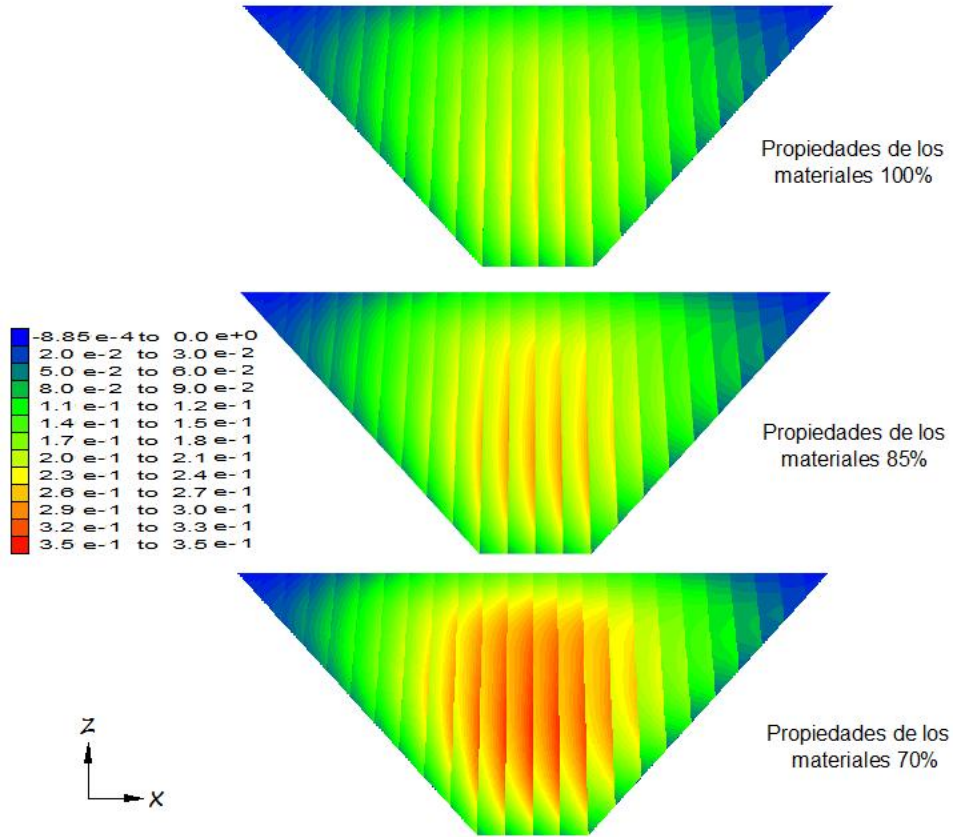


Figura 6.5 Desplazamientos de la cara de concreto en dirección al eje Y, en m

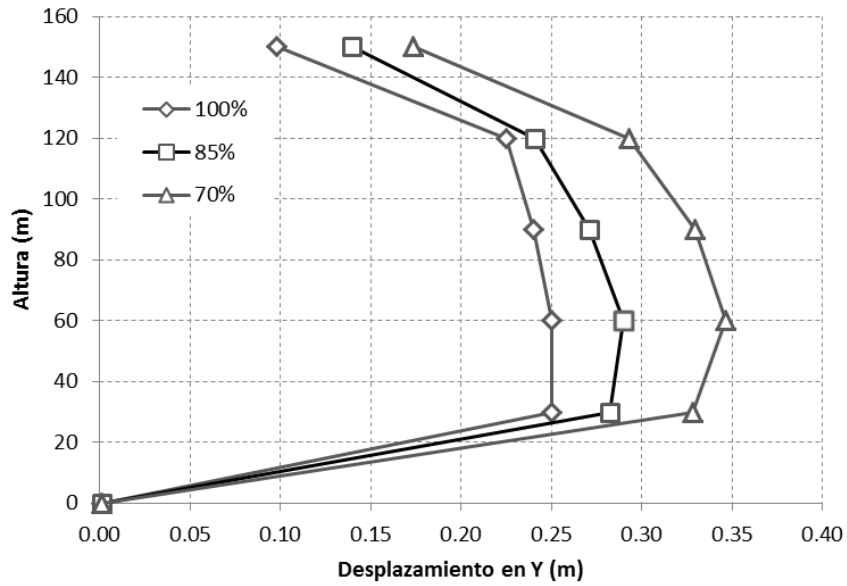


Figura 6.6 Desplazamientos en la losa central en dirección del eje Y

6.1.4. Magnitud de desplazamiento

La Figura 6.7 muestra la magnitud de los desplazamientos que se producen en la cara de concreto. Los resultados muestran que los máximos desplazamientos se presentan a 60 m de altura, los cuales son del orden de 50 cm en el modelo con propiedades del 70%, de 43 cm en el modelo con 85% de las propiedades y de 38 cm en el modelo con el 100% de las propiedades (Figura 6.8).

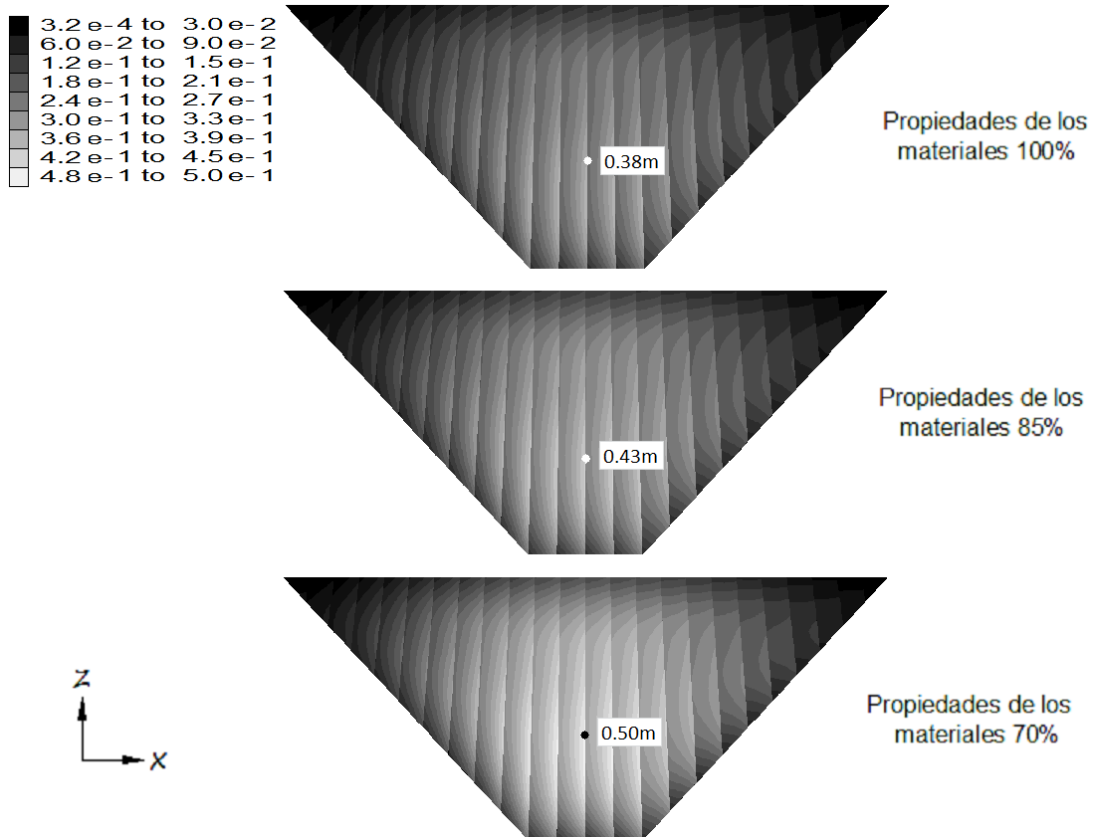


Figura 6.7 Magnitud de desplazamientos en la cara de concreto

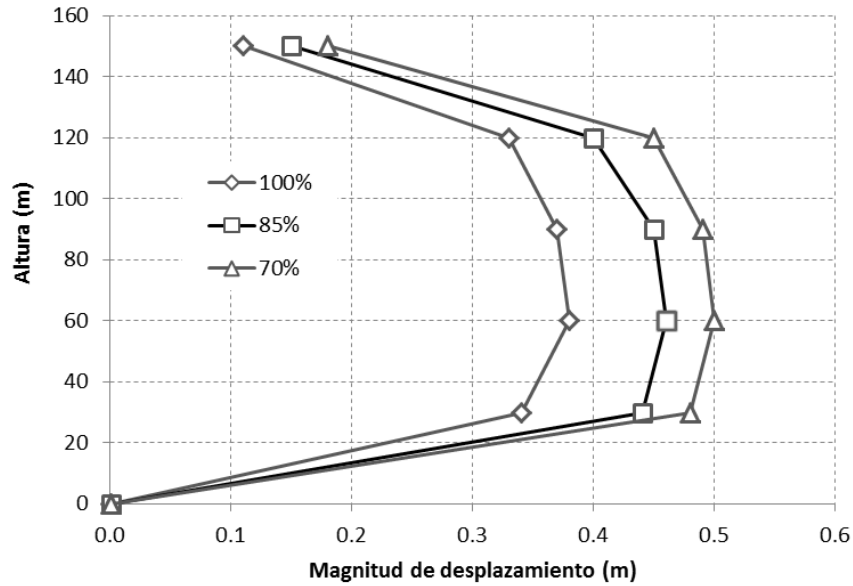


Figura 6.8 Magnitud de desplazamiento en la losa central

6.1.5. Esfuerzos normales a la cara de concreto σ_{yy}

En los tres modelos se evaluó la respuesta de la cara de concreto frente a la carga hidrostática aplicada. Los resultados muestran que la sección media superior está sometida a esfuerzos de compresión que no superan las 110 t/m^2 en los tres casos (Figura 6.9). Por otra parte, los esfuerzos de tensión se concentran en la sección inferior de la cara de concreto, aumentando con la disminución de las propiedades de los materiales. Las máximas tensiones se alcanzan en el caso con materiales al 70% llegando a 700 t/m^2 (Figura 6.10). La resistencia a la tensión del concreto se considera como el 20% de f'_c , (considerándose $f'_c=2500 \text{ t/m}^2$) lo cual equivale a 500 t/m^2 . **Esto indica que en los casos con compactación deficiente del enrocamiento (propiedades de los materiales al 85% y 70%), las losas centrales podrían presentar agrietamiento.**

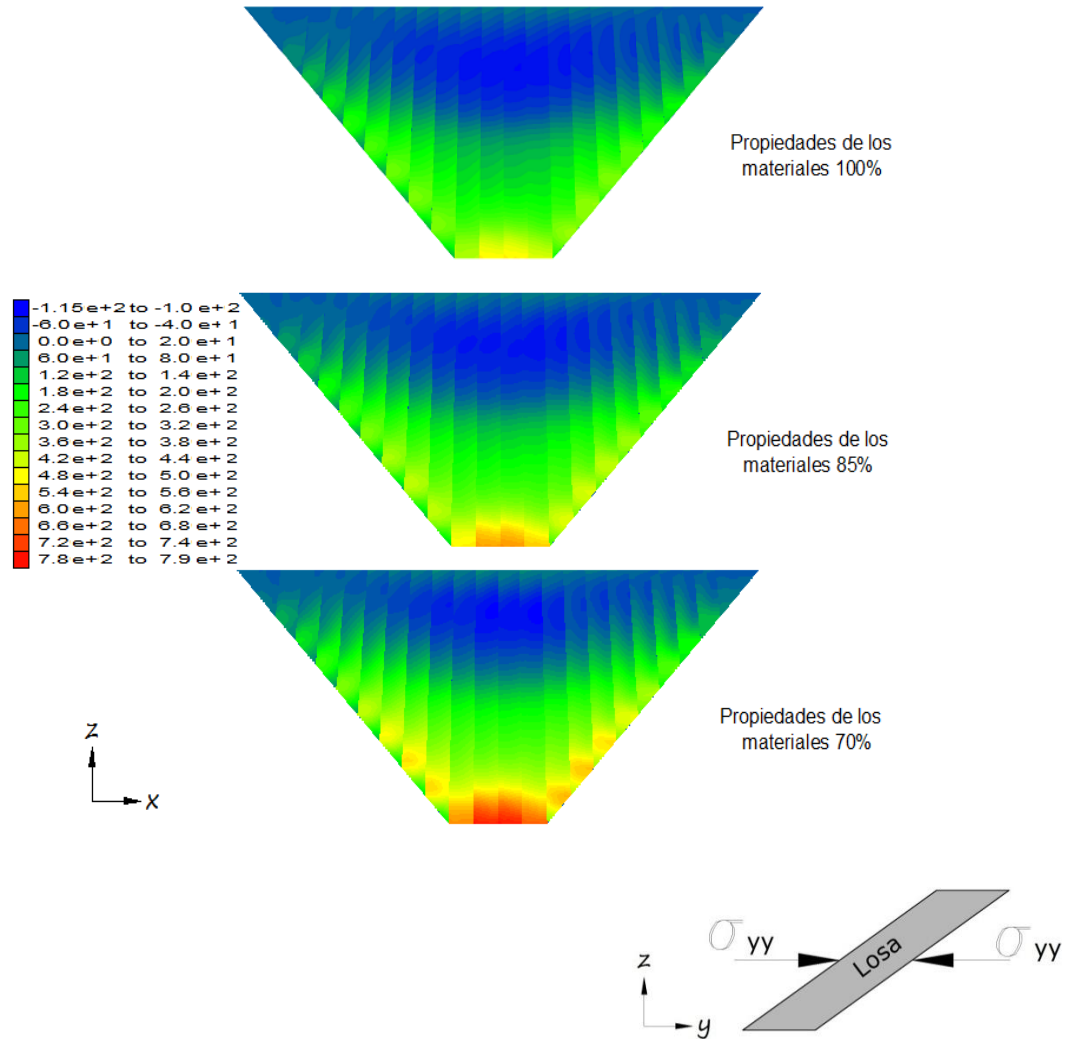


Figura 6.9 Esfuerzos normales σ_{yy} en la cara de concreto, en t/m^2

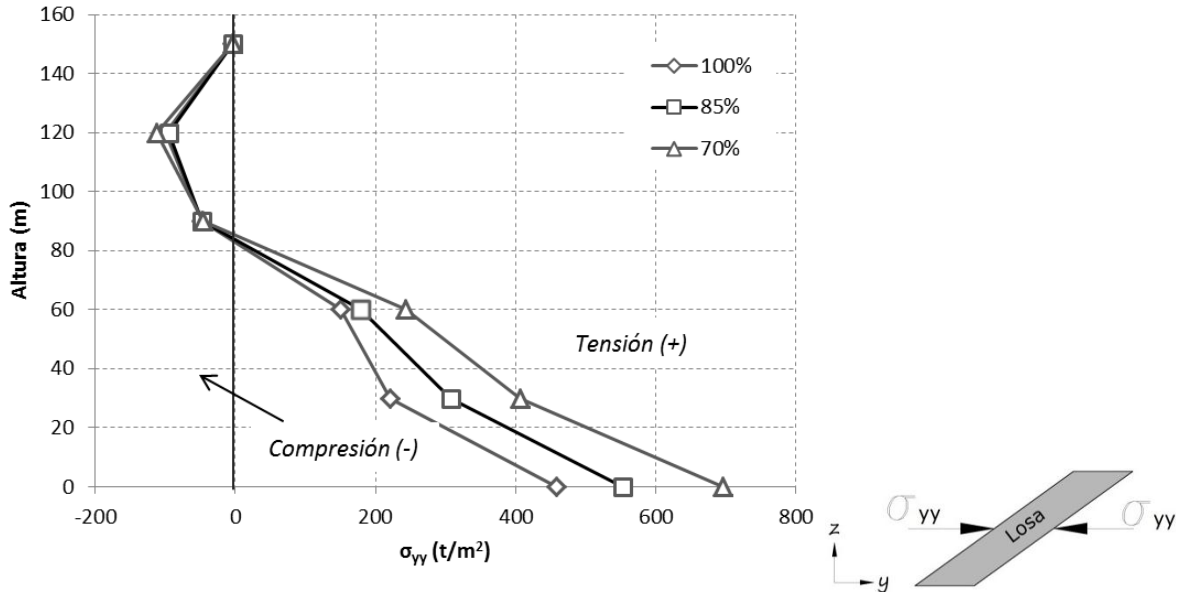


Figura 6.10 Esfuerzos normales σ_{yy} en el centro de la cara de concreto

6.1.6. Esfuerzos normales en las juntas de las losas σ_{xx}

Los esfuerzos normales entre losas muestran que la cara de concreto soporta compresión en la parte central y tensión en la margen derecha e izquierda (lo cual es congruente con observaciones instrumentales en cortinas recientes). La magnitud de esfuerzos de tensión se incrementa con la disminución de las propiedades del enrocamiento, alcanzando 440 t/m² en el caso con las propiedades de los materiales al 70%. La resistencia del concreto a la compresión simple es de 2500 t/m², y a la tensión 500 t/m², por lo cual se demuestra que no se excede la resistencia del concreto en la cara impermeable (Figura 6.11).

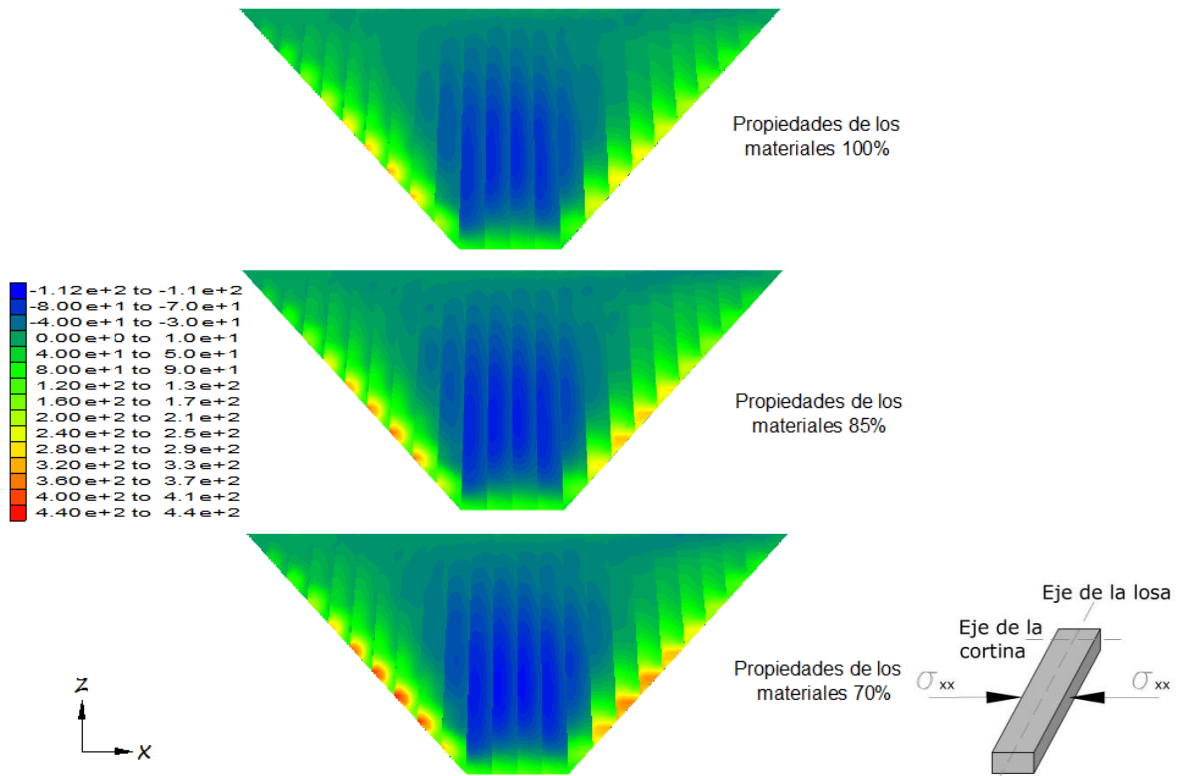


Figura 6.11 Esfuerzos normales σ_{xx} en la cara de concreto, en t/m^2

6.1.7. Dislocación entre losas

Los desplazamientos de corte entre las losas que colindan en la junta central, evidencian la dislocación entre ellas. Como se muestra en la Figura 6.12 la dislocación alcanza su máximo valor en la parte inferior de la cara de concreto. La diferencia de valores de dislocación entre los tres modelos no es muy notoria, sin embargo, la presa con las menores propiedades presenta los valores más elevados (20 cm en la parte inferior de la cara de concreto).

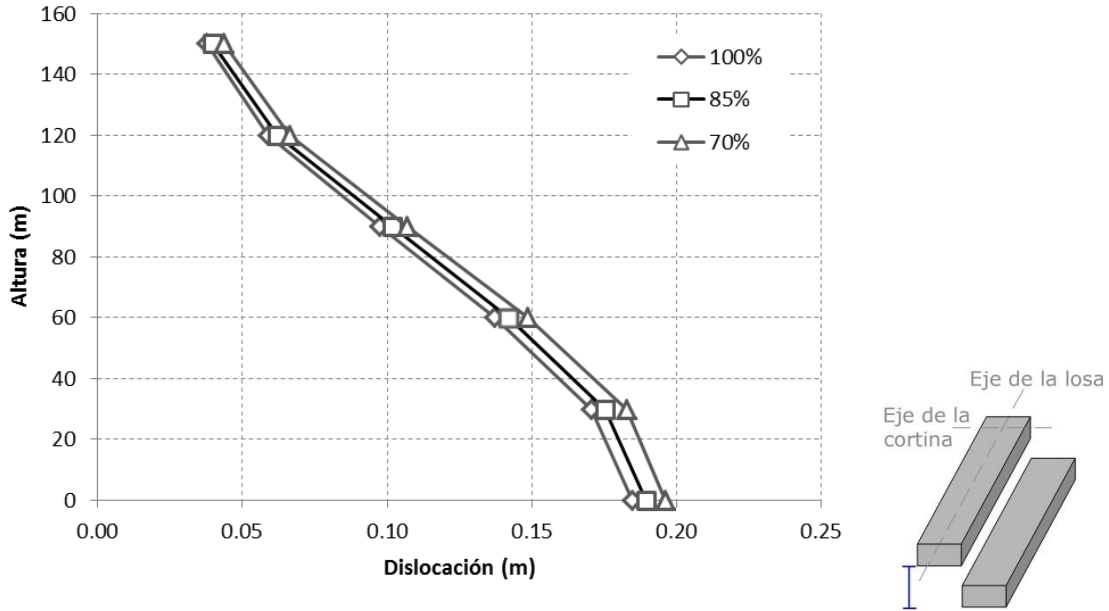


Figura 6.12 Dislocación entre las losas centrales

6.2. EFECTO DE LAS JUNTAS HORIZONTALES

A continuación se muestran los resultados de los modelos con variación en las propiedades del enrocamiento, adicionando esta vez los diferentes casos con juntas horizontales. Como se enunció anteriormente, se evaluaron dos casos, en el primero (A) las propiedades de las juntas horizontales son 100 veces mayores que las de las juntas verticales; y el caso B, 10 veces mayores.

6.2.1. Presa con propiedades de los materiales al 100%

Desplazamiento en Y

Los desplazamientos en dirección al eje Y (Figura 5.8) en la cara de concreto se ven afectados si existen juntas horizontales en esta. Como se muestra en la Figura 6.13 existe una discontinuidad en cuanto a desplazamientos en la zona donde se encuentra la junta horizontal. En la Figura 6.14 se observa una diferencia de desplazamientos entre la losa arriba y debajo de la junta horizontal. El caso más desfavorable es aquel en el que la junta se encuentra en la parte baja de la cara de concreto, en el caso 1B, en el cual los desplazamientos aumentan alrededor de 10% con respecto al caso sin juntas horizontales.

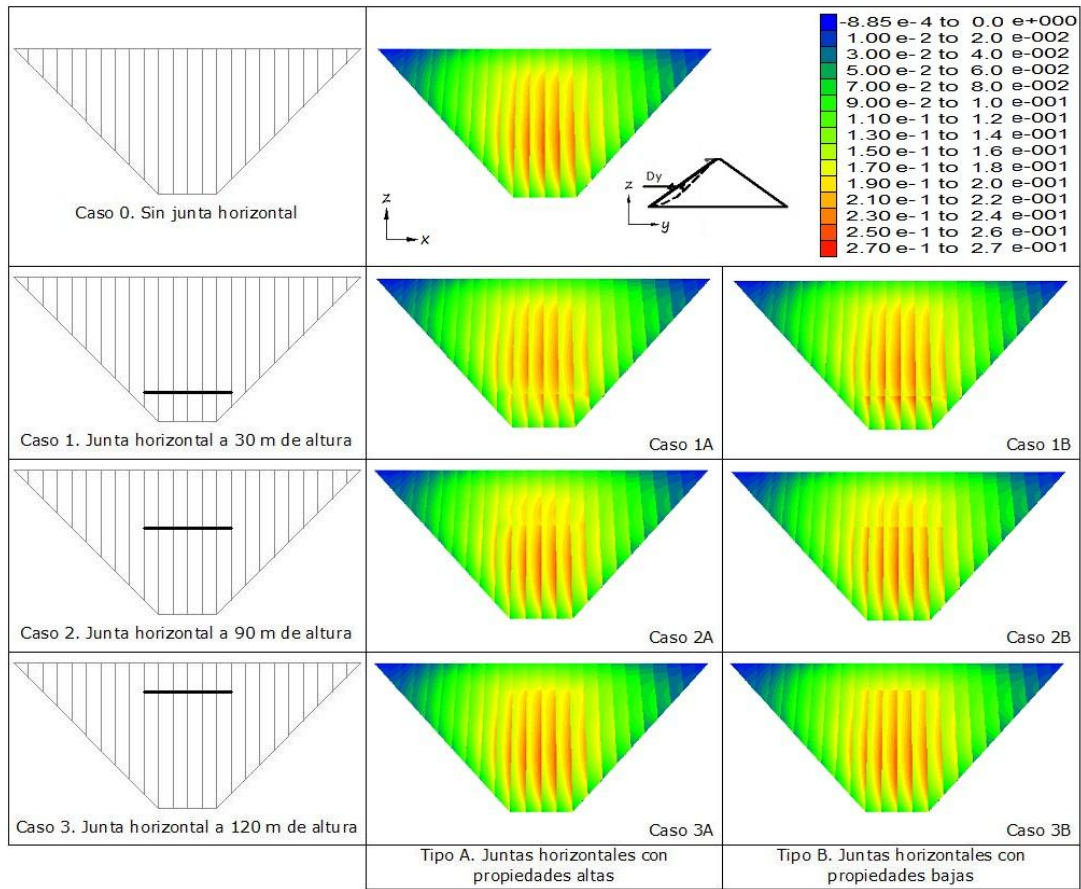


Figura 6.13 Desplazamientos en dirección del eje Y al final del llenado del embalse (propiedades al 100%), en m

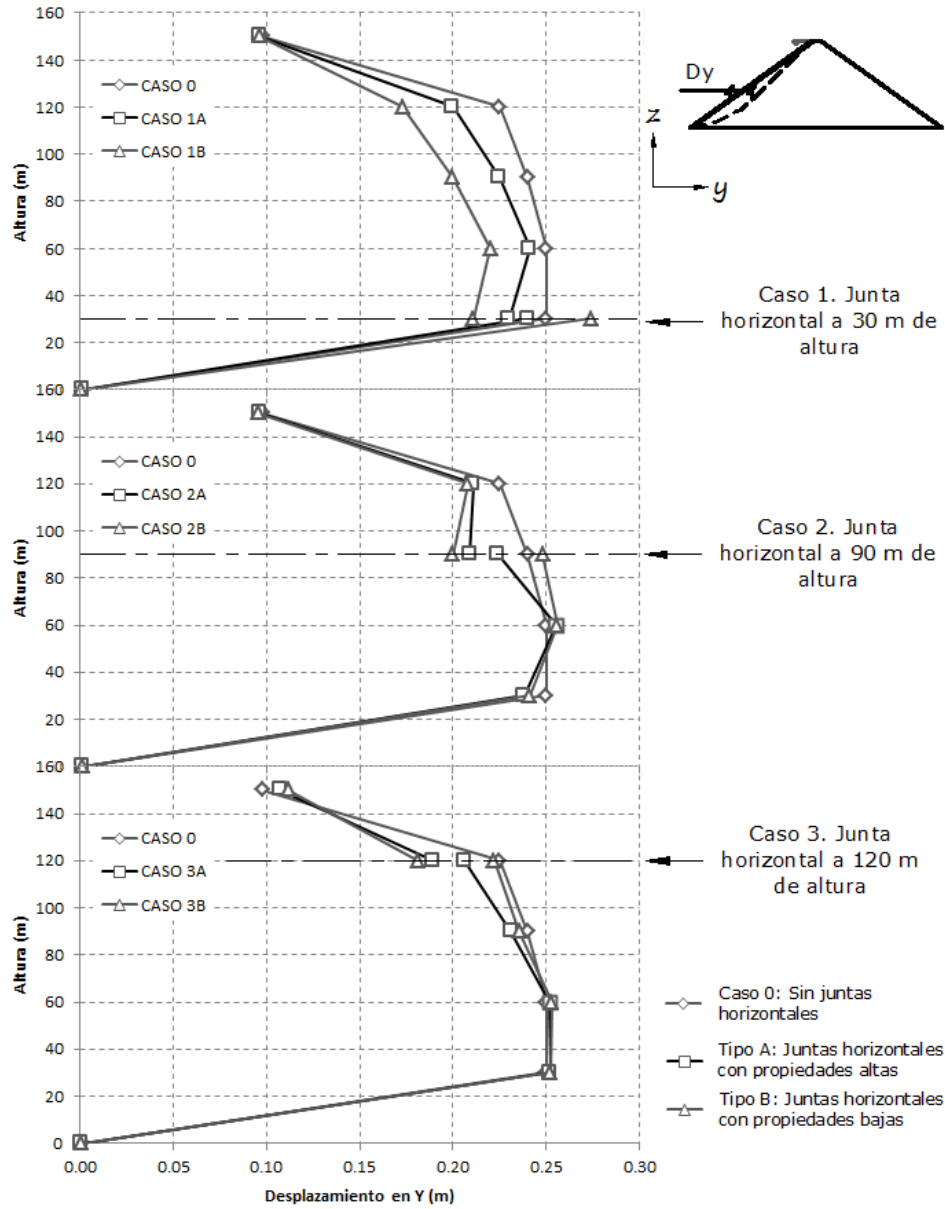


Figura 6.14 Desplazamientos en dirección del eje Y, en la junta central por llenado del embalse (propiedades al 100%)

Magnitud de desplazamiento

La magnitud de los desplazamientos de la cara de concreto (Figura 6.15) se ven afectados si existen juntas horizontales en esta. El caso más desfavorable es aquel en el que la junta se encuentra en la parte baja de la cara de concreto, en el caso 1B, en el cual los desplazamientos son de alrededor de 40 cm, mientras que en el caso sin juntas horizontales, el máximo desplazamiento es de 38 cm.

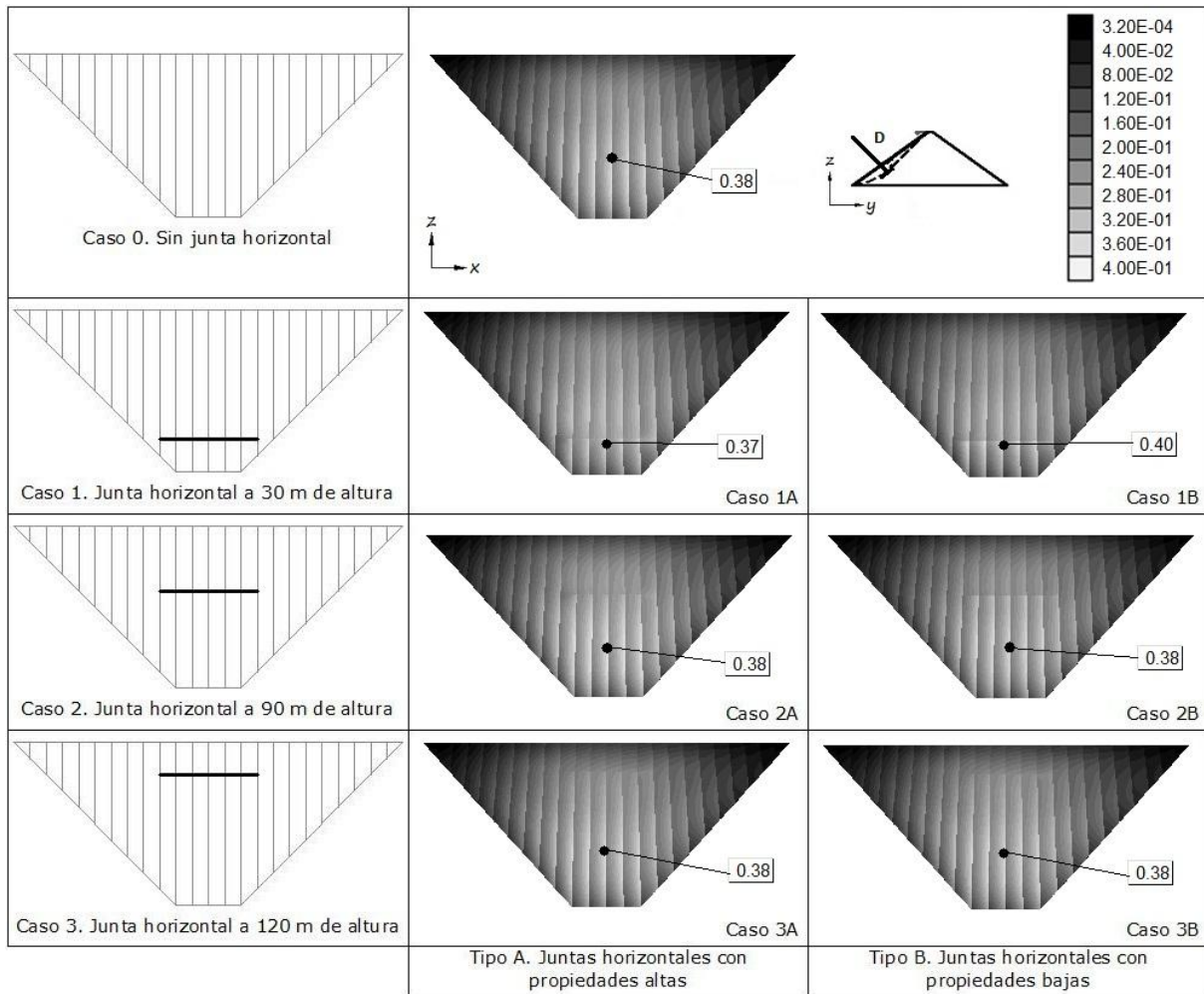


Figura 6.15 Magnitud de desplazamientos al final del llenado del embalse (propiedades al 100%), en m

Esfuerzos

En el Caso 0, la cara de concreto soporta esfuerzos de compresión en la parte superior, mientras que los esfuerzos de tensión se encuentran en la parte baja. El comportamiento en los casos 1, 2 y 3 presenta algunas variaciones con respecto al caso inicial sin juntas horizontales. Sin embargo, el caso que más difiere de la respuesta inicial es el caso 1, en el que la junta horizontal se ubica a 30 m de altura; con mayor tensión en el caso 1A y menor tensión en el 1B en ese punto en específico (Figura 6.17).

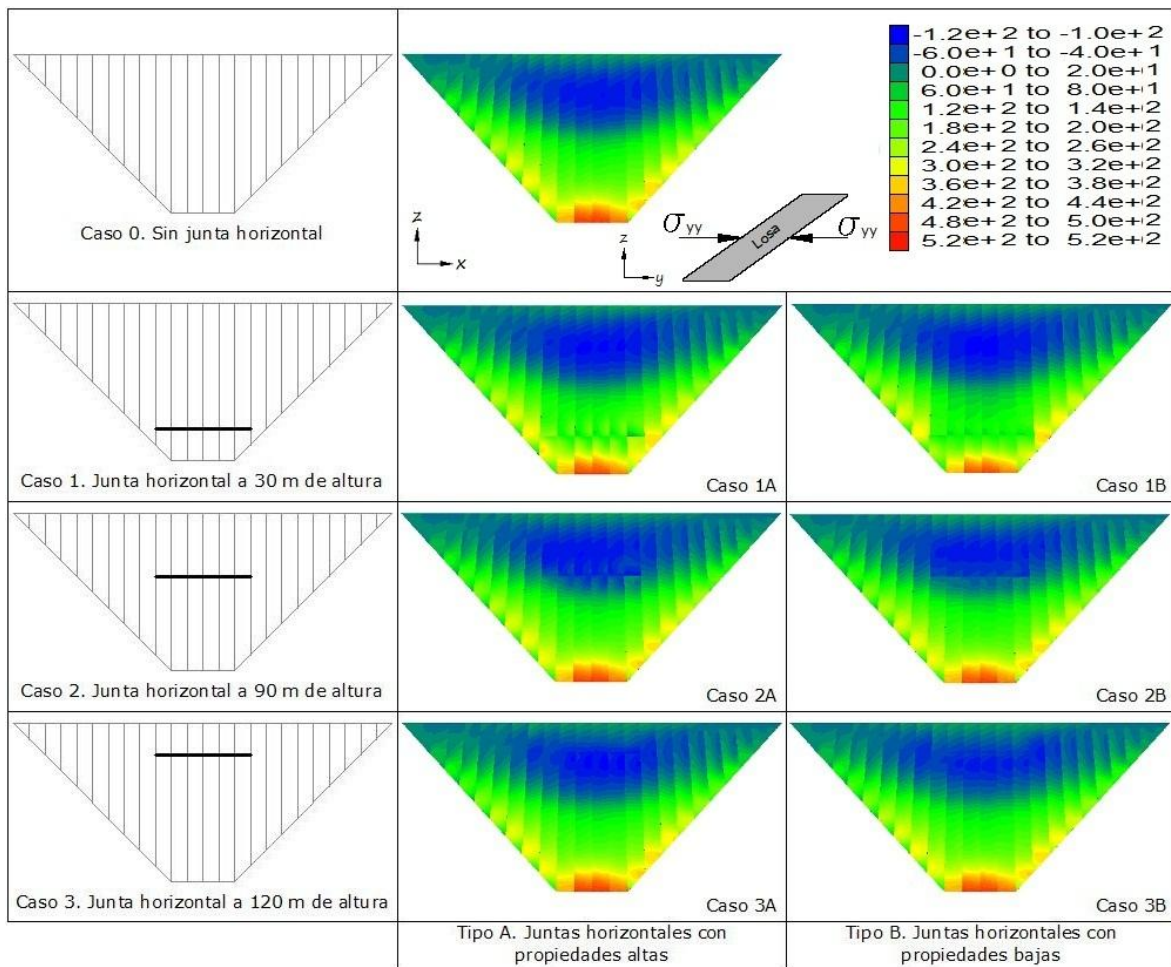


Figura 6.16 Esfuerzos normales en la cara de concreto al final del llenado del embalse (σ_{yy}), en t/m^2 (propiedades al 100%)

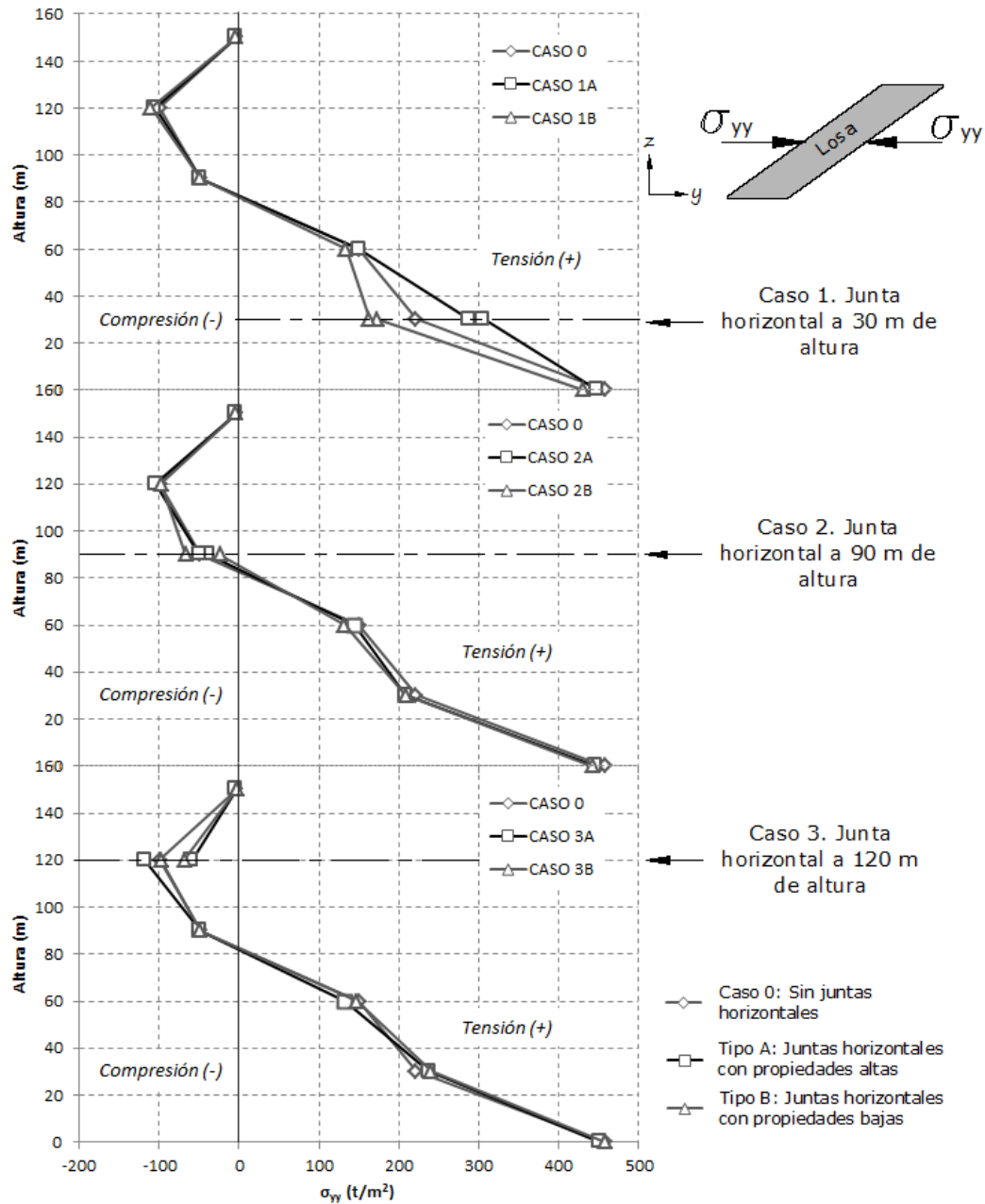


Figura 6.17 Esfuerzos normales en las losas centrales por llenado del embalse (σ_{yy}) (propiedades al 100%)

Los esfuerzos normales entre las losas σ_{xx} son de tensión en las márgenes izquierda y derecha de la cara de concreto (alrededor de 330 t/m² en todos los casos). En la parte central se concentran los esfuerzos de compresión, de 120 t/m² en el caso sin juntas horizontales. Los valores de compresión más altos se registran en el caso 2A, donde los esfuerzos de compresión en la zona de la junta horizontal es de 255 t/m² (Figura 6.18).

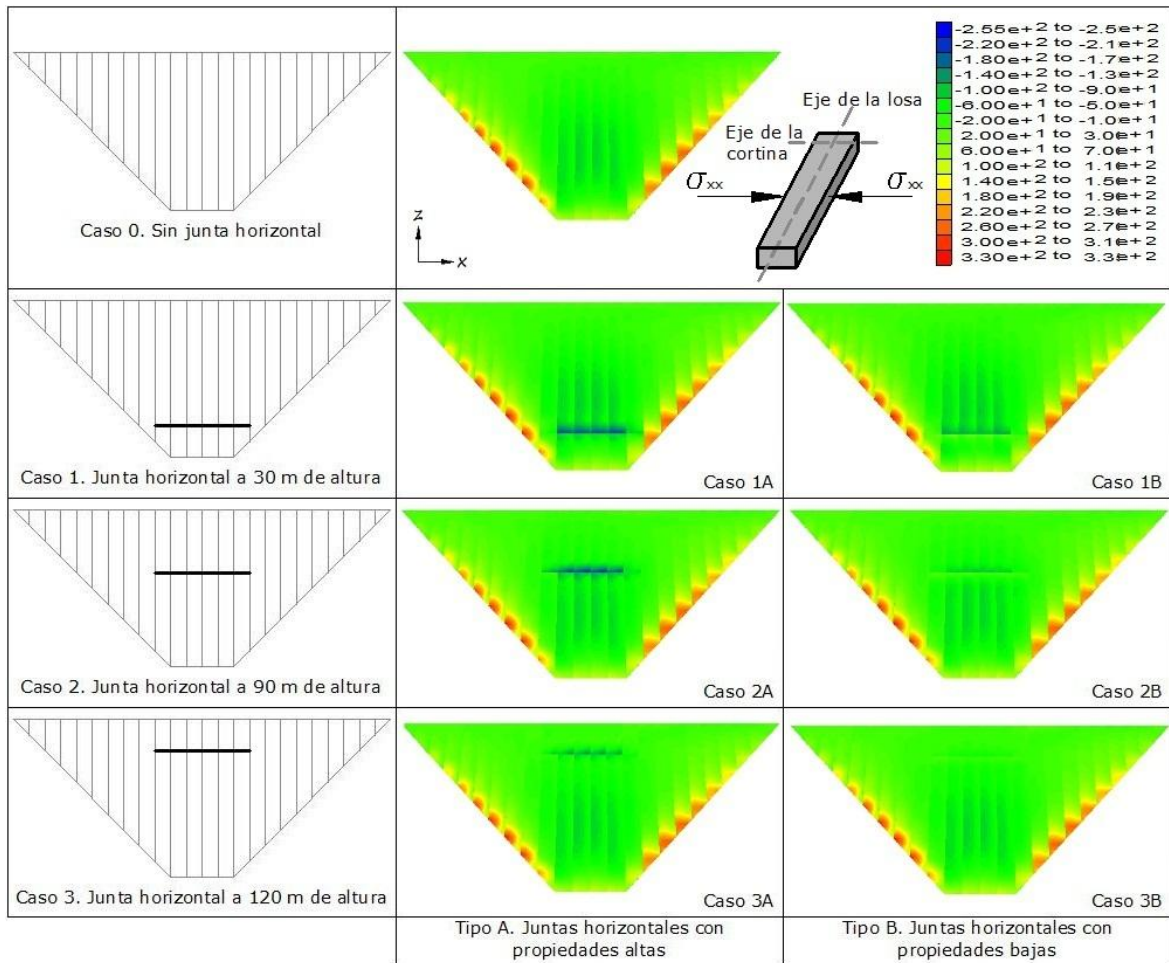


Figura 6.18 Esfuerzos normales en las juntas de las losas al final del llenado del embalse (σ_{xx}), en t/m^2 (propiedades al 100%)

En la Figura 6.19 se muestra la variación de esfuerzos en la junta central en cada uno de los casos. Se observa un aumento considerable en la zona de las juntas horizontales, con respecto al caso si estas. Se registra un incremento de los esfuerzos de compresión del 210% en el caso 1A, 155% en el caso 2A, y 137% en el caso 3A. En cuanto a los casos B, se destaca que su comportamiento no difiere en gran proporción que el caso sin juntas horizontales.

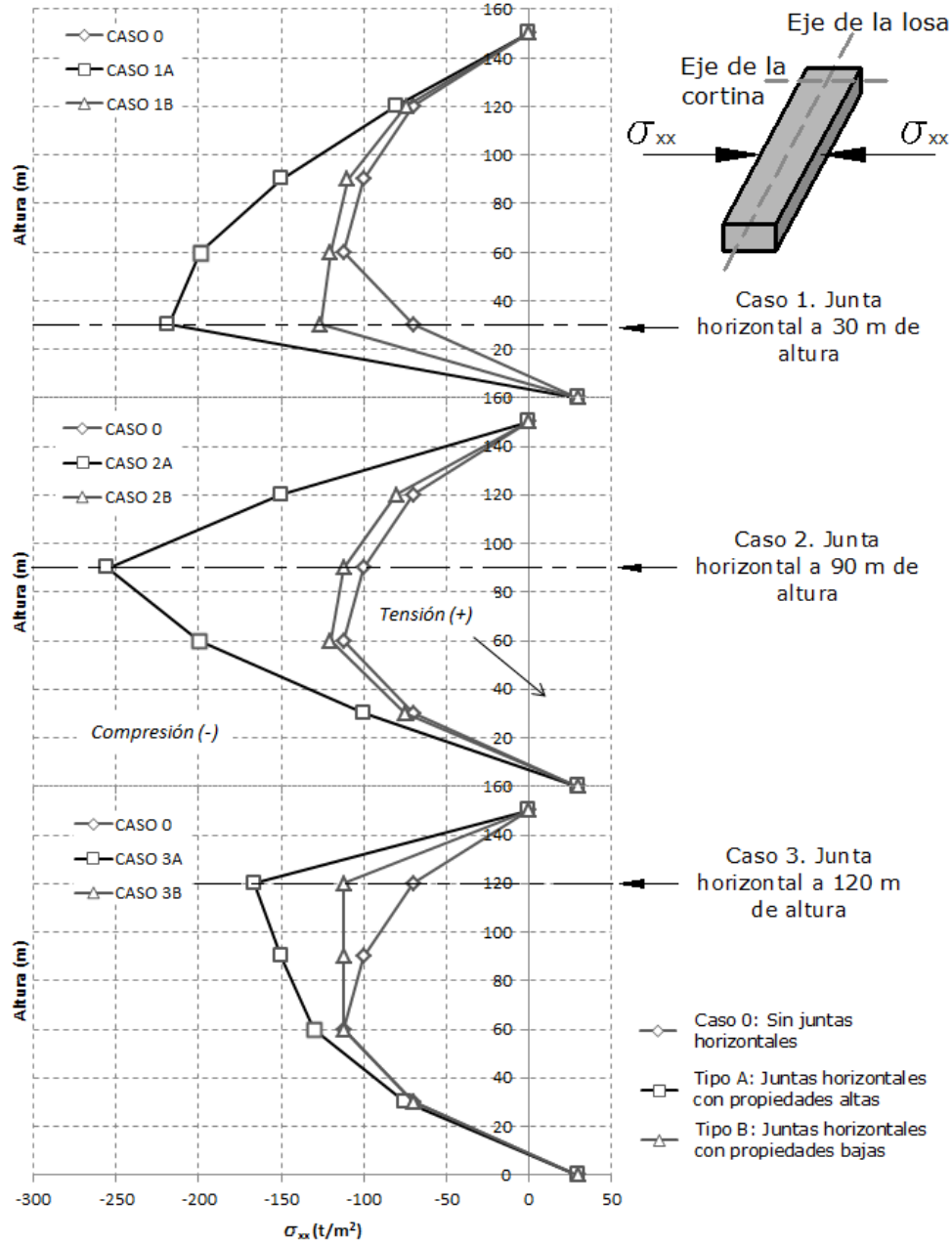


Figura 6.19 Esfuerzos normales en las juntas de las losas en la junta central por llenado del embalse (σ_{xx}) (propiedades al 100%)

Dislocación

En el Caso 1, la dislocación máxima se alcanza en la base de la cortina, y con el caso en que las juntas horizontales tienen propiedades bajas. No obstante, esta condición de discontinuidad genera la reducción la magnitud de dislocación en la parte superior de la junta horizontal en ambos casos (caso 1A y 1B). En el caso 2, a la altura de construcción de la junta horizontal la dislocación aumenta en un 30%, cuando las propiedades de dicha junta son bajas. No obstante, cuando estas propiedades son altas la dislocación disminuye 20%. Al igual que en el caso 3 en el que la dislocación aumenta con propiedades bajas en las juntas horizontales y disminuye con propiedades altas (Figura 6.20).

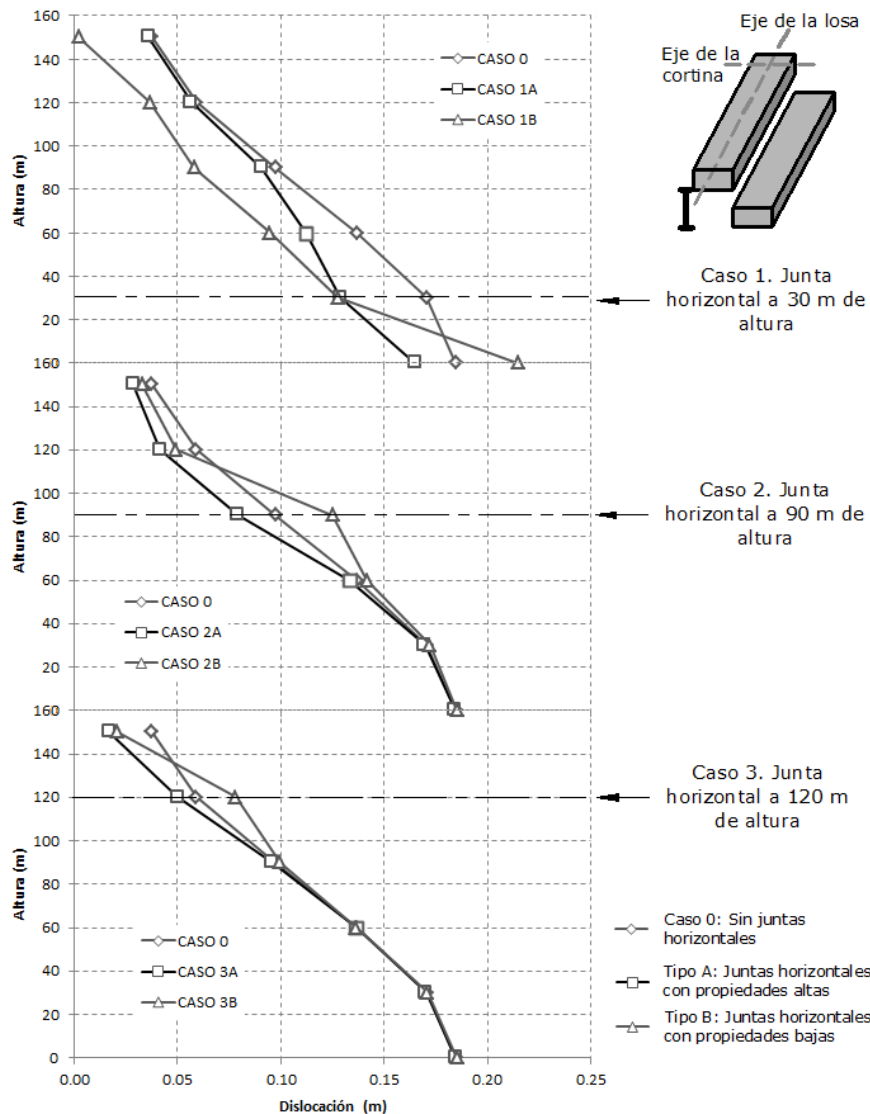


Figura 6.20 Dislocación entre losas en la junta central por llenado del embalse (propiedades al 100%)

6.2.2. Presa con propiedades de los materiales al 85%

Desplazamiento en Y

Los desplazamientos normales a la cara de concreto presentan un comportamiento similar que en la presa con propiedades de los materiales al 100%. El caso más desfavorable es aquel en el que la junta se encuentra en la parte baja de la cara de concreto, en el Caso 1B, en el cual los desplazamientos aumentan alrededor de 7% con respecto al caso sin juntas horizontales. La Figura 6.21 muestra una discontinuidad en los desplazamientos en la junta horizontal. En los casos con juntas tipo B los desplazamientos aumentan, mientras que en los modelos con juntas tipo A los desplazamientos disminuyen con respecto al caso inicial, esto se debe a que se induce una discontinuidad, pero se genera una abertura en esta zona (Figura 6.22).

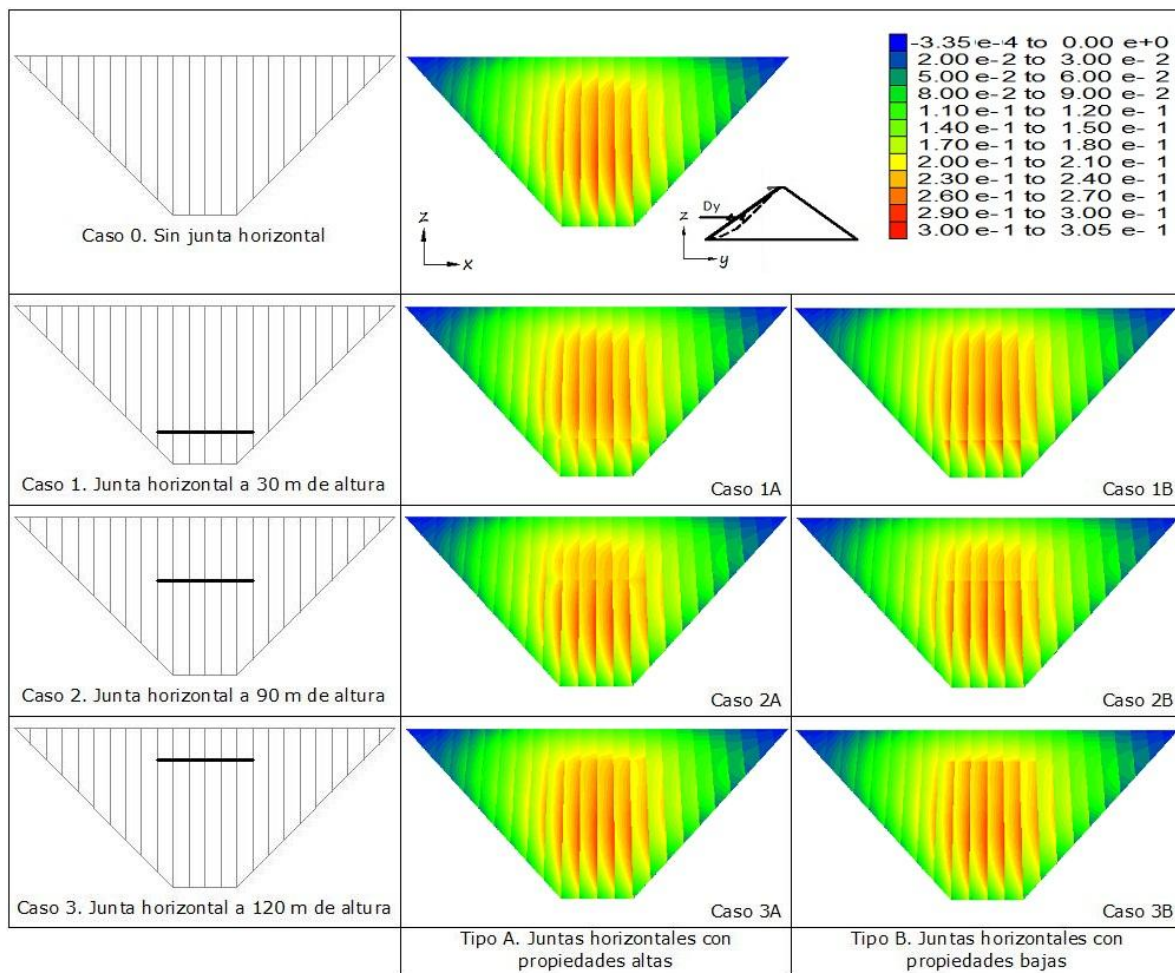


Figura 6.21 Desplazamientos normales en la cara de concreto al final del llenado del embalse, en m (propiedades al 85%)

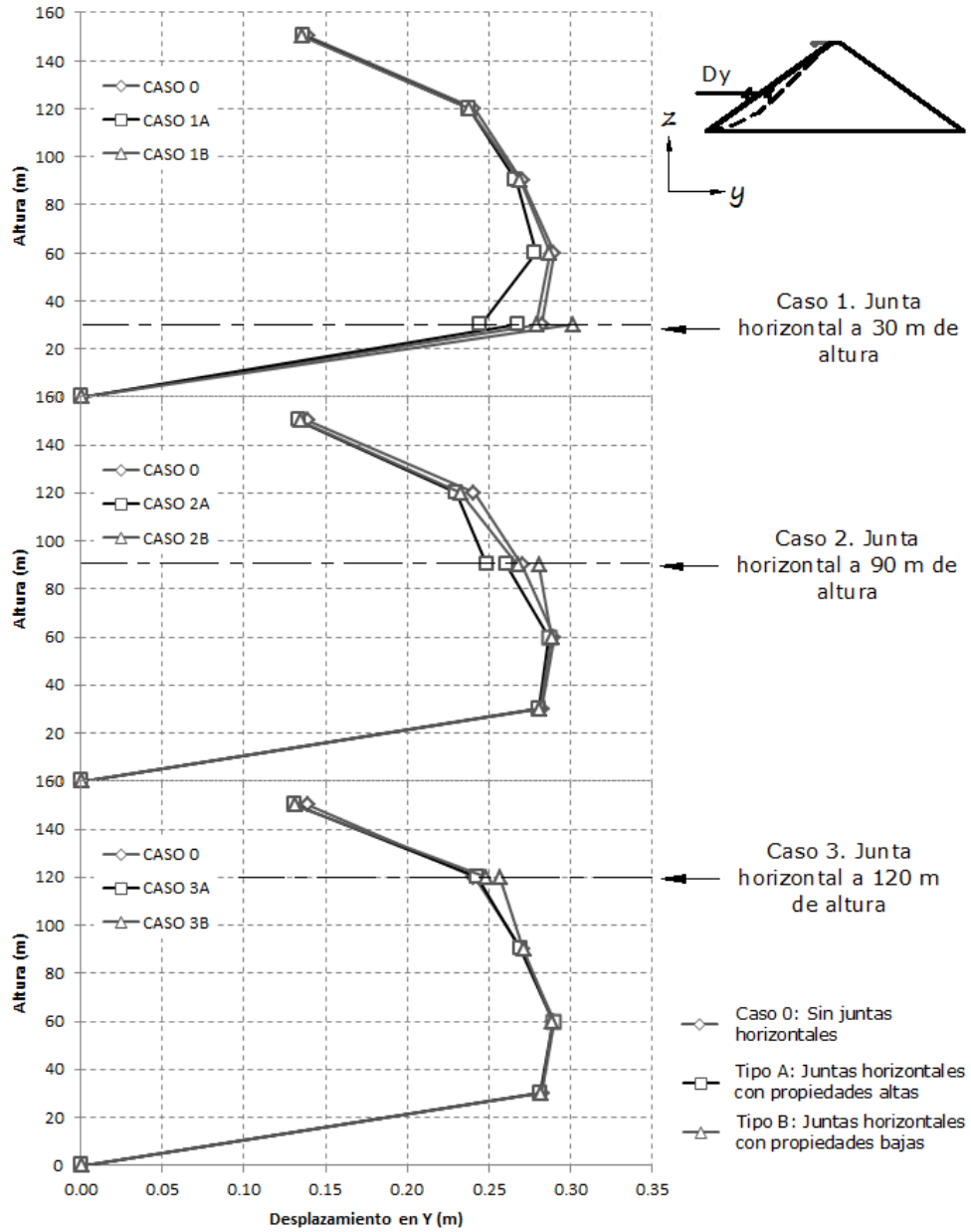


Figura 6.22 Desplazamientos normales en la junta central por llenado del embalse (propiedades al 85%)

Magnitud de desplazamientos

El caso más desfavorable en cuanto a magnitud de desplazamientos es el caso 1B (junta horizontal a 30 m de altura, con propiedades bajas de los materiales) el cual registra 47 cm en la zona inferior a la junta horizontal. Mientras que el caso 0 sin junta horizontal registra un desplazamiento de 43 cm a la altura de 60 m (Figura 6.23).

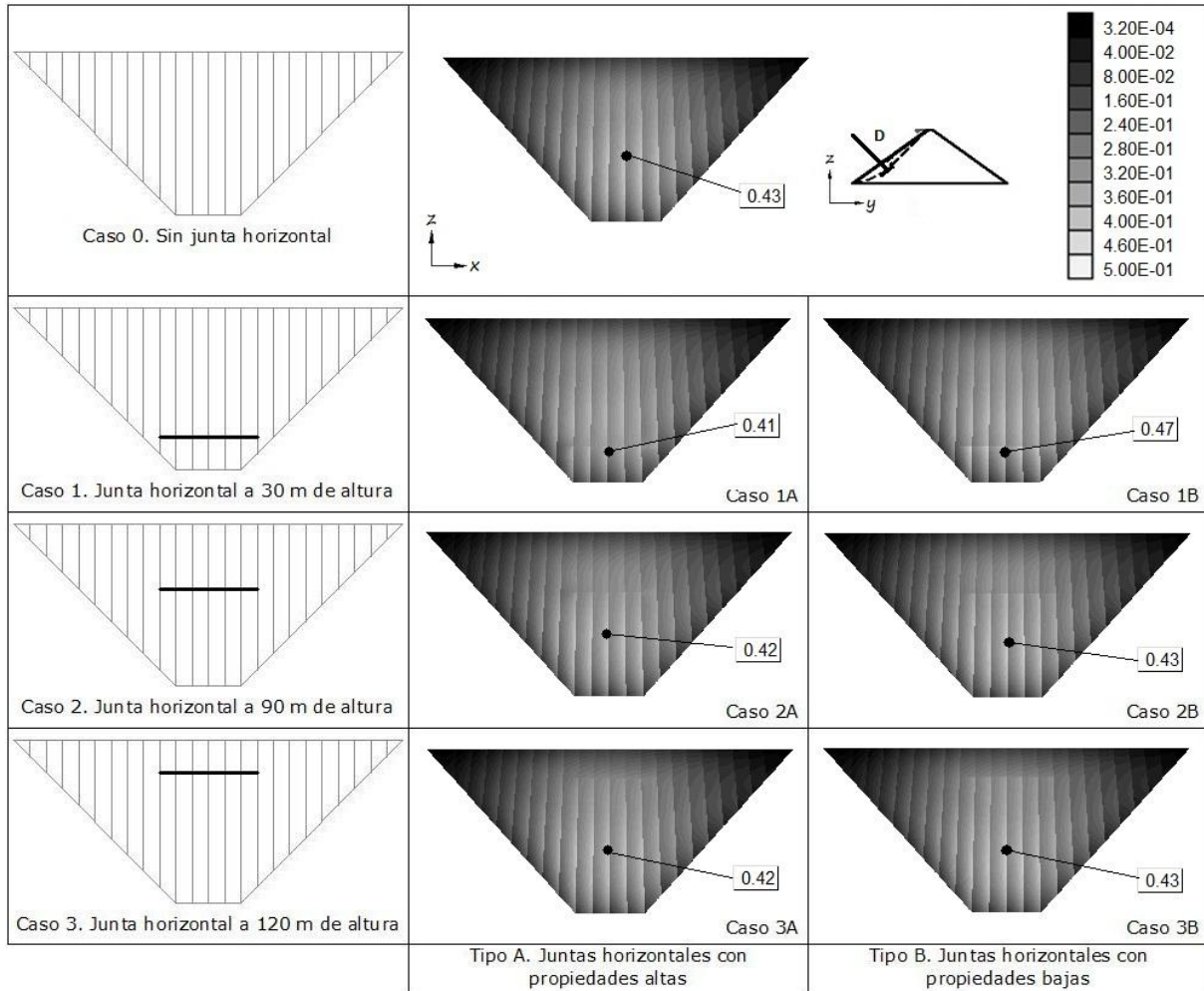


Figura 6.23 Magnitud de desplazamientos en la cara de concreto al final del llenado del embalse, en m (propiedades al 85%)

Esfuerzos

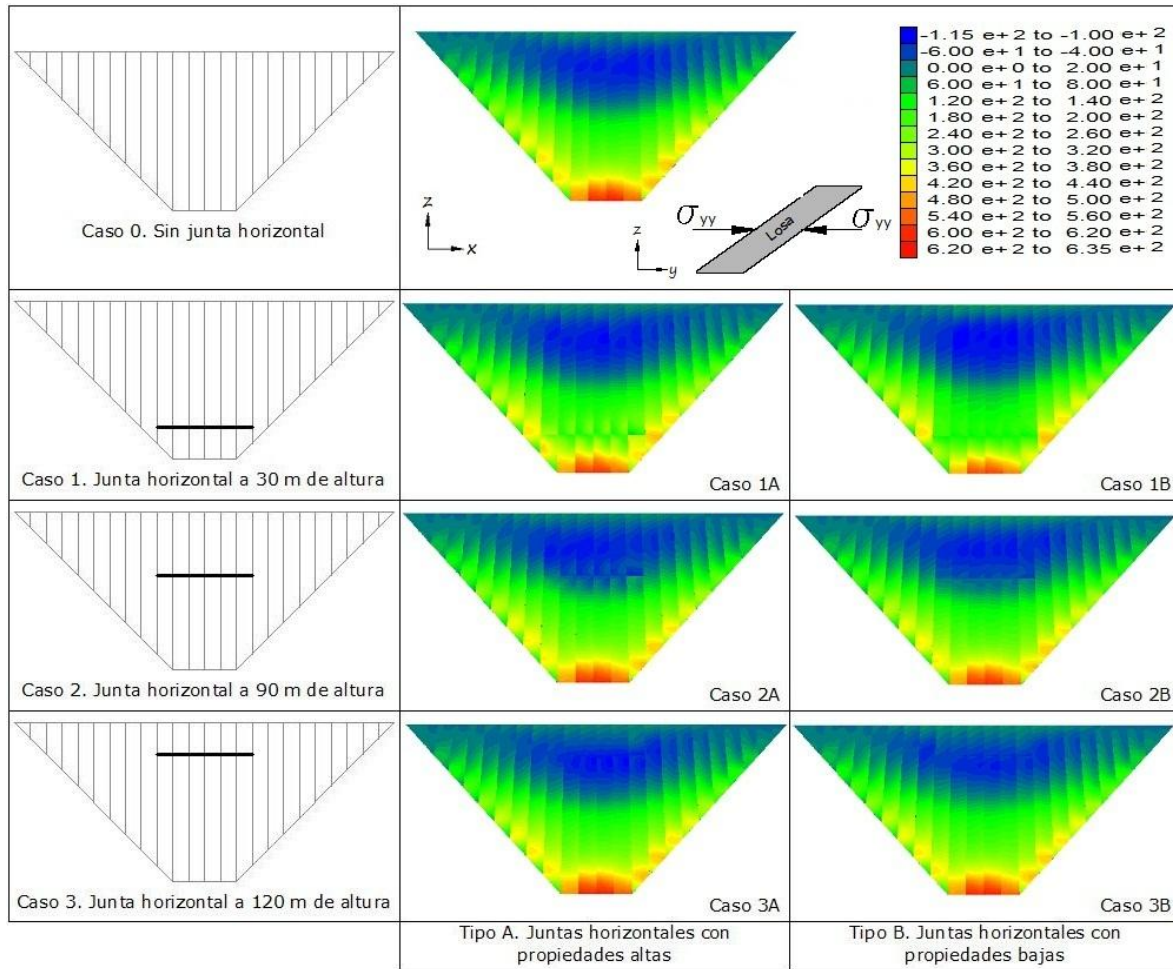


Figura 6.24 Esfuerzos normales en la cara de concreto al final del llenado del embalse (σ_{yy}), en t/m^2 (propiedades al 85%)

En cuanto a los esfuerzos normales a la cara de concreto, la respuesta con juntas horizontales de altas propiedades se asemeja a la dada sin juntas horizontales. No obstante, cuando se construyen juntas horizontales de propiedades bajas, los esfuerzos difieren de los originales sobretudo cuando las juntas se construyen en la parte baja de la cara de concreto, como se muestra en la Figura 6.25

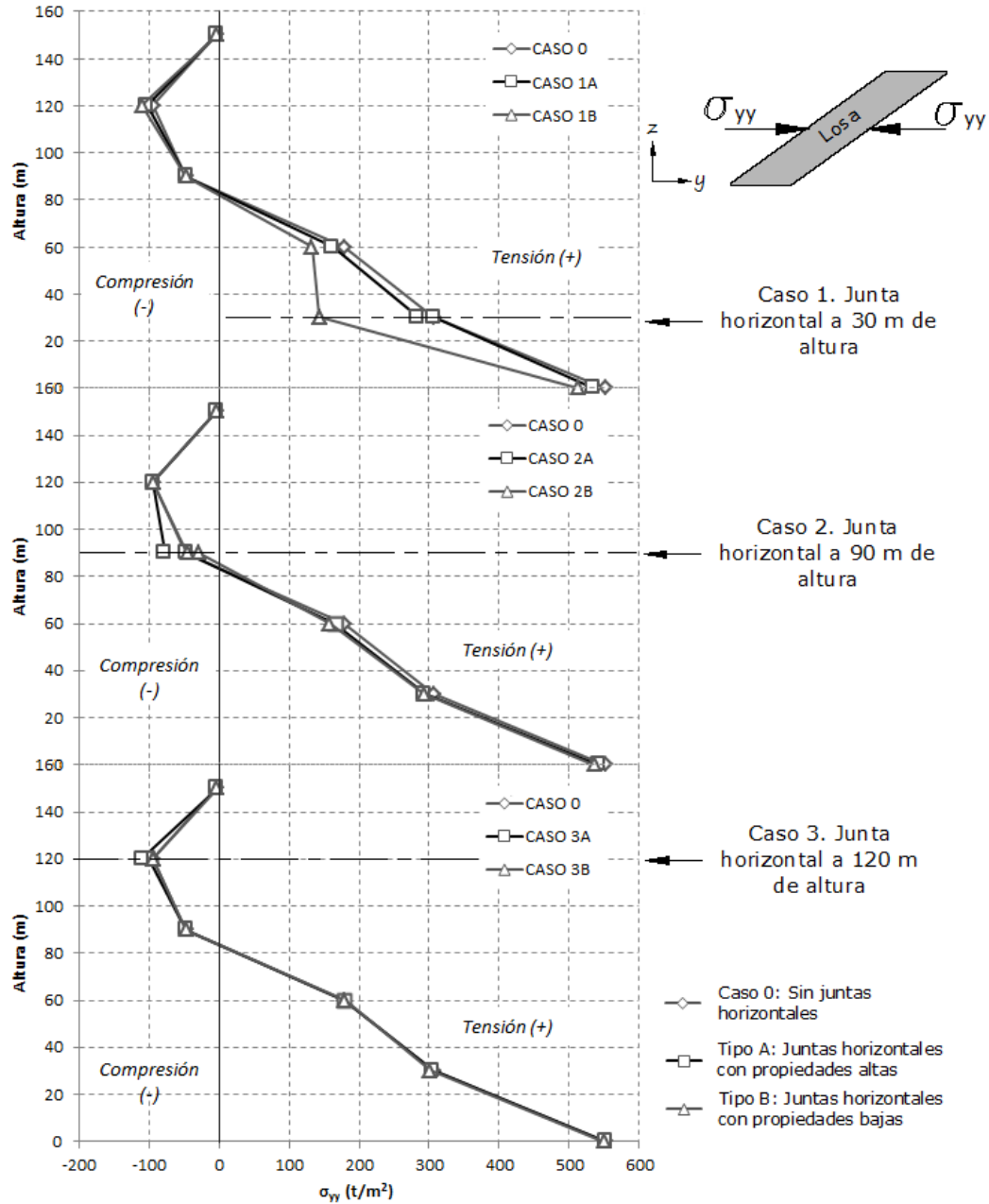


Figura 6.25 Esfuerzos normales en las losas centrales por llenado del embalse (σ_{yy}) (propiedades al 85%)

Se presentan concentraciones de esfuerzos de compresión entre las losas, en el área de las juntas horizontales, como se aprecia en la Figura 6.26. Los esfuerzos de tensión se generan en las zonas próximas al valle, y su valor es el mismo en todos los casos analizados.

Los casos 1B, 2B y 3B, en los que las juntas horizontales tienen propiedades bajas, no muestran una variación importante de esfuerzos en la junta central con respecto al caso 0.

La Figura 6.27 muestra que el caso en el que los esfuerzos de tensión son mayores es el 2A, en el cual los esfuerzos a 90 m de altura (altura de construcción de la junta horizontal) están próximos a 300 t/m², seguido por el caso 1A que ronda las 250 t/m², y el caso 3A con 200 t/m².

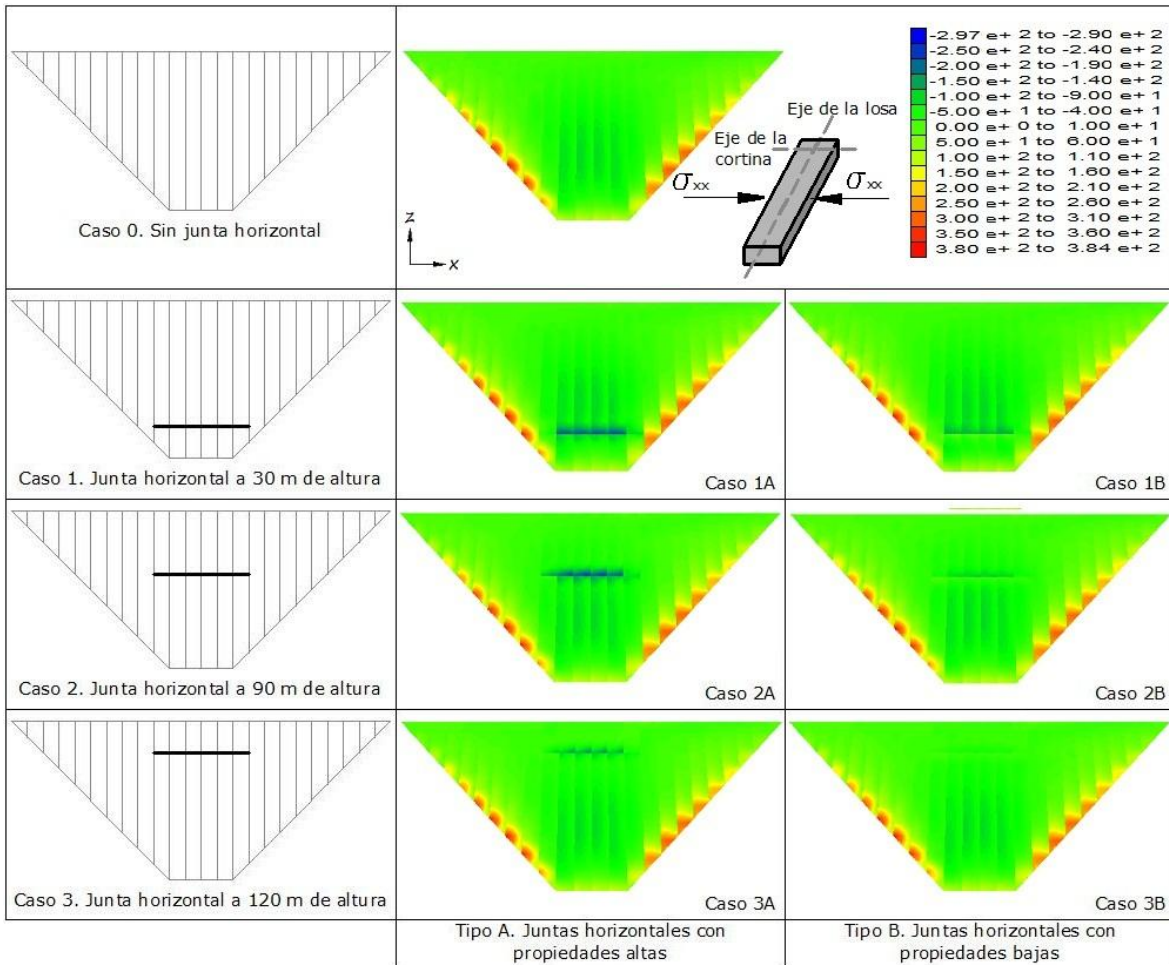


Figura 6.26 Esfuerzos normales en las juntas de las losas al final del llenado del embalse (σ_{xx}), en t/m²(propiedades al 85%)

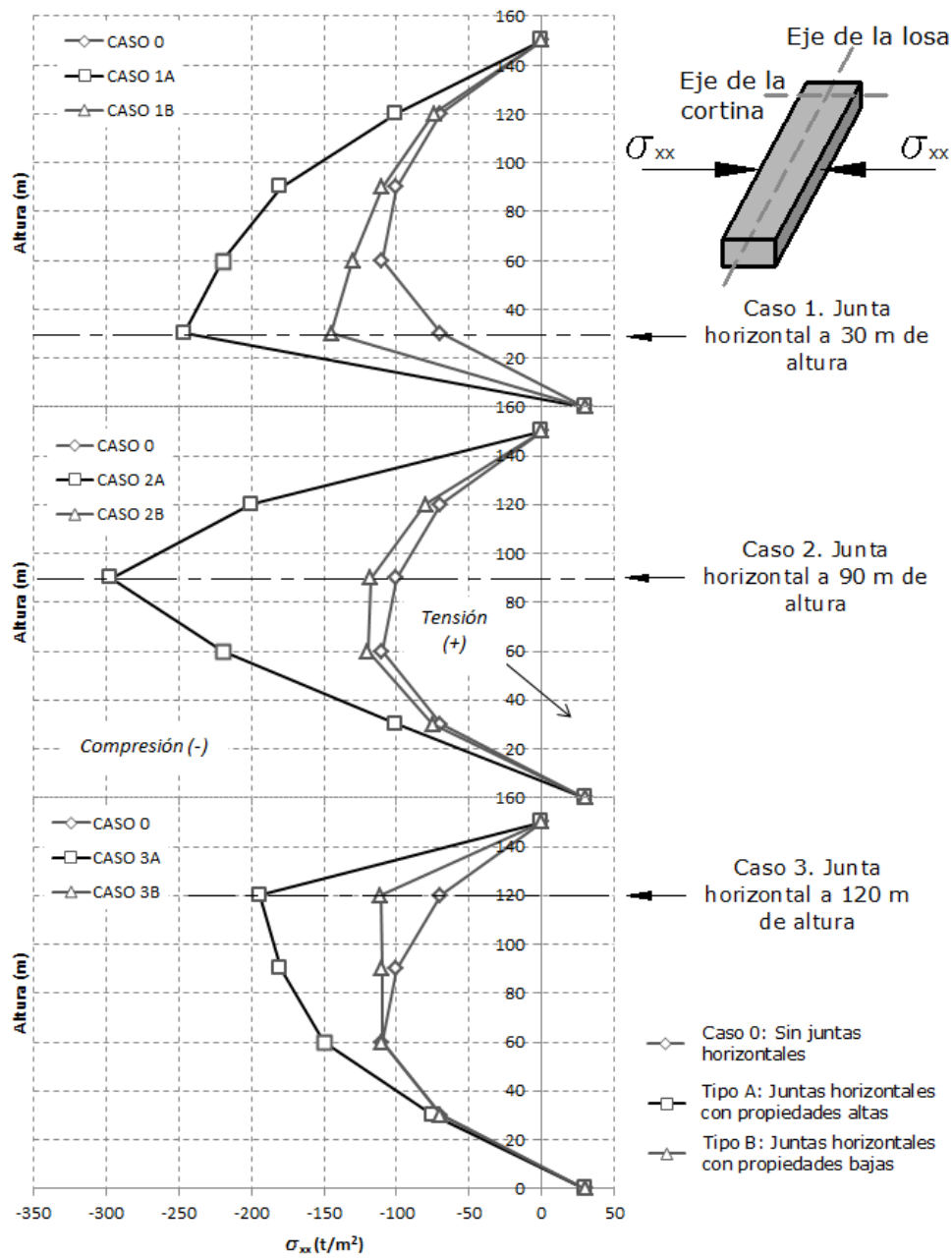


Figura 6.27 Esfuerzos normales en las juntas de las losas en la junta central por llenado del embalse (σ_{xx}) (propiedades al 85%)

Dislocación

La dislocación presenta un máximo en la zona en la cual se construyen las juntas horizontales. En los tres casos de ubicación de las juntas, la mayor dislocación se da cuando las juntas tienen propiedades bajas, encontrándose el mayor valor en el caso 1B con 22 cm (Figura 6.28).

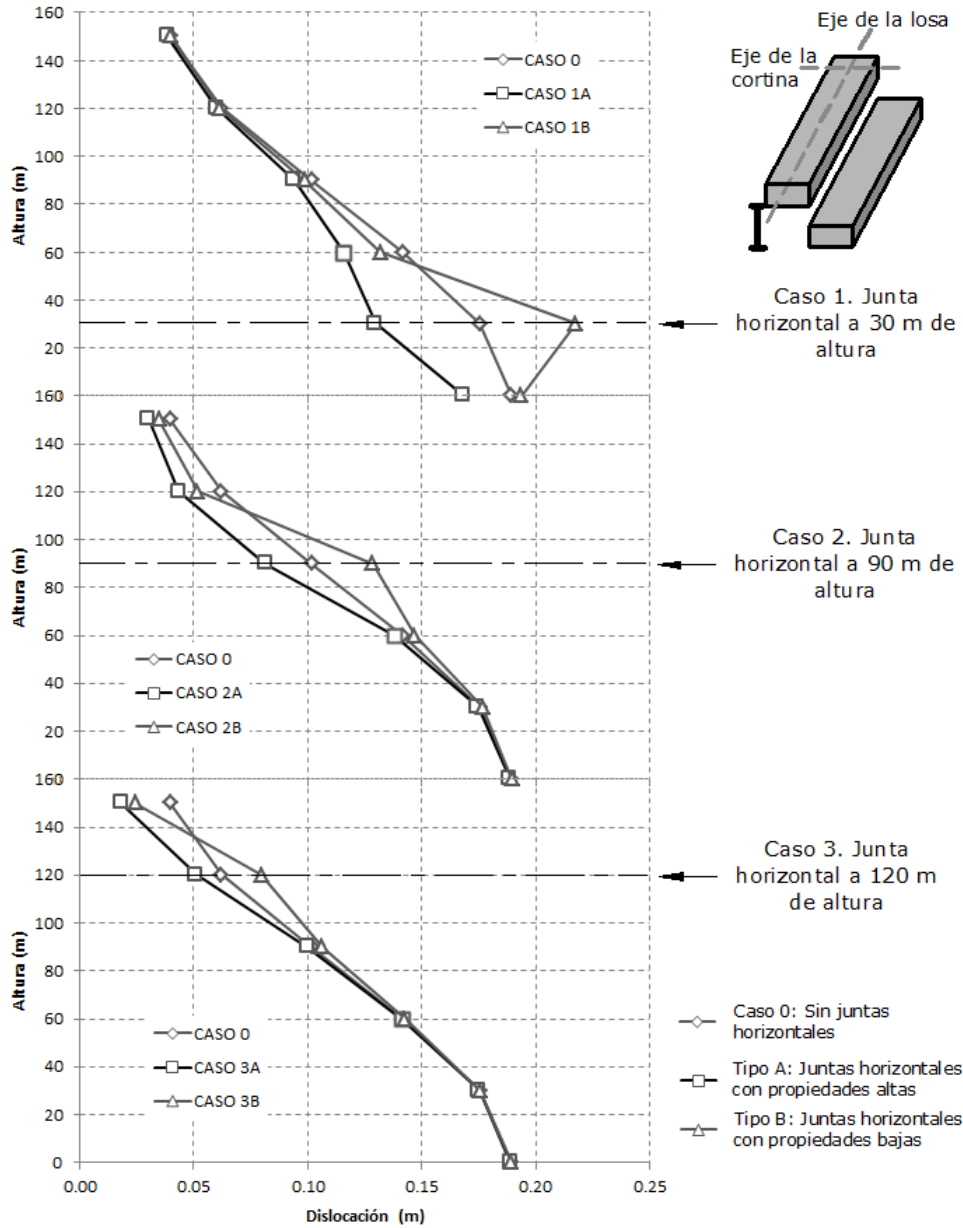


Figura 6.28 Dislocación entre losas en la junta central por llenado del embalse (propiedades al 85%)

6.2.3. Presa con propiedades de los materiales al 70%

Desplazamiento en Y

Los máximos desplazamientos en dirección al cauce rondan los 35 cm. La Figura 6.29 muestra una discontinuidad en los desplazamientos en la zona en la cual se ubica la junta horizontal. Aunque la diferencia de los desplazamientos arriba y debajo de la junta horizontal es de menor magnitud que en los casos anteriores con mejores propiedades en el enrocamiento. La junta horizontal ubicada a 90 m de altura sigue siendo el lugar en el que se presentan los mayores desplazamientos (Figura 6.30).

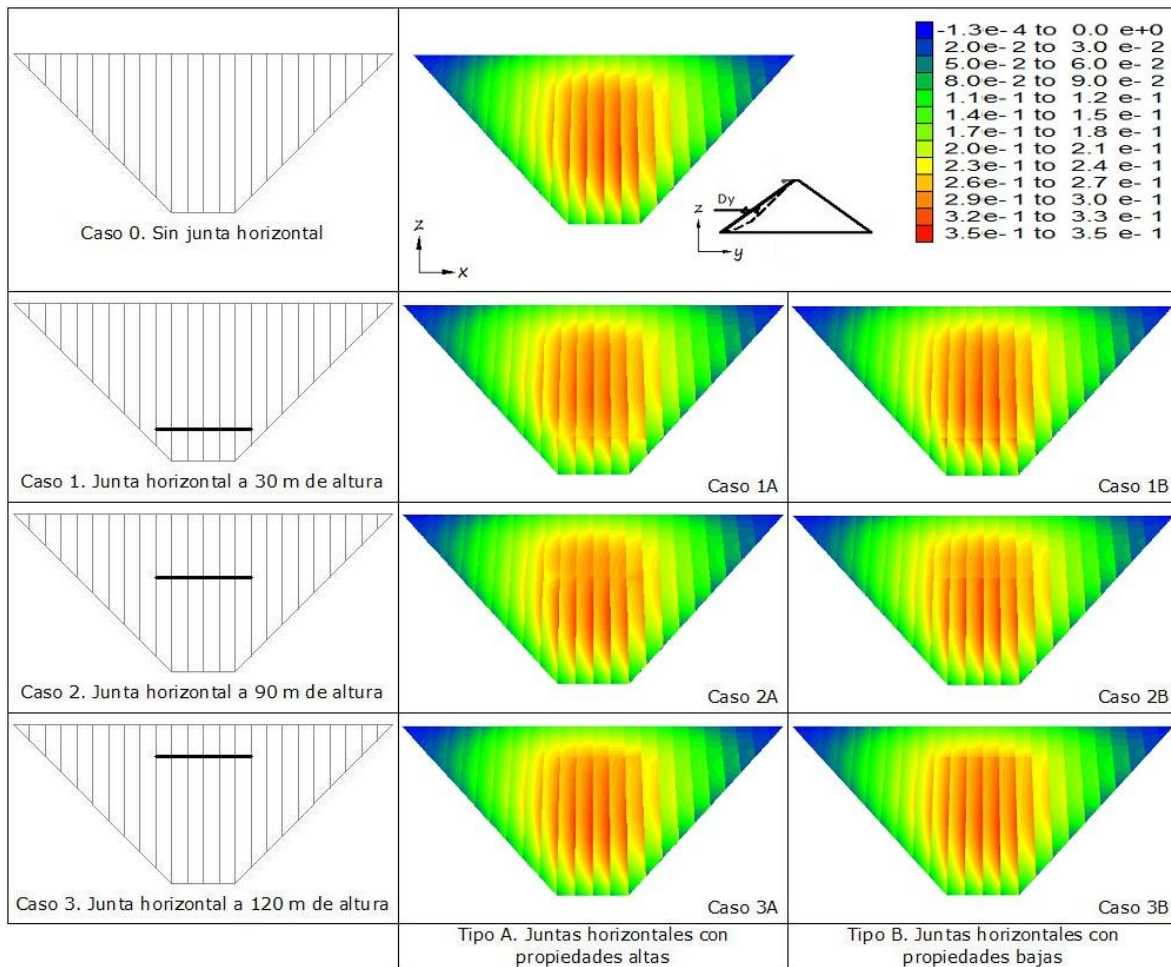


Figura 6.29 Desplazamientos normales en la cara de concreto con llenado del embalse, en m (propiedades al 70%)

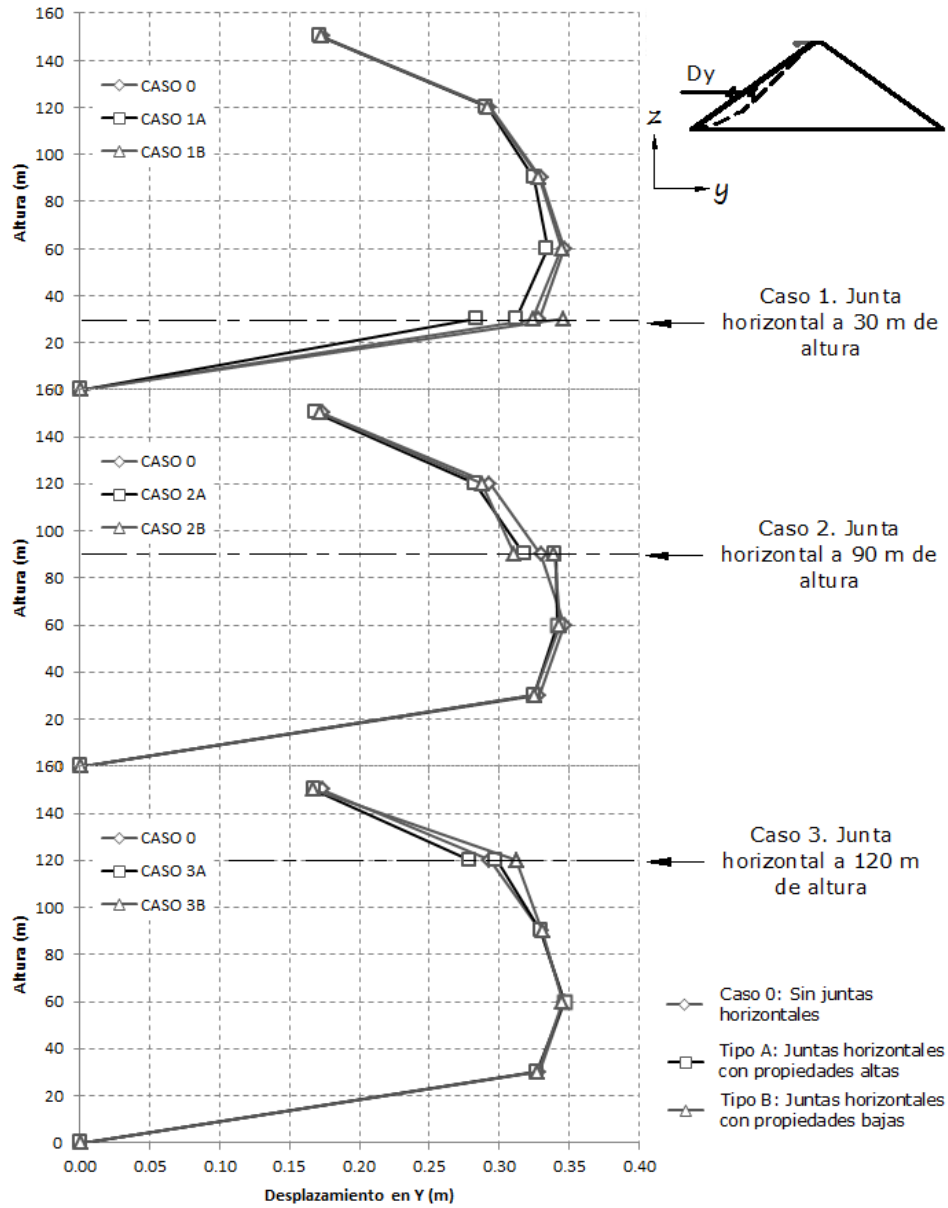


Figura 6.30 Desplazamientos normales en la junta central por llenado del embalse (propiedades al 70%)

Magnitud de desplazamientos

El caso más desfavorable en cuanto a magnitud de desplazamientos es el caso 1B (junta horizontal a 30 m de altura, con propiedades bajas de los materiales) el cual registra 53 cm en la zona inferior a la junta horizontal. Mientras que el caso 0 sin junta horizontal registra un desplazamiento de 50 cm a la altura de 60 m (Figura 6.31).

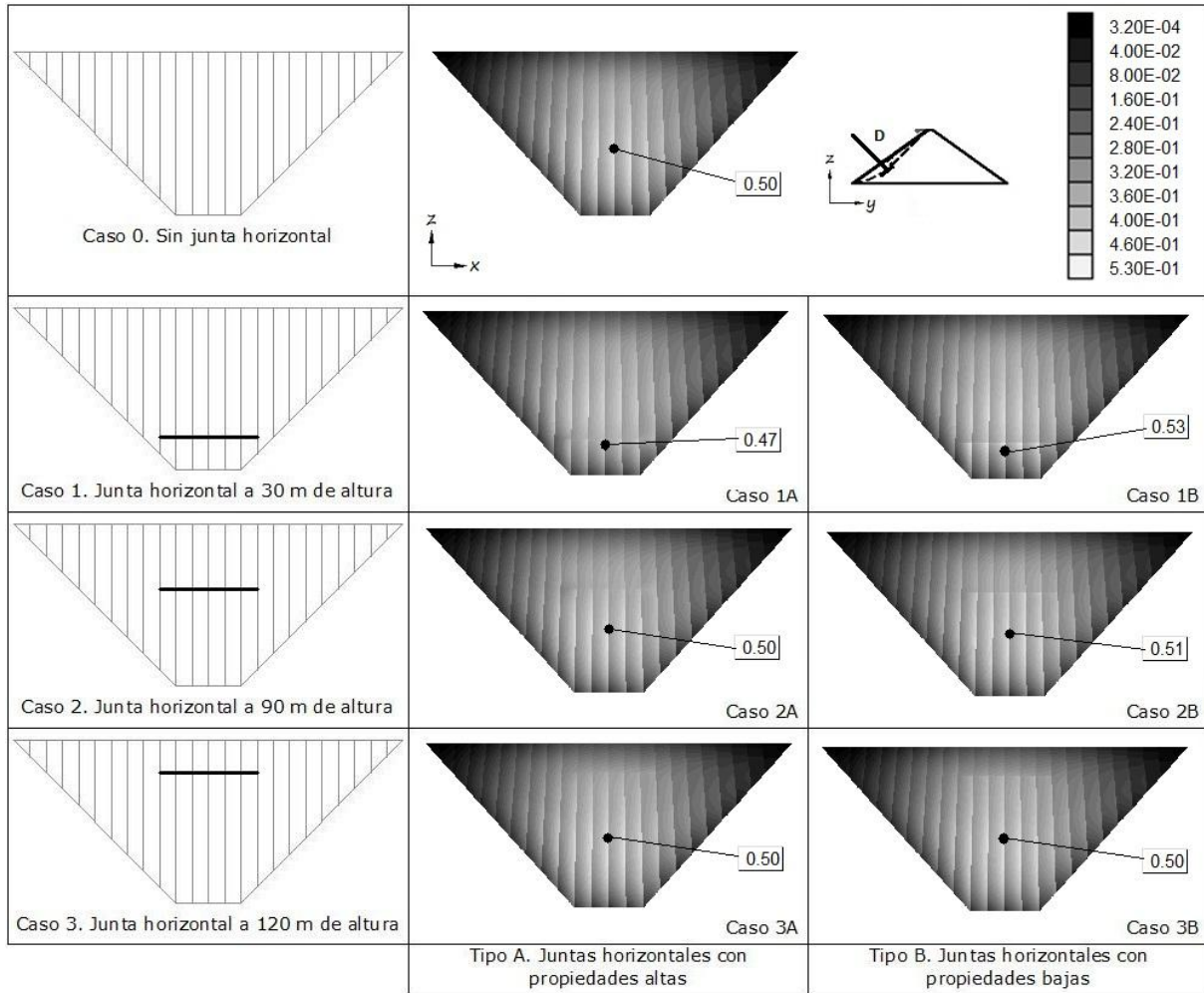


Figura 6.31 Magnitud de desplazamientos en la cara de concreto con llenado del embalse, en m (propiedades al 70%)

Esfuerzos

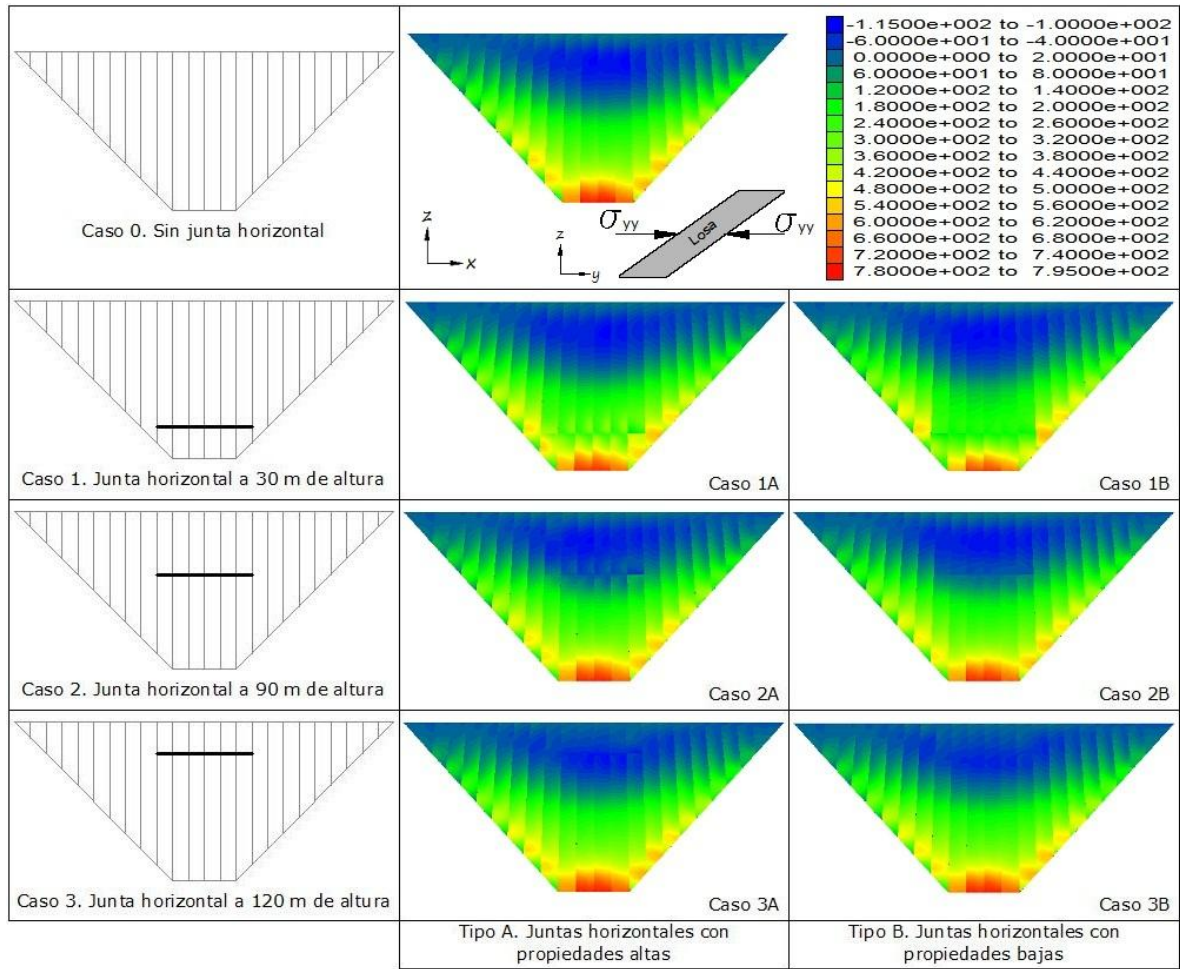


Figura 6.32 Esfuerzos normales en la cara de concreto al final del llenado del embalse (σ_{yy}), en t/m^2 (propiedades al 70%)

Los esfuerzos normales a la cara de concreto tienen prácticamente los mismos valores cuando las juntas se ubican a 90 y 120 m de altura. Con la junta horizontal ubicada a 30 m de altura los esfuerzos varían considerablemente en esta zona, pasando de 400 a 200 t/m^2 en tensión (Figura 6.33).

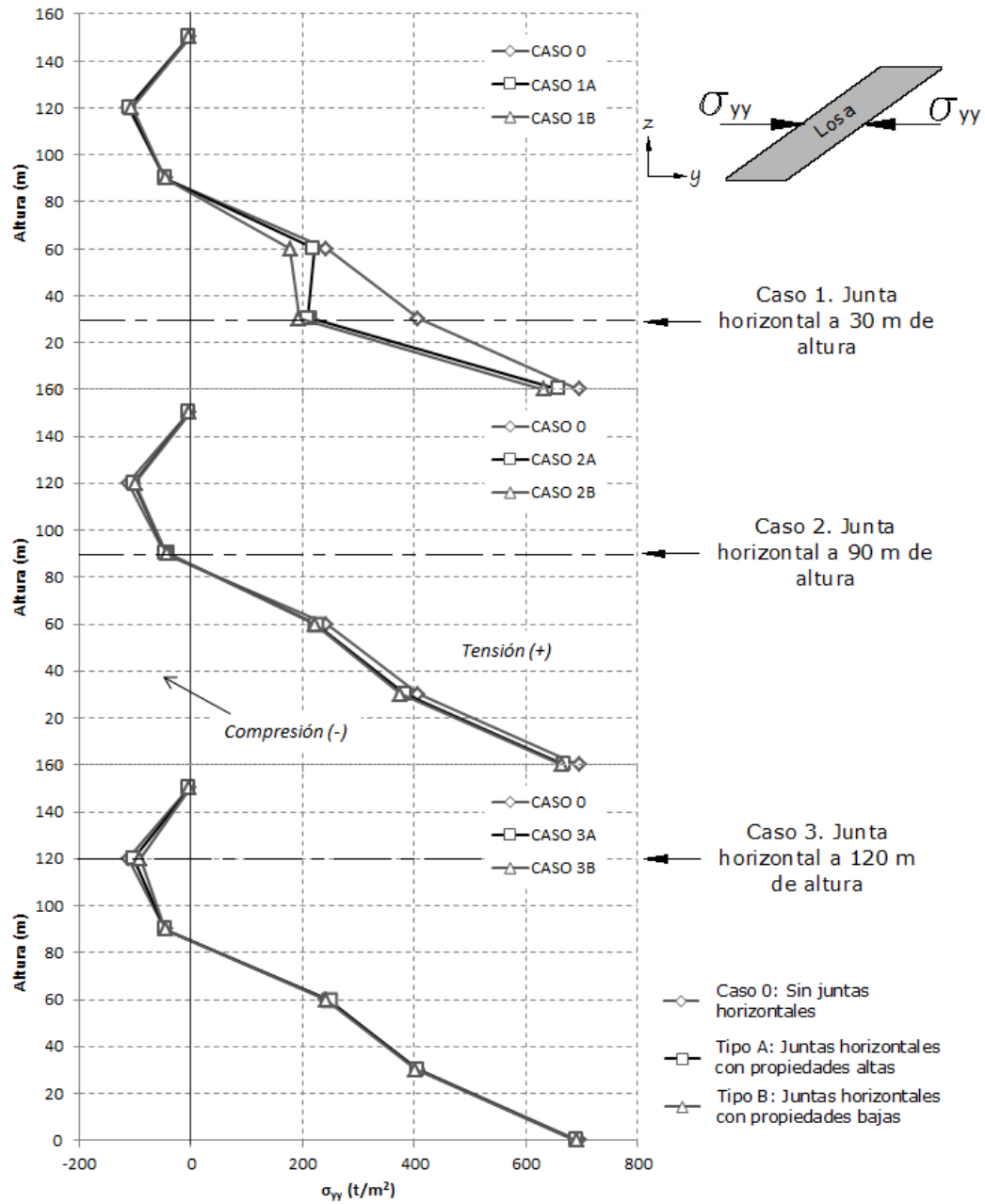


Figura 6.33 Esfuerzos normales en las losas centrales por llenado del embalse (σ_{yy}) (propiedades al 70%)

Los esfuerzos σ_{xx} en la cara de concreto muestran tensiones en los extremos izquierdo y derecho, de 455 t/m^2 . La resistencia a la tensión del concreto se estima de 500 t/m^2 , por lo cual, las losas están muy cercanas a una falla en esta zona. La Figura 6.34 muestra concentraciones de esfuerzos de compresión en la zona de las juntas horizontales, las cuales llegan a 370 t/m^2 en el caso 2A (Figura 6.35).

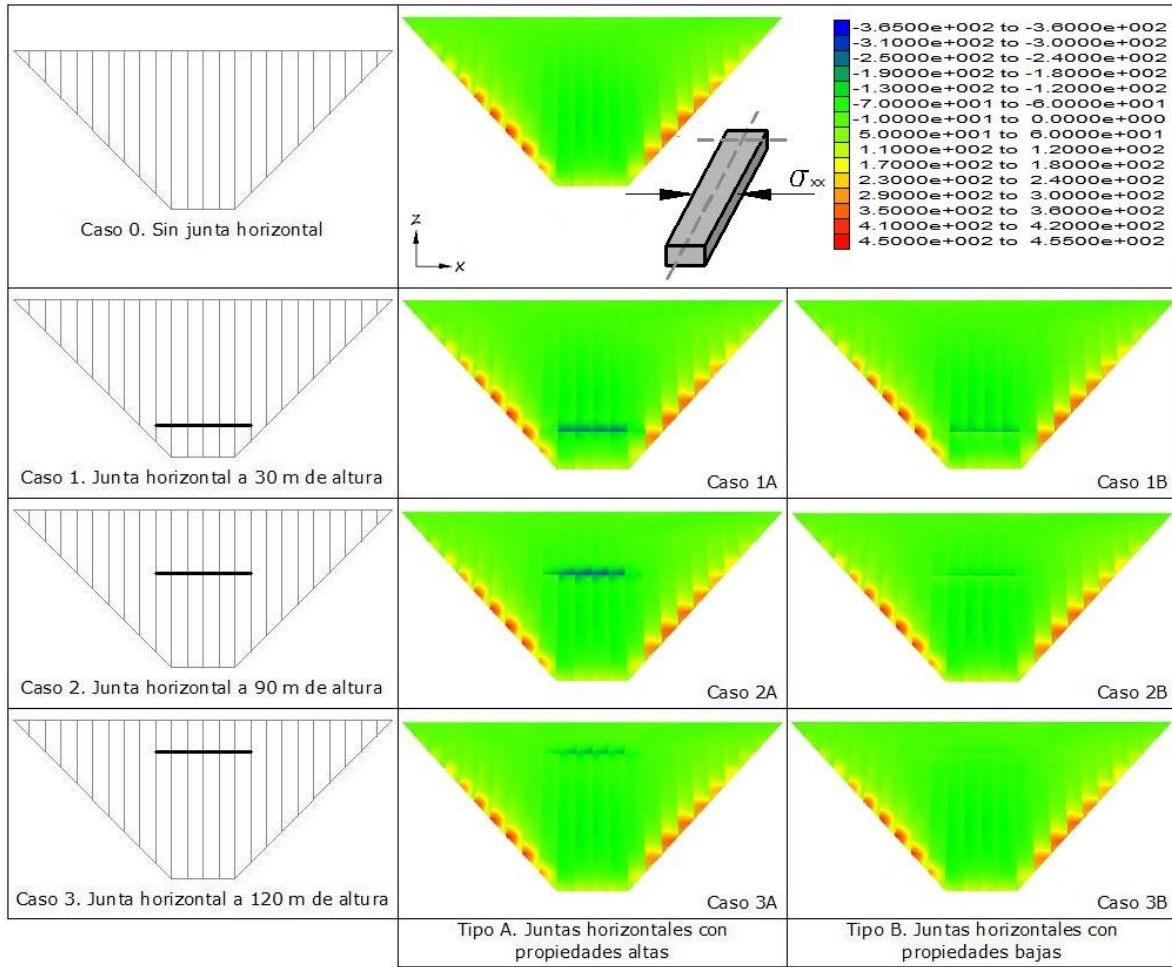


Figura 6.34 Esfuerzos normales en las juntas de las losas al final del llenado del embalse (σ_{xx}), en t/m^2 (propiedades al 70%)

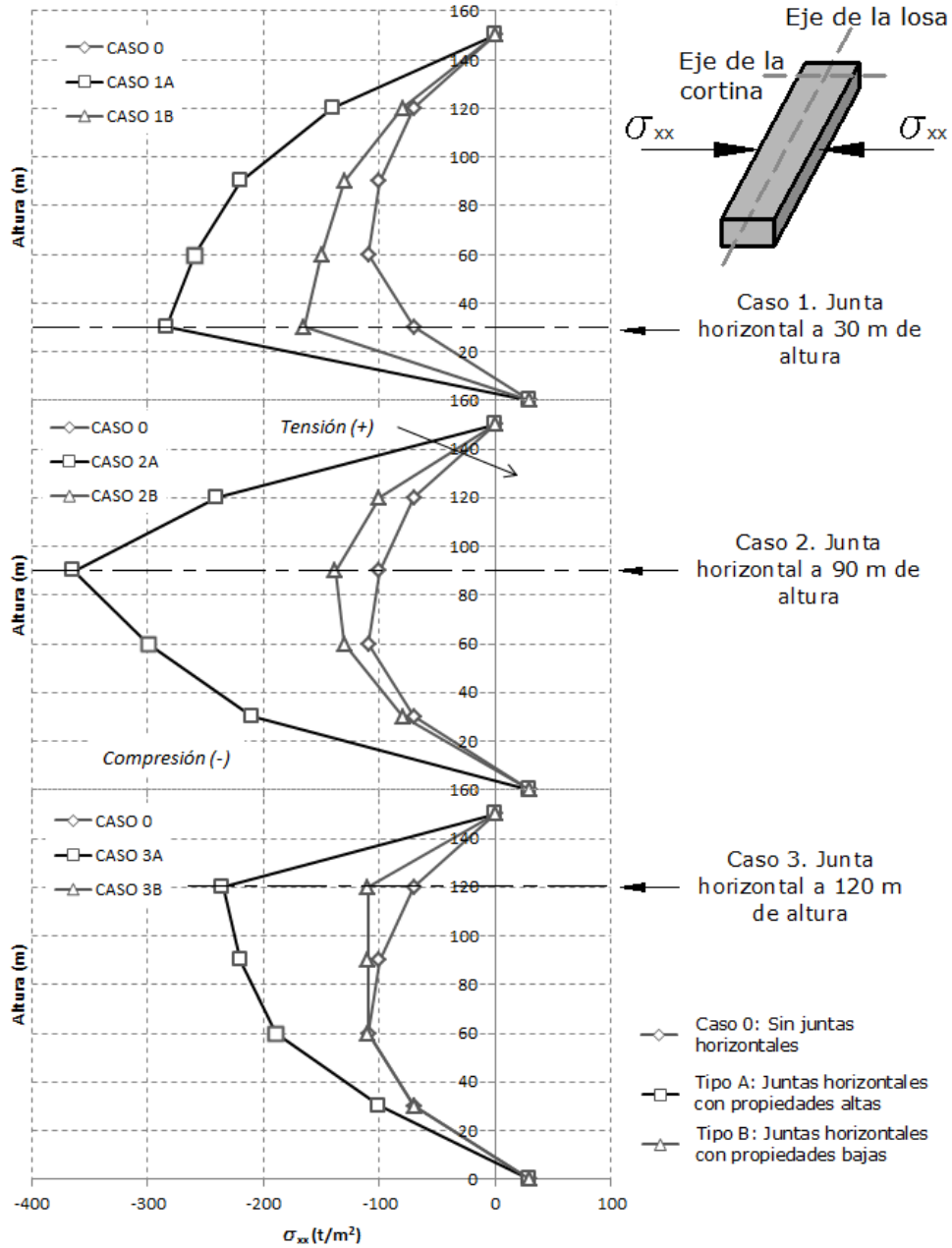


Figura 6.35 Esfuerzos normales en las juntas de las losas en la junta central por llenado del embalse (σ_{xx}) (propiedades al 70%)

Dislocación

La tendencia de la dislocación entre las losas centrales es que aumenta conforme se alcanza mayor profundidad. Pero en los casos B –con juntas de bajas propiedades- la dislocación presenta un aumento abrupto en la zona de la construcción de la junta. El máximo valor de dislocación es 22 cm en el caso 1B (Figura 6.36).

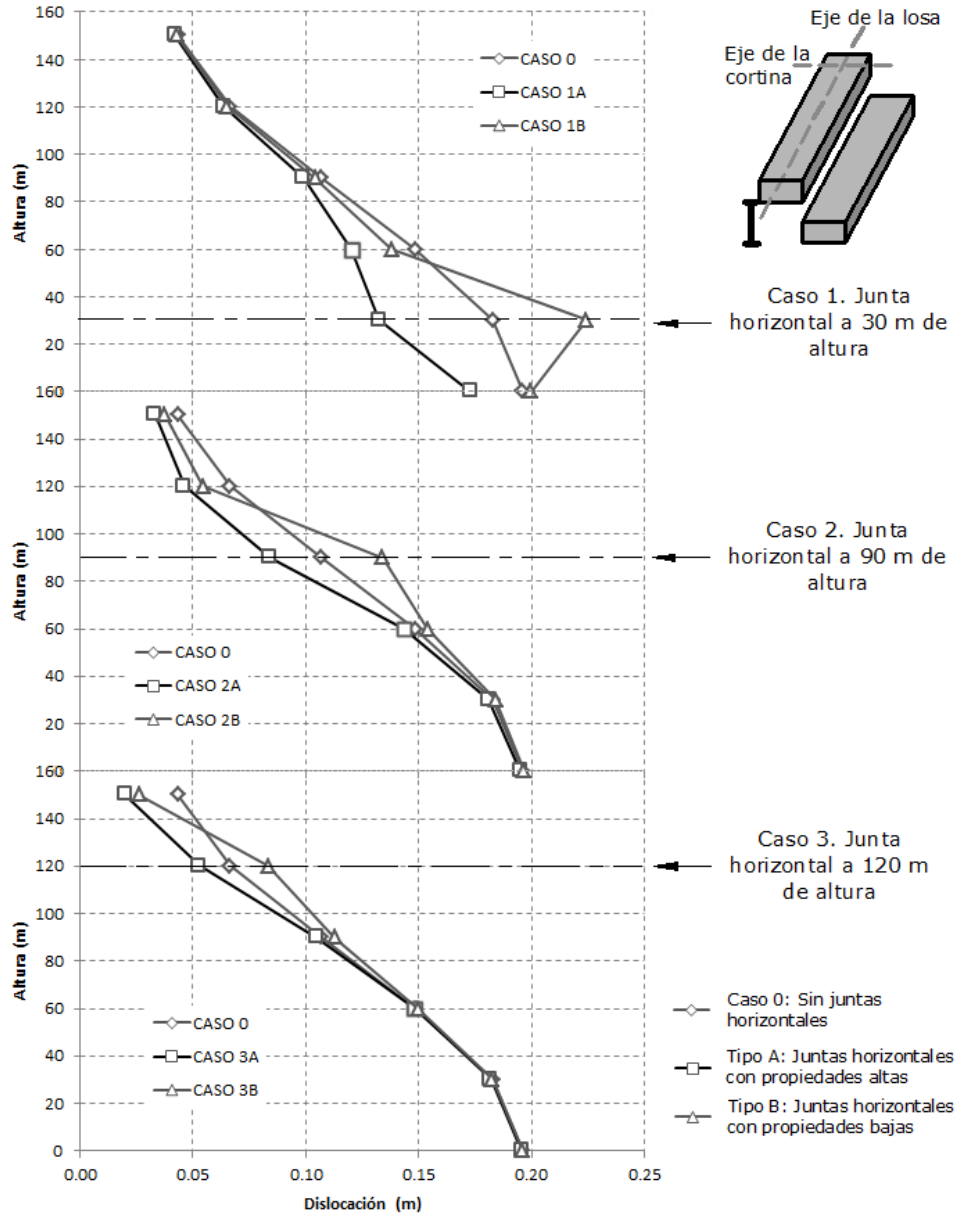


Figura 6.36 Dislocación entre losas en la junta central por llenado del embalse (propiedades al 70%)

6.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Cada uno de los casos planteados presenta condiciones que se consideran extremas a la altura en la cual se ubican las juntas horizontales. A continuación se grafica el máximo valor para cada caso, en cada uno de los aspectos estudiados anteriormente.

En cuanto a desplazamiento en dirección al eje Y, se grafica el valor máximo de cada caso a la altura de la junta horizontal correspondiente. Sólo se grafican los resultados de la presa con propiedades al 70%, ya que son las condiciones más desfavorables. La Figura 6.37 muestra que el caso con juntas que presenta mayor desplazamiento en dirección al eje Y es el caso 2B con 35 cm de desplazamiento a 90 m de altura.

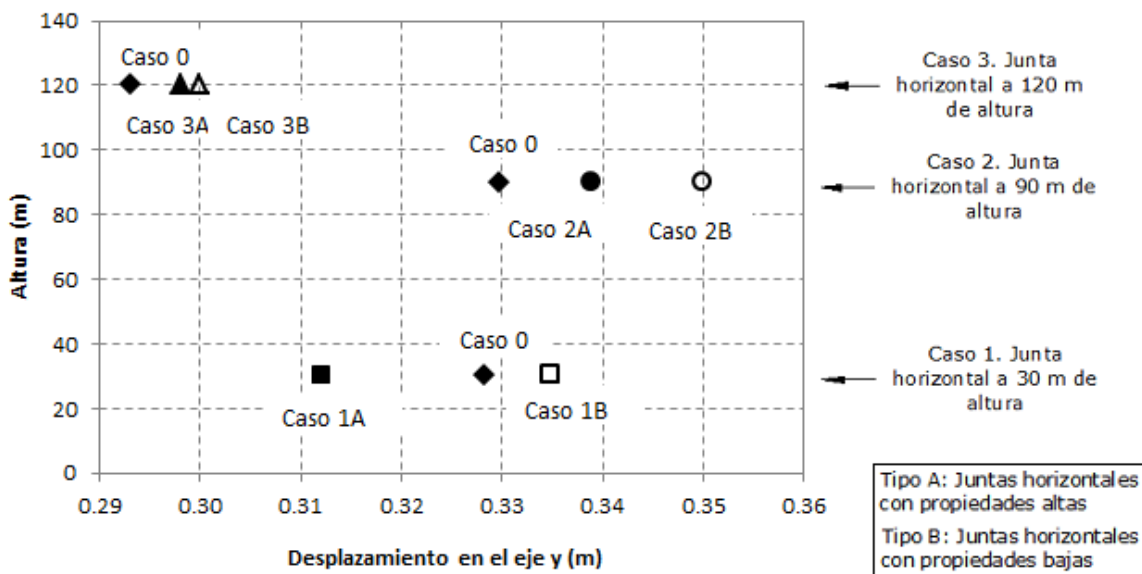


Figura 6.37 Desplazamientos en dirección del eje Y en las losas centrales (propiedades al 70%)

Los esfuerzos normales a la cara de concreto σ_{yy} , son de compresión en la mitad superior de las losas y de tensión en la parte inferior. En el caso 1B (70%) los esfuerzos de tensión a 30 m de altura varían importantemente respecto al caso sin juntas horizontales (Figura 6.33). Este punto es extremo en cuanto a esfuerzos en esta zona, ya que dista del comportamiento que tendría la cara de concreto en un caso sin juntas y con buenas propiedades del enrocamiento (Figura 6.38).

Los esfuerzos generados en las juntas (σ_{xx}) son generalmente de compresión. Los valores en la Figura 6.39 indican los mayores esfuerzos en la junta central. El caso 2A con propiedades del enrocamiento al 70%, presenta en el punto ubicado a 90 m de altura (en donde se encuentra la junta horizontal) el mayor valor de todos los casos estudiados (365 t/m² en compresión).

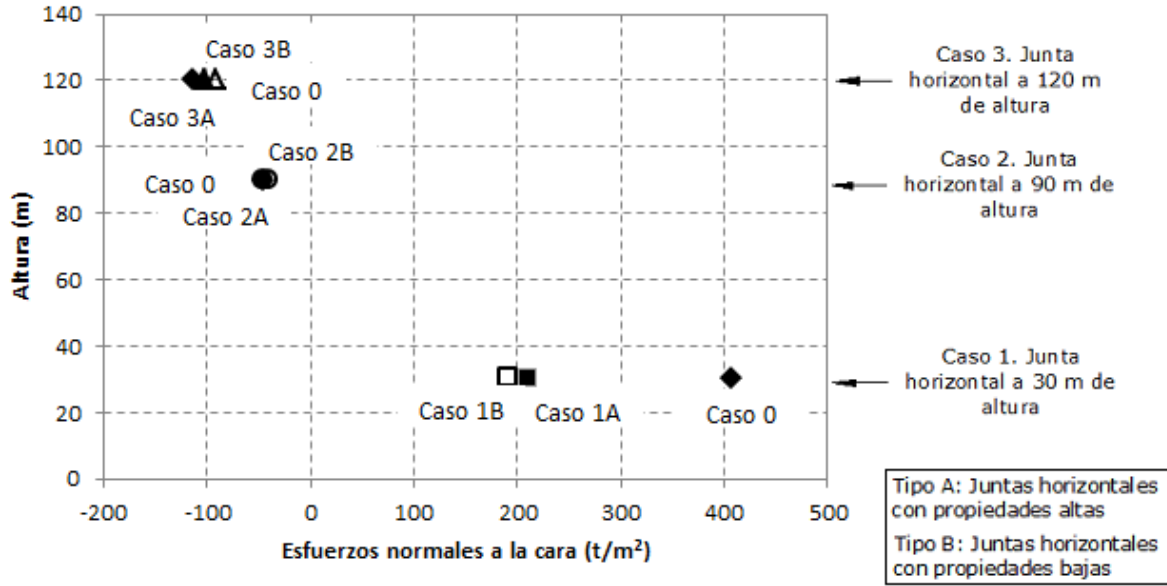


Figura 6.38 Esfuerzos en las losas σ_{yy} , losas centrales por llenado del embalse (propiedades al 70%)

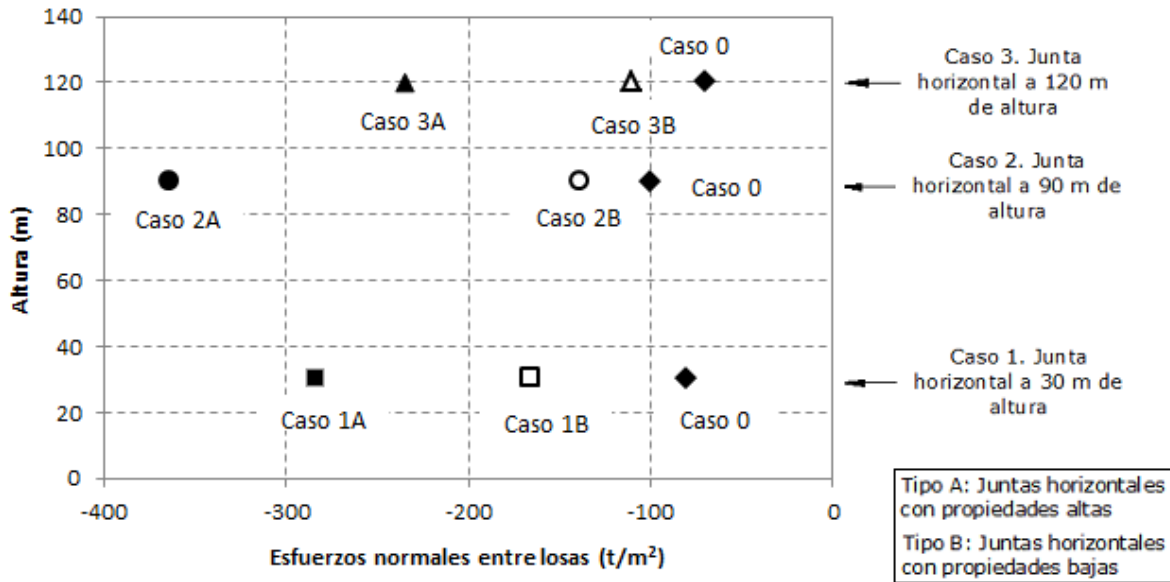


Figura 6.39 Esfuerzos en las losas σ_{xx} , losas centrales por llenado del embalse (propiedades al 70%)

Desplazamientos entre losas

Los desplazamientos de corte entre las losas centrales, dan origen a la dislocación de estas, siendo mayor en la parte baja de las losas y disminuyendo con la altura. El caso con mayor dislocación es el caso 1B cuando las propiedades del enrocamiento son del 70%. La Figura 6.40 muestra que en este caso la dislocación es de 22 cm a la altura de 30 m, en la cual está construida la junta horizontal.

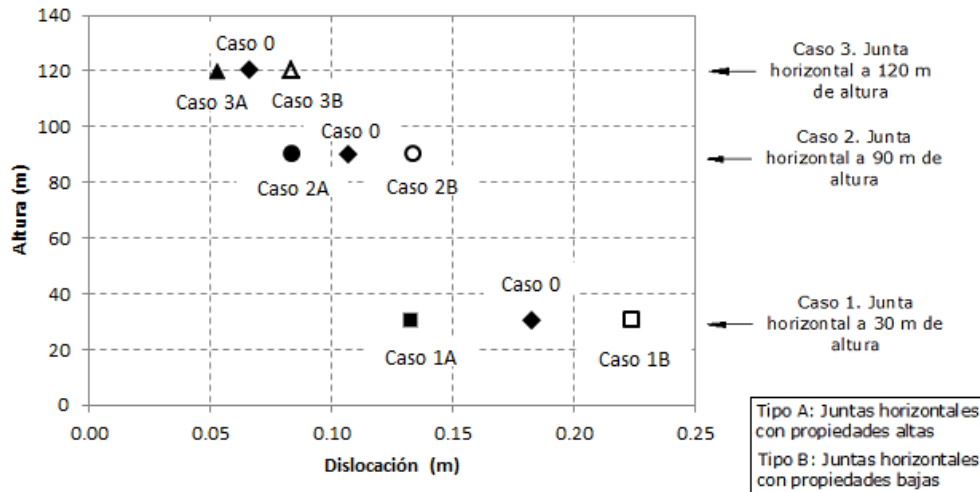


Figura 6.40 Dislocación entre losas, junta central por llenado del embalse (propiedades al 70%)

Los resultados para cada caso se resumen de la Tabla 6.1 a la Tabla 6.3. El caso 1, en el que la junta horizontal se encuentra a 30 m de altura, presenta los valores más desfavorables en los esfuerzos normales a la cara σ_{yy} , y en la dislocación entre losas (Tabla 6.1). El caso 2, en el que la junta horizontal se encuentra a 90 m de altura, presenta los valores más desfavorables en el desplazamiento en Y, los esfuerzos normales entre juntas σ_{xx} , y la dislocación entre losas (Tabla 6.2). Es de resaltar que en los casos tipo B (con propiedades bajas en la junta horizontal) se presentan los resultados más desfavorables, excepto en los esfuerzos normales entre juntas σ_{xx} , para los cuales, el caso más desfavorable fue de tipo A (con propiedades altas en la junta horizontal). Lo cual quiere decir que: Si la junta horizontal tiene propiedades altas el comportamiento de la cara de concreto será mejor que si la junta horizontal tiene propiedades bajas, esto en cuanto a desplazamientos y esfuerzos normales a la cara σ_{yy} , pero aumentará los esfuerzos normales entre juntas σ_{xx} en la zona de la junta horizontal, los cuales son de carácter compresivo.

En la Tabla 6.3 se muestra el resumen de resultados para el caso 3, con la junta horizontal a 120 m de altura, la cual muestra que su efecto es mínimo en comparación al de las juntas en zonas inferiores. No obstante, el comportamiento menos desfavorable es aquel en el que no se tienen juntas horizontales (caso 0).

Tabla 6.1 Resumen de resultados para el caso 1 (30 m de altura)

Caso 1 - Losa a 30 m de altura -	Caso 0	Tipo A	Diferencia con el caso 0	Tipo B	Diferencia con el caso 0
Desplazamiento en Y	0.33 m	0.31 m	-6.1%	0.335 m	1.5%
Esfuerzos normales a las losas σ_{yy}	407 t/m ²	210 t/m ²	-48.4%	193 t/m ²	-52.6%
Esfuerzos normales entre juntas σ_{xx}	-80 t/m ²	-284 t/m ²	255.0%	-165 t/m ²	106.3%
Dislocación entre losas	0.18 m	0.13 m	-27.8%	0.22 m	22.2%

Tabla 6.2 Resumen de resultados para el caso 2 (90 m de altura)

Caso 2 - Losa a 90 m de altura -	Caso 0	Tipo A	Diferencia con el caso 0	Tipo B	Diferencia con el caso 0
Desplazamiento en Y	0.33 m	0.339 m	2.7%	0.35 m	6.1%
Esfuerzos normales a las losas σ_{yy}	-46 t/m ²	-45 t/m ²	-2.2%	-40 t/m ²	-13.0%
Esfuerzos normales entre juntas σ_{xx}	-100 t/m ²	-364 t/m ²	264.0%	-138 t/m ²	38.0%
Dislocación entre losas	0.11 m	0.08 m	-27.3%	0.13 m	18.2%

Tabla 6.3 Resumen de resultados para el caso 3 (120 m de altura)

Caso 3 - Losa a 120 m de altura -	Caso 0	Tipo A	Diferencia con el caso 0	Tipo B	Diferencia con el caso 0
Desplazamiento en Y	0.29 m	0.298 m	2.8%	0.3 m	3.4%
Esfuerzos normales a las losas σ_{yy}	-113 t/m ²	-102 t/m ²	-9.7%	-92 t/m ²	-18.6%
Esfuerzos normales entre juntas σ_{xx}	-70 t/m ²	-235 t/m ²	235.7%	-110 t/m ²	57.1%
Dislocación entre losas	0.07 m	0.05 m	-28.6%	0.08 m	14.3%

De lo anterior se puede concluir que:

- El proceso constructivo y las propiedades mecánicas del enrocamiento de la cortina son fundamentales, dado que los resultados más bajos se dieron en los modelos en los cuales las propiedades del enrocamiento están disminuidas 30%.
- Cuando las juntas horizontales se construyen en la parte baja (30 m), la dislocación entre las losas y los esfuerzos normales a la cara de concreto presentan valores elevados.
- Cuando las juntas horizontales se encuentran a 90 m de altura y sus propiedades son bajas, se presentan desplazamientos altos, tanto entre losas como en dirección al cauce.
- Cuando las juntas horizontales se encuentran a 90 m de altura y sus propiedades son altas, los esfuerzos generados entre las losas son elevados.
- Cuando las juntas horizontales se encuentran a 120 m de altura, es decir en la parte superior de la cara de concreto, su efecto es mínimo en comparación al efecto de las juntas en zonas inferiores.

CAPÍTULO 7

RESPUESTA SÍSMICA

Con respecto a la respuesta sísmica en una PECC, existe la idea en el mediodo que no presentan problemas de colapso durante un sismo, pero es de anotar que la losa se puede agrietar y los sellos en la juntas dañarse, lo que conlleva a la infiltración de agua en la cortina. Aunque esto, puede no ser un riesgo significativo para la estabilidad de la cortina, representa la pérdida de agua embalsada.

En esta sección se presentan los desplazamientos en la cara de concreto por acción sísmica, los esfuerzos generados en la losa y la separación de corte de las juntas en la losa. El ambiente sísmico considerado se explica con detalle en el inciso 5.6. Con el propósito de comparar situaciones extremas, a continuación se presenta la respuesta sísmica de los casos con el comportamiento más desfavorable en el llenado del embalse (Capítulo 6). Los análisis presentados en este capítulo se enfocaron únicamente al efecto de la acción sísmica en la junta horizontal, lo cual es el propósito de esta tesis.

En la Tabla 7.1 se encuentra la relación de los casos con respuesta más desfavorable cuando se realiza el llenado del embalse. Son estos los modelos que se evaluaron sísmicamente, para hacer la comparación con el caso de propiedades medias, el Caso 0 (sin juntas horizontales) y con las propiedades del enrocamiento al 100%.

Tabla 7.1 Casos más desfavorables en el llenado del embalse

Propiedad	Caso más desfavorable
Desplazamiento en dirección al eje Y	Caso 2B, propiedades al 70%
Esfuerzos transversales σ_{yy}	Caso 1B, propiedades al 70%
Esfuerzos normales entre losas σ_{xx}	Caso 2A, propiedades al 70%
Dislocación entre losas	Caso 1B, propiedades al 70%

7.1. DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN AL EJE Y

Para evaluar la respuesta a la acción sísmica de la cara de concreto, en cuanto al desplazamiento de las losas en dirección al cauce, se comparó el comportamiento de la presa con propiedades al 100% en el enrocamiento y sin juntas horizontales (caso 0), y la presa con sus propiedades disminuidas 30% y con juntas horizontales con propiedades bajas (tipo B), a 90 m de altura (caso 2B).

En el caso 2B (junta horizontal a 90m de altura) con propiedades del enrocamiento al 70%, las historias de desplazamiento de las losas centrales arriba y debajo de la junta horizontal muestran una diferencia entre sí, lo cual indica que, al existir una variación de desplazamiento entre estas, no se encuentran totalmente ligadas por la junta horizontal. Las historias de desplazamiento en estos puntos indican que el desplazamiento varía durante la acción sísmica, y existe un momento en el cual el desplazamiento es el máximo, y su magnitud es de 0.51 m para la parte superior y 0.43 m en la parte inferior de la junta horizontal como se muestra en la Figura 7.1.

La historia de desplazamiento a la altura de la junta horizontal en el caso 0 con propiedades del enrocamiento al 100%, muestra su máximo desplazamiento con magnitud de 0.50m. Aunque el desplazamiento en dirección del eje Y es prácticamente el mismo con o sin junta horizontal, se produce una abertura durante el sismo en la junta horizontal, de alrededor de 0.08m.

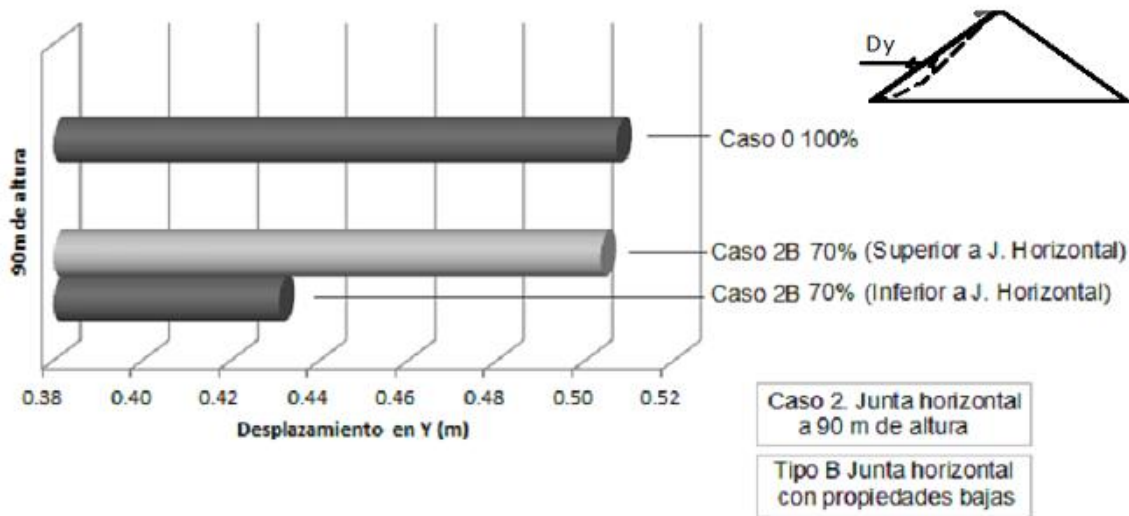


Figura 7.1 Desplazamiento en dirección al eje Y, a 90 m de altura

7.2. ESFUERZOS EN LAS LOSAS σ_{yy}

La parte inferior de las losas centrales soporta el mayor esfuerzo de tensión σ_{yy} en el caso 0 con propiedades al 100%, así como en el caso 1B 70%. Los esfuerzos de tensión en el caso 0 o sin juntas horizontales son de 3500 t/m^2 a la altura de 30m, mientras que en el caso 1B estos se ven reducidos a 2300 t/m^2 a la altura de la junta horizontal (Figura 7.2). Los que significa que los esfuerzos de tensión se ven reducidos 1200 t/m^2 si se construye una junta horizontal a 30m de altura.

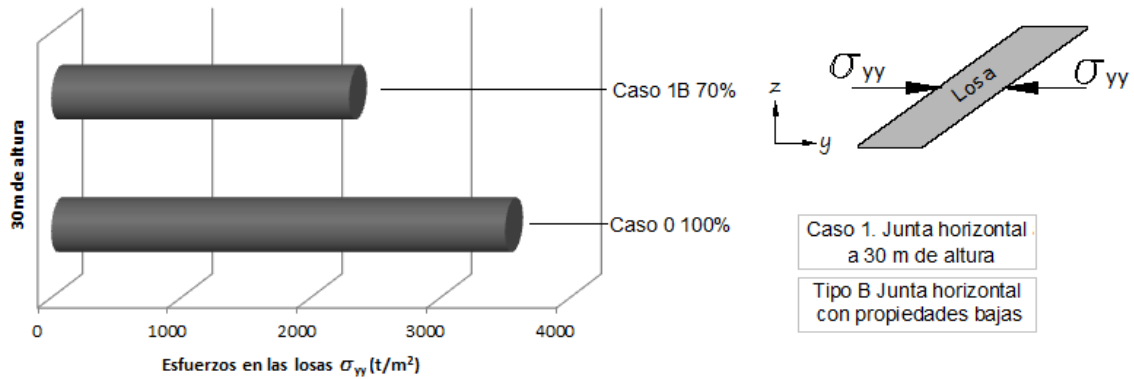


Figura 7.2 Esfuerzos en las losascentrales (σ_{yy}), a 30 m de altura

7.3. ESFUERZOS EN LAS LOSAS σ_{xx}

Los esfuerzos en las losas σ_{xx} se evalúan a la altura de la junta horizontal, en este caso el caso más crítico es el Caso 2A, con la junta horizontal a la altura de 90m y con propiedades altas tipo A. Los esfuerzos σ_{xx} en las losas que colindan en la junta central presentan esfuerzos de compresión de 150t/m² en la zona de la junta horizontal.

En el caso en que no existe junta horizontal (Caso 0) los esfuerzos a la altura de 90m son de 180 t/m², lo cual indica que los esfuerzos en las losas se reducen en el caso de que existiera una junta horizontal, como se muestra en la Figura 7.3

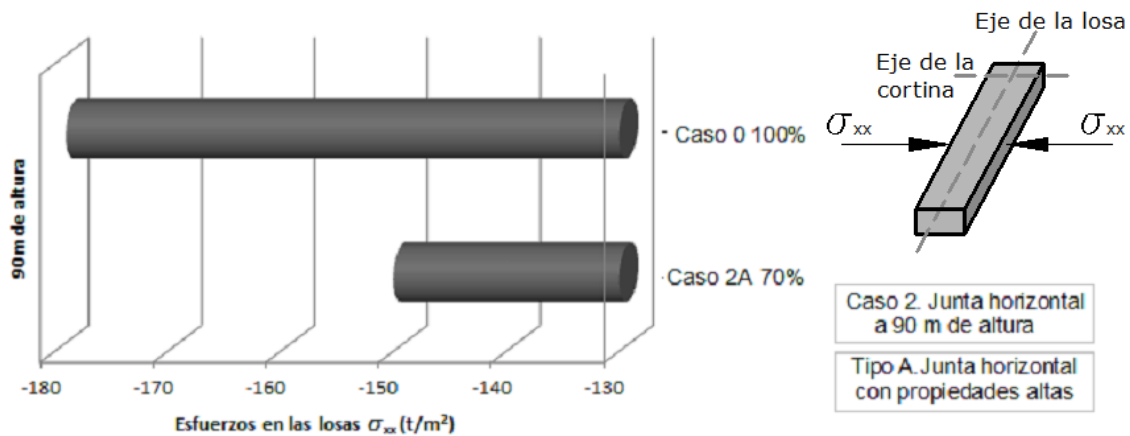


Figura 7.3 Esfuerzos en las losascentrales (σ_{xx}), a 90 m de altura

7.4. DISLOCACIÓN ENTRE LOSAS

En el caso 1B con propiedades al 70%, el punto de monitoreo ubicado a 30 m de altura (lugar de construcción de la junta horizontal) varía su posición con el paso del tiempo de excitación sísmica, alcanzando los 29 cm.

Si la cara de concreto no tiene juntas horizontales el valor de dislocación entre las losas centrales es de 17 cm. En la Figura 7.4 se aprecia la magnitud de la dislocación en este punto de la junta central, y su comparación con los dos casos en mención: Caso 1B con propiedades del enrocamiento al 70% y el Caso 0 con propiedades del enrocamiento al 100%.

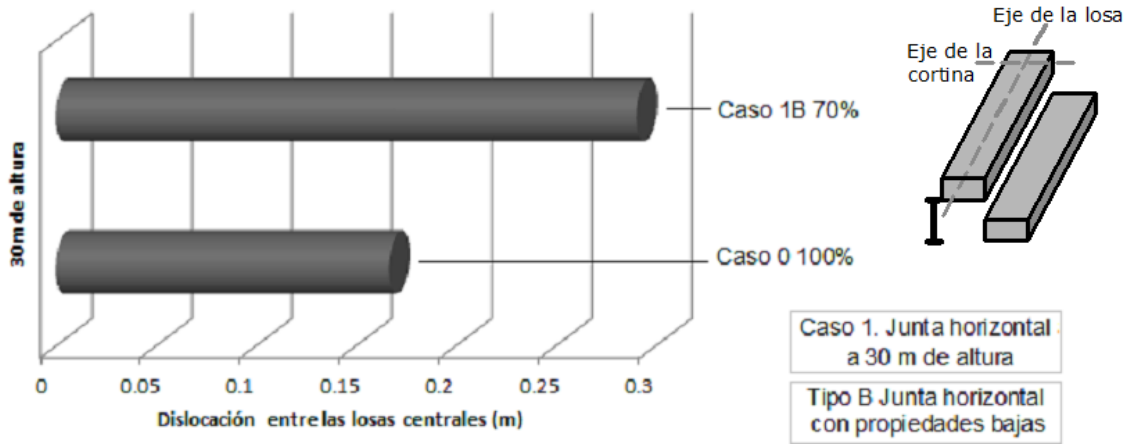


Figura 7.4 Dislocación entre las losas centrales, a 30 m de altura

7.5. VELOCIDAD EN EL EJE Y

La velocidad que alcanzan las losas con su movimiento en sentido del cauce (eje y) varía con la acción del sismo. El valor medio cuadrático de la velocidad generada por la acción sísmica se evalúa para los tres casos más desfavorables analizados anteriormente en este capítulo, los cuales son el caso 1B, 2A y 2B con propiedades al 70%.

La Figura 7.5 muestra la comparación entre la respuesta de la cara de concreto sin juntas horizontales y aquella con juntas horizontales a 30 m de altura. La velocidad generada a la altura de la junta horizontal sobrepasa el valor de esta que se generaría si no existiera la junta horizontal. El caso 2B muestra un comportamiento similar: La velocidad a la altura de la junta horizontal sobrepasa la velocidad en el caso 0 (Figura 7.6). En la Figura 7.7 muestra los resultados en el caso 2A, es decir cuando la junta horizontal se ubica a 90 m de altura y sus propiedades son altas. La velocidad a la altura de la junta no sobrepasa aquella generada en el caso sin juntas horizontales. Esto quiere decir que si las juntas horizontales son de buena calidad, esto logrará disminuir en forma importante la velocidad generada en este punto.

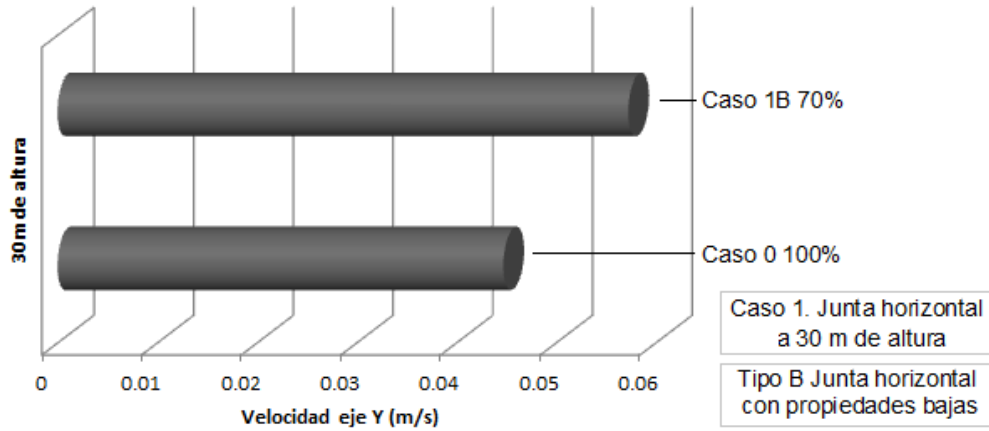


Figura 7.5 Velocidad en el eje Y, en la junta central (caso 0 y caso 1B)

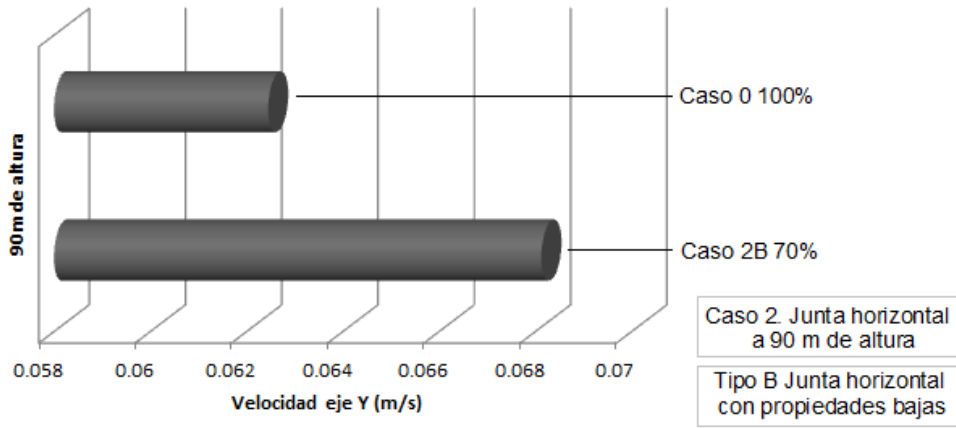


Figura 7.6 Velocidad en el eje Y, en la junta central (caso 0 y caso 2B)

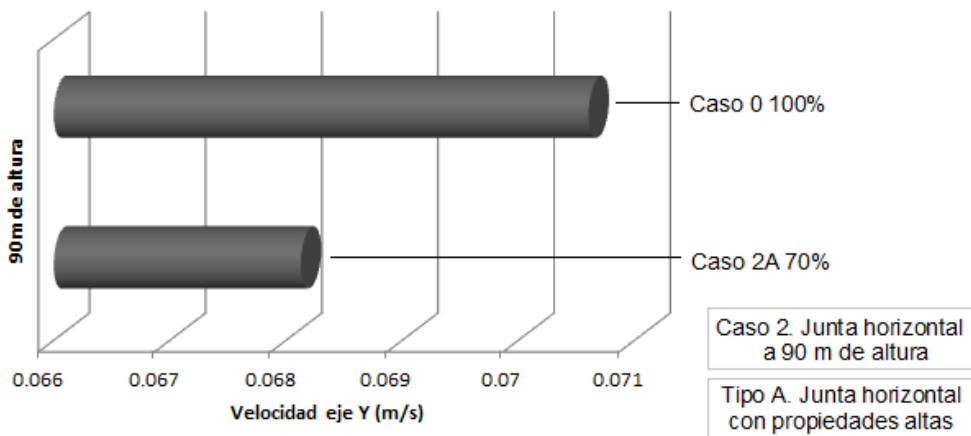


Figura 7.7 Velocidad en el eje Y, en la junta central (caso 0 y caso 2A)

7.6. ACELERACIÓN EN EL EJE Y

Al igual que la velocidad, la aceleración generada por los movimientos de las losas en dirección al eje Y, como respuesta al sismo, presenta variación en la altura de construcción de las juntas horizontales. De manera similar al numeral anterior, los casos 1B y 2B (Figura 7.9 y Figura 7.10) sobrepasan la aceleración generada en el caso 0, puntualmente a la altura de las juntas horizontales. Y el caso 2A (juntas horizontales a 90 m de altura, con propiedades altas) se mantiene con valores inferiores al caso sin juntas horizontales.

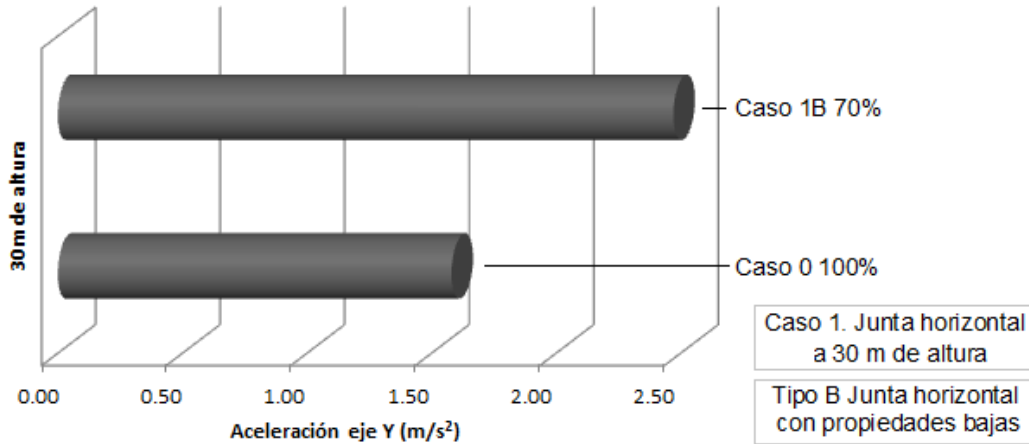


Figura 7.8 Aceleración en el eje Y, en la junta central (caso 0 y caso 1B)

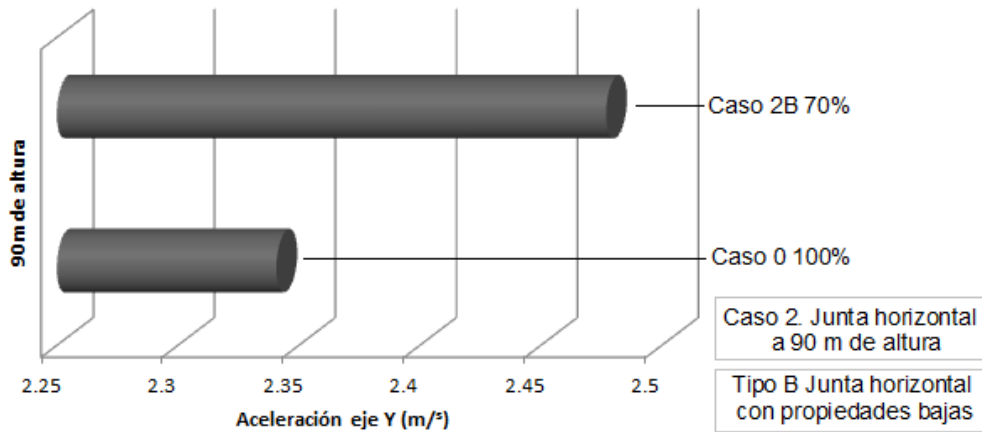


Figura 7.9 Aceleración en el eje Y, en la junta central (caso 0 y caso 2B)

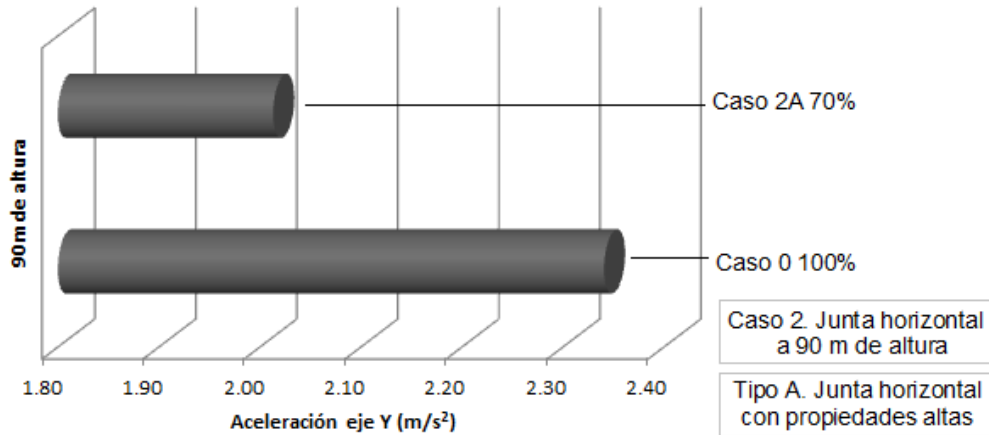


Figura 7.10 Aceleración en el eje Y, en la junta central (caso 0 y caso 2A)

7.7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

La acción del sismo en los modelos estudiados varía los resultados obtenidos en el capítulo anterior. El desplazamiento en dirección al cauce aumenta 47%, alcanzando los 50 cm. Los esfuerzos σ_{yy} aumentan considerablemente, superando la resistencia a la tensión del concreto (500 t/m²). Al contrario, los esfuerzos σ_{xx} disminuyen 51% con respecto a los resultados en el llenado de la presa. Por último, la dislocación generada entre las losas centrales aumenta 30% bordeando los 30 cm. Entonces, la acción del sismo genera a la cara de concreto un aumento considerable en cuanto a desplazamientos, y la falla del concreto por tensión en la parte baja de las losas.

Tabla 7.2 Comparación de resultados en llenado y sismo

Propiedad	Caso más desfavorable	Llenado	Sismo
Desplazamiento transversal a la cortina	Caso 2B, propiedades al 70%	0.34 m	0.50 m
Esfuerzos transversales σ_{yy}	Caso 1B, propiedades al 70%	193 t/m ²	2297 t/m ²
Esfuerzos normales entre losas σ_{xx}	Caso 2A, propiedades al 70%	-364 t/m ²	-179 t/m ²
Dislocación entre losas	Caso 1B, propiedades al 70%	0.224 m	0.291 m

En cuanto al registro de velocidades y aceleraciones en las losas centrales, se evidencia que los su valor es mayor que en el caso 0 cuando la junta horizontal es de tipo B de propiedades bajas, mientras que la aceleración y velocidad disminuye considerablemente si la junta horizontal es de tipo A con propiedades altas.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A pesar de que se cree que las PECCs no presentan problemas de seguridad durante un sismo ya que los materiales que componen la cortina son permeables, y por lo tanto no se genera un exceso en la presión de poros, se debe considerar también la posibilidad de agrietamiento y filtración debidos al efecto sísmico. Además, si bien en la práctica las juntas horizontales se construyen con frecuencia, su modelado en la etapa de diseño no se considera a menudo, debido a la premisa de evitar al máximo su construcción.

Este trabajo se elaboró con el objetivo de evaluar la influencia de las juntas horizontales en las losas de concreto de una PECC, teniendo en cuenta la calidad de estas juntas. También se evaluó el efecto de la variación de las propiedades del enrocamiento en PECCs con juntas horizontales. Se llevó a cabo el modelamiento de lo anteriormente enunciado, así como la respuesta de la presa en el llenado del embalse y bajo la acción sísmica.

La respuesta de la presa frente a carga estática, concuerda con el comportamiento esperado en comparación con la respuesta en presas similares. Los asentamientos en el cuerpo de la cortina aumentan con la disminución en el módulo de elasticidad de los materiales que la componen. Al finalizar la etapa constructiva, el asentamiento máximo en la presa con el módulo más bajo es 1.17 veces el asentamiento máximo en la presa con el módulo más alto. Al finalizar el llenado del embalse el asentamiento máximo aumenta 0.8 veces el asentamiento que presentaría la presa con propiedades óptimas del enrocamiento.

La localización de las juntas horizontales en la cara de concreto es fundamental en cuanto al comportamiento general de la cara. Con el llenado del embalse, la dislocación entre las losas y los esfuerzos normales a la cara de concreto presentan su mayor magnitud cuando las losas horizontales se construyen en la parte baja de la cara de concreto (1/5 de la altura total de la cortina). Los desplazamientos en dirección al eje del cauce presentan los mayores valores cuando las juntas horizontales tienen propiedades bajas y se encuentran hacia la parte central de la cara de concreto (90 m de altura); en cambio, si estas mismas juntas tienen propiedades altas, se genera una concentración alta de esfuerzos de compresión en la zona de la junta. Es de resaltar que cuando las juntas horizontales se encuentran en la parte superior de la cara de concreto (4/5 de la altura total de la cortina) los efectos desfavorables son mínimos en comparación con los causados por las juntas ubicadas en alturas menores.

En cuando al comportamiento sísmico, la condición más desfavorable en cuanto a desplazamientos en dirección al eje de la cortina y de esfuerzos es aquella en la que se tienen juntas horizontales de mala calidad en la parte media superior de la cara de concreto (3/5 de la altura total de la cortina).

Cuando las propiedades de las juntas horizontales son altas, se genera alta rigidez alrededor de las juntas y por lo tanto un aumento considerable de esfuerzos en esta zona, lo que puede llevar a la falla de las losas de concreto.

Los resultados de este trabajo de investigación indican que las juntas horizontales construidas en los tercios medio e inferior generan grandes concentraciones de esfuerzos y desplazamientos considerables en la cara de concreto. Aunque la recomendación es evitar al máximo la construcción de este tipo de juntas, en la práctica son construidas con frecuencia. Por lo tanto es necesario considerar en la etapa de diseño los efectos de la construcción de una junta horizontal en la cara de concreto.

Para el caso hipotético modelado en este trabajo, los efectos bajo carga de llenado que se presentan en la junta horizontal son los siguientes, y pueden servir de parámetros guía en el diseño de juntas horizontales de presas similares:

Enrocamiento con propiedades de los materiales al 100%	Caso 1. Junta horizontal a 30 m de		Caso 2. Junta horizontal a 90 m de		Caso 3. Junta horizontal a 120 m de	
	Tipo A	Tipo B	Tipo A	Tipo B	Tipo A	Tipo B
	Desplazamiento en Y	0.235 m	0.270 m	0.225 m	0.250 m	0.205 m
Esfuerzos σ_{yy}	300 t/m ²	175 t/m ²	-52 t/m ²	-68 t/m ²	-110 t/m ²	-100 t/m ²
Esfuerzos σ_{xx}	-219 t/m ²	-128 t/m ²	-252 t/m ²	-112 t/m ²	-168 t/m ²	-122 t/m ²

Enrocamiento con propiedades de los materiales al 85%	Caso 1. Junta horizontal a 30 m de		Caso 2. Junta horizontal a 90 m de		Caso 3. Junta horizontal a 120 m de	
	Tipo A	Tipo B	Tipo A	Tipo B	Tipo A	Tipo B
	Desplazamiento en Y	0.270 m	0.300 m	0.260 m	0.280 m	0.240 m
Esfuerzos σ_{yy}	293 t/m ²	145 t/m ²	-94 t/m ²	-45 t/m ²	-107 t/m ²	-98 t/m ²
Esfuerzos σ_{xx}	-250 t/m ²	-148 t/m ²	-298 t/m ²	-119 t/m ²	-197 t/m ²	-114 t/m ²

Enrocamiento con propiedades de los materiales al 70%	Caso 1. Junta horizontal a 30 m de		Caso 2. Junta horizontal a 90 m de		Caso 3. Junta horizontal a 120 m de	
	Tipo A	Tipo B	Tipo A	Tipo B	Tipo A	Tipo B
	Desplazamiento en Y	0.310 m	0.335 m	0.339 m	0.350 m	0.298 m
Esfuerzos σ_{yy}	210 t/m ²	193 t/m ²	-45 t/m ²	-40 t/m ²	-102 t/m ²	-92 t/m ²
Esfuerzos σ_{xx}	-284 t/m ²	-165 t/m ²	-364 t/m ²	-138 t/m ²	-235 t/m ²	-110 t/m ²

Tipo A: Juntas horizontales con propiedades altas
 Tipo B: Juntas horizontales con propiedades bajas

REFERENCIAS

Alberro, Jesús y José Luis León (1971). “Estado de esfuerzos y deformaciones en la presa La Villita”, Instituto de Ingeniería UNAM. México, D.F.

Alberro, Jesús. (1998). “Agrietamiento en presas de enrocamiento con cara de concreto”, Presas de Almacenamiento, Conferencia Internacional. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, D.F., 109-115.

Ambraseys, N.N. (1960). “On the seismic behaviour of earth dams”, Procs., II World Conference on Earthquake Engineering, Vol 1, pp 331 – 356, Tokio.

Castilla, Jorge Efraín (2011). Notas de clase. Presas de tierra y enrocamiento.

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.

Cooke, J.B. and J.L. Sherard (1987), "Concrete-Face Rockfill Dam: II. Design," *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 113, No.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.

Fell, R, McGregor, J.P. And Stapleton, D. (1992). “Geotechnical engineering of embankment Dams”, Balkema, Rotterdam.

Fitzpatrick, M.D., Cole, B.A., Kinstler, F.L. and Knoop. B.P. (1985) “Design of concrete-faced Rockfill dams. Proceedings of the Symposium on Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance. (Cooke and Sherarded.) Detroit, Michigan, ASCE New York. Pp. 410 – 434.

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

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 facerockfilldam", Presas de Almacenamiento, Conferencia Internacional. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, D.F., 55-70.

ICG (2002). "FLAC3D: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions", Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota.

ICOLD (1986). "Earthquake analysis procedures for dams. State of the art", Bulletin 52.

ICOLD (1986b). "Static Analysis", Bulletin 53.

ICOLD (1989). "Rockfill dams with concrete facing. State of the art", Bulletin 70.

ICOLD, (1989b), "Selecting seismic parameters for large dams", Bulletin 72.

ICOLD (2004) "Concrete Face Rockfill Dams. Concepts for designs and construction"

Marsal, R.L. (1973) "Mechanical properties of Rockfill. In Embankment Dam Engineering (Casagrande Volume) (Hirschfeld and Poulos ed.), John Wiley and Sons, pp. 109 - 200

Mori, R.T., (1999) "Deformations and Cracks in Concrete Face Rockfill Dams", Concrete Face Rockfill Dams, Proceedings, Second Symposium on CFRD, Florianopolis, Brazil.

Pinto, N.L. de S. and Mori, R.T., (1988) "A New Concept of a Perimetric Joint for Concrete Face Rockfill Dams", Proceedings of the 16th Congress of the International Commission on Large Dams, San Francisco.

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.

Reséndiz, D. et al (1972). "Diseño sísmico de presas de tierra y enrocamiento. Estado del arte" Instituto de Ingeniería UNAM. México D.F.

Reséndiz, D. et al (1982). "El Infiernillo and La Villita dams: Seismic behavior" Instituto de Ingeniería UNAM. México D.F.

Romo, M.P. et al (2007). "Actualización del diseño geotécnico y sísmico del segundo trazo del vertedor y la ubicación definitiva de la cortina del proyecto hidroeléctrico la yesca" Volumen 3.

Sarmiento, N (2011). “Análisis tridimensional de la cara de concreto de presas de enrocamiento” Tesis Doctoral. Universidad Nacional Autónoma de México. México D. F. México.

Sherard, J.L. (1966). “A study of the influence of earthquake hazard on the design of embankment dams”, informe a State of California Department of Water Resources, Sacramento.

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.

Tan, Jianping, “Integral Model Test and Research on SR Anti-seepage and Watertight Structures of Perimetric Joint for 230m High Concrete Faced Dam”, Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams, International Committee on Large Dams, China, September 2000.

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.