



PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN INGENIERIA

**MODELACIÓN DE ARQUEO EN PRESAS
TRIDIMENSIONALES**

T E S I S

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(GEOTECNIA)**

QUE PRESENTA:

SERGIO HERNÁNDEZ MIRA

DIRECTOR DE TESIS

DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA

CIUDAD UNIVERSITARIA, 2005



AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Miguel Pedro Romo Organista por la asesoría brindada durante el desarrollo del presente trabajo, y a cada uno de los sinodales: Ing. Jesús Alberro Aramburu, Dr. Efraín Ovando Shelley, Dr. Rigoberto Rivera Constantino, y M. en I. Roberto Magaña del Toro, por sus valiosos aportes en la revisión de esta tesis.

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por la beca recibida durante el desarrollo de esta tesis y por el uso de sus instalaciones.

A los profesores del programa de Maestría y Doctorado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, a mis familiares y amigos, que de una u otra forma colaboraron en la realización del presente trabajo.

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	1
2	ANTECEDENTES	3
2.1	ASPECTOS DE LA MECÁNICA DE SÓLIDOS	3
2.1.1	Condiciones de problemas de valores en la frontera	3
2.1.2	Solución de problemas de valores en la frontera	3
2.1.2.1	Enfoque funcional	4
2.1.2.2	Método de diferencias finitas	4
2.1.2.3	Método del elemento finito (MEF)	4
2.2	APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO A LA GEOTECNIA	5
2.2.1	Generalidades	5
2.2.2	Aplicación del método del elemento finito (MEF) al análisis de presas	6
2.2.2.1	Análisis de esfuerzos y deformaciones	6
2.2.2.2	Relaciones esfuerzo-deformación	7
2.3	RESEÑA HISTÓRICA DE LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS	11
2.4	ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO	12
3	GENERACIÓN DE MODELOS TRIDIMENSIONALES	15
3.1	NOCIONES GENERALES DE MALLAS	15
3.1.1	Clasificación de generadores de mallas	16
3.2	DESCRIPCIÓN GENERAL DE UNA MALLA	18
3.3	METODOLOGÍA GENERAL DE GENERACIÓN DE MALLAS	19
3.4	APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE GENERACIÓN DE MALLAS	19
3.4.1	Introducción	19
3.4.2	Análisis “top-down” de la geometría	20
3.4.3	Atributos relevantes	22

3.4.3.1	Atributos correspondientes a consideraciones geométricas	22
3.4.3.2	Atributos relativos al problema físico	22
3.4.4	Subdivisión Primaria Mínima	23
3.4.5	Creación de una malla (Construcción "bottom-up")	24
3.5	SUBDIVISIÓN PRIMARIA (LOS DATOS)	24
3.5.1	Construcción "bottom-up"	25
3.5.2	Datos de usuario y datos del generador de malla	25
4	MODELO HIPERBÓLICO DE LA CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN	27
4.1	CONSIDERACIÓN SOBRE EL MÓDULO DE ELASTICIDAD	28
4.2	CONSIDERACIONES SOBRE EL CAMBIO DE VOLUMEN	30
4.3	VENTAJAS Y LIMITACIONES DEL MODELO HIPERBÓLICO	32
4.3.1	Ventajas	32
4.3.2	Limitaciones	33
4.4	OTRAS APLICACIONES DEL MODELO HIPERBÓLICO	34
4.5	IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO HIPERBÓLICO	34
4.5.1	Implementación numérica del modelo hiperbólico	34
4.5.2	Implementación de la subrutina ELAW en el programa TEST95	35
4.5.3	Verificación numérica	36
4.5.3.1	Datos iniciales	36
4.5.3.2	Proceso de carga-descarga-recarga	37
4.5.3.3	Verificación de condiciones elásticas	39
4.5.3.4	Consideraciones sobre el esfuerzo confinante	41
5	EFFECTO DE ARQUEO EN PRESAS	43
5.1	ESTUDIO DEL EFECTO DE ARQUEO EN PRESAS	44
5.1.1	Efecto de interacción entre los materiales de la presa	44
5.1.2	Efecto de interacción entre el terraplén y el valle de la presa	45
5.2	MODELACIÓN DEL EFECTO DE ARQUEO EN PRESAS POR INTERACCIÓN ENTRE EL TERRAPLÉN Y EL VALLE AL FINAL DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA CORTINA	51
5.2.1	Metodología paramétrica variando las condiciones geométricas	52
5.2.2	Metodología paramétrica evaluando el efecto de la no linealidad del material	54

5.2.3	Modelación de las condiciones constructivas	55
5.2.4	Calibración de la modelación	55
5.3	EVALUACIÓN DEL EFECTO DE ARQUEO EN LOS ESFUERZOS Y ASENTAMIENTOS SOBRE LA SECCIÓN MÁXIMA DEL TERRAPLÉN EN DIRECCIÓN DEL RÍO	59
5.3.1	Factor 2D/3D de esfuerzos verticales al final del proceso constructivo	59
5.3.2	Factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en el sentido del río al final del proceso constructivo	61
5.3.3	Factor 2D/3D de desplazamientos verticales al final del proceso constructivo	64
5.3.4	Factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río al final del proceso constructivo	64
5.4	EVALUACIÓN DEL EFECTO DE ARQUEO EN LOS DESPLAZAMIENTOS EN LA SECCIÓN MÁXIMA A LO LARGO DE LA CRESTA DE LA CORTINA	67
5.4.1	Relación de asentamientos máximos al final del proceso constructivo	68
5.4.2	Relación de desplazamientos horizontales máximos en dirección del río final del proceso constructivo	71
5.5	OTRAS CONDICIONES EN LAS QUE SE EVALUÓ EL EFECTO DE ARQUEO	72
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	73
7	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	75
ANEXOS		

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 Modelo tridimensional de una presa, visualizado mediante GID (CINME,2000).....	21
Figura 3.2 Subdivisión geométrica del modelo tridimensional	22
Figura 3.3 Subdivisión primaria mínima del modelo de una presa	24
Figura 4.1 Curvas de esfuerzo-deformación real y modelada como una hipérbola (Tomada de Selig, 1988)	28
Figura 4.2 Volumen para verificación de modelo hiperbólico.....	37
Figura 4.3 Volumen con aplicación de cargas verticales en la base	38
Figura 4.4 Curvas de módulo de elasticidad y de esfuerzo deformación para la condición de carga-descarga-recarga modeladas con cargas verticales.....	39
Figura 4.5 Curvas de módulo de elasticidad y de esfuerzo deformación para la condición de carga-descarga de un material elástico lineal.....	40
Figura 4.6 Curvas de módulo de elasticidad y de esfuerzo deformación para la condición de carga-descarga de un material inelástico lineal	40
Figura 5.1 Comparación de modelaciones 3D y 2D sobre la sección máxima en dirección del río	51
Figura 5.2 Comparación de resultados sobre la sección máxima a lo largo de la cresta de la cortina ...	52
Figura 5.3 Modelo geométrico para el análisis paramétrico.....	52
Figura 5.4 Definición del Factor $2D/3D$ para las variables de campo	56
Figura 5.5 Comparación de la variación del factor de esfuerzo principal menor y mayor entre Lefebvre, Duncan y Wilson vs. "modelación" al final del proceso constructivo	57
Figura 5.6 Comparación de esfuerzos entre modelaciones 2D sobre la sección máxima a lo largo de la cresta de la cortina.....	57

Figura 5.7 Variación del factor de esfuerzo vertical con las relaciones L/H y W/H - Hunter y Fell vs. "modelación" al final del proceso constructivo.....	59
Figura 5.8 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H	62
Figura 5.9 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H	63
Figura 5.10 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H.....	65
Figura 5.11 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H	66
Figura 5.12 Medición de la relación de asentamientos máximos	67
Figura 5.13 Abscisas donde se obtienen los asentamientos máximos.....	68
Figura 5.14 Variación de la relación de asentamientos máximos en el centro de la presa - Final proceso constructivo.....	68
Figura 5.15 Medición de la longitud arqueada en la sección a lo largo de la cresta	69
Figura 5.16 Longitud arqueada sobre la sección en la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo	70
Figura 5.17 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en dirección del río en el centro de la presa - Final proceso constructivo.....	71

LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1 Parámetros modelo hiperbólico.....	37
Tabla 5.1 Evaluación de la influencia del arqueo en la relación de esfuerzos verticales para los casos analizados (Tomada de la Tabla 3.2 de Hunter y Fell, 2002)	50
Tabla 5.2 Parámetros del análisis y tipos de modelos generados	53
Tabla 5.3 Relación esfuerzo-deformación hiperbólica	54
Tabla 5.4 Relaciones esfuerzo-deformación elásticas	55

RESUMEN

La práctica común de la ingeniería y las herramientas técnicas disponibles hasta la fecha, han condicionado el uso cotidiano de modelos tridimensionales de presas, lo que ha generado que el análisis estático de este tipo de estructuras se realice de una forma simplificada empleando modelos bidimensionales.

En este trabajo se analiza el efecto que tiene la condición bidimensional en la sobre-estimación de esfuerzos y deformaciones en función de la inclinación de las paredes del valle donde se aloja una presa, denominado efecto de arqueado, analizando adicionalmente la influencia de la inclinación de los taludes de la presa, y del comportamiento lineal y no lineal del material al final del proceso constructivo de la cortina.

Dentro del trabajo se desarrolla un algoritmo de generación para modelos geométricos tridimensionales de presas, y se retoma e implementa la formulación empírica del modelo hiperbólico de las curvas esfuerzo-deformación, los que permiten generar los datos necesarios para el análisis.

Con el análisis se confirma que el efecto combinado de los taludes de la boquilla y la relación del ancho del río respecto a la altura del terraplén, son los parámetros más influyentes en la generación de efectos de arqueado. De igual forma, se muestra la influencia de la rigidez del material y de las condiciones no lineales del comportamiento esfuerzo-deformación en la variación del factor de arqueado, en términos de desplazamientos y esfuerzos.

1 INTRODUCCIÓN

En la actualidad existe una gran cantidad de poderosas herramientas computacionales, que permiten modelar con gran detalle muchos de los aspectos que influyen sobre el comportamiento de presas. Sin embargo, aún quedan algunos aspectos que deben dársele más énfasis en el análisis de estas estructuras como el comportamiento de los materiales y su geometría. En esta tesis se estudiará específicamente el efecto de la geometría de la cortina (incluyendo la del valle) en la respuesta ante carga impuesta por el peso propio.

En la actualidad se dispone de una gran cantidad de algoritmos de generación de modelos geométricos para su uso en programas de análisis numérico. Dichos algoritmos están condicionados a los requerimientos de las herramientas numéricas de análisis, por lo cual, muchos de los programas actuales de análisis cuentan con sus propios algoritmos de preproceso y post-proceso de información, a fin de garantizar la compatibilidad entre las condiciones geométricas y analíticas del modelo.

Existen otros programas que carecen de estas herramientas, y que poseen características particulares que los hacen incompatibles con los algoritmos de generación existentes. Esto motivó la realización de un algoritmo de generación para modelos geométricos tridimensionales de presas, que garantice la compatibilidad entre las condiciones geométricas y las herramientas numéricas disponibles para el análisis de este tipo de estructuras en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Otro de los grandes avances en la modelación de estructuras térreas, es la disponibilidad de modelos constitutivos para la definición de las curvas esfuerzo-deformación del suelo, agrupados fundamentalmente en cuatro categorías de distintos grados de complejidad: elásticos, multilineales, elásticos no lineales, y elastoplásticos. Sin embargo, la utilización de modelos complejos es limitada debido a las dificultades experimentales para determinar los parámetros requeridos por los modelos constitutivos.

Por tal motivo, en el presente trabajo se retoma y se implementa la formulación empírica del modelo hiperbólico de las curvas esfuerzo-deformación, para análisis elásticos no lineales de estructuras tridimensionales, el cual se ubica en un punto intermedio entre el grado de complejidad y modelación aceptable dentro del intervalo de aplicación propia del modelo. Esta dualidad del modelo lo hace útil para el análisis de presas de tierra y enrocamiento, particularmente, para estados anteriores a la falla.

Por último, la práctica común de la ingeniería y las herramientas técnicas disponibles hasta la fecha, han condicionado el uso cotidiano de modelos tridimensionales de presas, lo que ha generado que el análisis de este tipo de estructuras se realice de una forma simplificada empleando modelos bidimensionales. El efecto que tiene la condición bidimensional en la sobre-estimación de esfuerzos y deformaciones en función de la inclinación de las paredes del valle donde se aloja la presa, denominado efecto de arqueado, ya ha sido estudiado anteriormente y se ampliará en el presente trabajo para analizar también la influencia de la inclinación de los taludes de la presa, y del comportamiento lineal y no lineal del material al final del proceso constructivo de la cortina.

2 ANTECEDENTES

2.1 ASPECTOS DE LA MECÁNICA DE SÓLIDOS

A continuación, se presenta a grandes rasgos la evolución de las técnicas numéricas empleadas para obtener los esfuerzos y deformaciones en medios complejos como el suelo y la roca. Este tipo de fenómenos, incluidos en la mecánica de sólidos y generales para varias ramas de la ingeniería, se enmarcan dentro de lo que se denomina problemas de valores en la frontera (Krishnamoorthy, 1987).

2.1.1 Condiciones de problemas de valores en la frontera

Las condiciones de campo se expresan en términos de las variables que definen el problema, tales como variables de desplazamiento y de esfuerzo, las cuales deben satisfacer las condiciones gobernantes del medio, expresadas matemáticamente por alguna de las formas básicas que se mencionan a continuación:

- Ecuaciones Diferenciales: éstas se obtienen por manejo vectorial de los principios de la mecánica, y parten de las ecuaciones gobernantes que las variables de campo deben satisfacer por condiciones de equilibrio y compatibilidad del cuerpo sólido o del sistema estructural.
- Formulación Variacional: ésta metodología encuentra una solución aproximada al problema a través del valor extremo de la función gobernante, la cual puede ser la energía potencial total o la energía complementaria total del sistema.

Las condiciones de frontera pueden ser cinemáticas (se prescriben los desplazamientos) o estáticas (se prescriben fuerzas y momentos). En problemas donde se involucre el tiempo, se deben especificar los valores iniciales.

2.1.2 Solución de problemas de valores en la frontera

Los primeros intentos por solucionar problemas con valores en la frontera, se basaron en establecer las ecuaciones diferenciales que gobernaban el problema físico, y luego de realizar varias simplificaciones, se podía resolver el problema adoptando una solución cerrada (Desai y Christian, 1977).

A pesar de que esta metodología produjo soluciones útiles a gran cantidad de situaciones prácticas, no proveía soluciones realistas a problemas complejos relacionados con las condiciones del sistema tales como la no homogeneidad del medio, la variabilidad espacial y temporal del mismo, la no linealidad de los materiales constitutivos, las irregularidades geométricas, las discontinuidades, etc. Se recurre por tanto de forma alternativa a los métodos numéricos, como metodología para determinar una solución aproximada pero aceptable para los problemas complejos de la ingeniería, los cuales se pueden agrupar de la siguiente forma (Krishnamoorthy, 1987):

2.1.2.1 Enfoque funcional

Este enfoque utiliza un grupo de funciones independientes que satisfacen las condiciones de frontera. Una combinación lineal de un número finito de estas funciones se toma para especificar de forma aproximada las variables de campo en cualquier punto del cuerpo. Los parámetros desconocidos que combinan las funciones se obtienen de tal forma que se satisfagan de la mejor manera las condiciones de campo, las cuales se representan a través de la formulación variacional. Los métodos clásicos de Reyleigh-Ritz y Galerkin entre otros, son ejemplo de aproximaciones funcionales.

2.1.2.2 Método de diferencias finitas

Previo a los elementos finitos, las diferencias finitas se usaron para resolver numéricamente algunos de los problemas difíciles de la mecánica de sólidos. En esta técnica, el cuerpo o el sistema se discretiza por una malla o puntos nodales.

Las variables de campo son representadas por sus valores discretos en los nodos. Las ecuaciones gobernantes y las condiciones de frontera se expresan en términos de diferencias finitas y se aplican a cada nodo en forma secuencial, lo que provee una serie de ecuaciones algebraicas lineales en el campo discreto de la variable de interés, que se resuelven para los valores nodales de dicha variable.

Cabe anotar que el método de las diferencias finitas se puede aplicar con facilidad cuando el medio analizado se discretiza a través de mallas de forma regular, no siendo así para el caso de mallas irregulares, en las que la construcción de la trayectoria de la diferencia se vuelve compleja. Cuando se trata de materiales anisotrópicos, resulta complicado aplicar este método al momento de expresar las ecuaciones gobernantes en términos de diferencias finitas.

2.1.2.3 Método del elemento finito (MEF)

Este método combina las mejores características de los dos métodos de análisis aproximados discutidos anteriormente. En particular el método puede ser explicado a través de conceptos físicos, lo que resulta más atractivo para los ingenieros.

El concepto básico del método es que el cuerpo o la estructura analizada se divide en sectores pequeños de dimensión finita llamados elementos finitos. El cuerpo original de la estructura se considera como un ensamble de estos elementos, conectados por un número finito de juntas llamadas nodos o puntos nodales. Aquí es donde se utiliza el principio de discretización usado en el método de diferencias finitas.

Las propiedades de los elementos se formulan y combinan para obtener la solución del cuerpo entero o estructura. Por ejemplo, para la formulación de desplazamientos se escogen funciones simples conocidas como funciones de forma, las cuales permiten representar la variación del desplazamiento de un elemento dado, a través de los valores calculados para cada nodo. Lo anterior retoma el concepto de Rayleigh-Ritz del método de aproximación funcional, pero se diferencia en que la aproximación de la variable de campo es hecha al nivel del elemento. Las deformaciones y los esfuerzos dentro del elemento se expresan en términos de los desplazamientos nodales, y entonces el principio de desplazamiento virtual o energía potencial mínima se usa para derivar la ecuación de equilibrio para el elemento, siendo los desplazamientos nodales las incógnitas en las ecuaciones.

Las ecuaciones de equilibrio para la estructura completa se obtienen al combinar las ecuaciones de equilibrio para cada elemento, tales que la continuidad de desplazamientos se garantiza en cada uno de los nodos donde los elementos están conectados. A continuación se imponen las condiciones de borde necesarias y se resuelven las ecuaciones de equilibrio para los desplazamientos nodales. Obtenido esto, los valores de deformaciones y esfuerzos se evalúan usando las propiedades del elemento derivadas previamente.

Por todo lo expuesto, se concluye que en lugar de resolver el problema de la estructura entera en una sola operación, en este método la atención se enfoca a la formulación de las propiedades de los elementos constitutivos. El procedimiento para combinar elementos, solucionar ecuaciones y evaluar deformaciones y esfuerzos es el mismo que para cualquier tipo de sistema estructural. Por lo anterior, el MEF ofrece una estructura modular que permite manipular librerías de elementos y crear gran variedad de paquetes para aplicaciones en varias disciplinas de la ingeniería.

2.2 APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO A LA GEOTECNIA

2.2.1 Generalidades

Entre los años 1960 y 1970 se generaron e implementaron gran cantidad de técnicas numéricas para la solución de los problemas de la mecánica de suelos y rocas. Los procedimientos más comunes empleados en la ingeniería geotécnica para este fin son los elementos finitos y las diferencias finitas,

sin olvidar otras técnicas como la integración numérica de las ecuaciones fundamentales, métodos de elementos de frontera, combinaciones de soluciones cerradas con técnicas numéricas, etc. (Desai y Christian, 1977).

La generalidad de estos métodos se basa en el principio de discretización, es decir, dividir un problema complejo en pequeñas unidades equivalentes o componentes. Al utilizar las diferencias finitas se considera que las ecuaciones básicas que gobiernan el problema se discretizan, mientras que con los elementos finitos el cuerpo físico o el continuo que constituye el problema se discretiza.

Si bien el método de diferencias finitas presenta ventajas para los análisis no lineales y de variación en el tiempo; para la modelación de fronteras, de estratos inclinados, y en general irregularidades geométricas, resulta más versátil el método del elemento finito. Por estas razones, y por la disponibilidad de esta última herramienta para la realización del presente trabajo, se seguirá la exposición de este método.

2.2.2 Aplicación del método del elemento finito (MEF) al análisis de presas

El desarrollo teórico del MEF está descrito ampliamente en trabajos presentados por autores como Zienkiewicz (1977), Desai y Abel (1972), Krishnamoorthy (1987), Chandrupatla y Belegundu (1999), y en el presente trabajo se hablará de su aplicación a presas de tierra y enrocamiento.

2.2.2.1 Análisis de esfuerzos y deformaciones

Varios autores como Clough y Woodard (1967), Alberro y Romo (1969), Clough y Duncan (1971), Alberro (1972), Reséndiz y Romo (1972) y Marsal y Reséndiz (1975) destacan como pioneros del uso del MEF en la práctica de la ingeniería geotécnica para el análisis de esfuerzos y desplazamientos en terraplenes. Las conclusiones generales a las que se llega en estos estudios enfatizan dos aspectos; primero la utilidad y versatilidad del MEF para resolver problemas de mecánica de suelos, debido a la facilidad de incorporar conceptos de análisis incremental y propiedades no lineales del comportamiento esfuerzo-deformación, y segundo, la relevancia de incorporar análisis incrementales para poder predecir adecuadamente la historia de esfuerzos, y más aún, de desplazamientos en los procesos constructivos de terraplenes.

Aunque estos estudios impulsaron la comprensión del fenómeno, aun contenían simplificaciones geométricas como el considerar el sistema tridimensional como un problema en estado plano de deformaciones sobre la sección máxima normal al eje del terraplén, suponiendo un comportamiento lineal elástico (o hiperbólico) del suelo, y las cargas sobre la estructura térrea se debían a fuerzas de

cuerpo gravitacionales o externas causadas por ejemplo, por el llenado del embalse. La técnica más empleada para este análisis era la de diferencias finitas.

Goodman y Brown (1963) analizaron un medio continuo arbitrario empleando el principio de superposición, y mostraron que existe una dependencia entre el proceso incremental y la distribución de esfuerzos y deformaciones, debido a la secuencia constructiva que se desarrolla en una estructura térrea. Sin embargo, la modelación del proceso constructivo (si no es necesario obtener los valores de las deformaciones) es irrelevante ya que las cargas de gravedad se pueden aplicar en una etapa para obtener el estado de esfuerzos de la masa de suelo, como lo muestran Lee e Idriss (1975).

Esta propuesta de análisis incremental no permite modelar el comportamiento de esfuerzo-deformación no lineal característico del suelo en estructuras térreas, porque se basa en el uso del principio de superposición. Por tanto, se recurre a una herramienta más completa como el MEF, que permite modelar este tipo de comportamiento en un proceso incremental, con el que se puede evaluar además la dependencia de la respuesta con el nivel de esfuerzos, así como cambios en la geometría durante procesos de construcción de terraplenes o excavaciones, y evolución en procesos constructivos de fenómenos como consolidación, expansión y disipación de excesos de presión de poro, generación de grietas, fracturamiento hidráulico, fallas locales, y análisis de estabilidad de taludes.

La desventaja que se aduce al método, es el alto costo de cómputo para sistemas de gran número de elementos, en análisis tridimensionales, así como en técnicas iterativas que involucren gran cantidad de cálculos para la simulación correcta de análisis no lineales.

2.2.2.2 Relaciones esfuerzo-deformación

En la práctica del análisis de presas, terraplenes y taludes, se usan comúnmente cuatro tipos de relaciones esfuerzo-deformación. En lo que sigue se discuten brevemente las ventajas y desventajas de su utilización, así como experiencias prácticas de su uso:

- **Relaciones elásticas lineales:** Son las más simples dado que están en función de sólo dos parámetros (módulo de Young, E , y relación de Poisson, ν). Históricamente, la limitación fundamental que se le aduce a esta relación, consiste en que únicamente permiten modelar de forma adecuada el comportamiento real del suelo para bajos niveles de esfuerzo y deformación. Sin embargo, se le han reconocido buenos resultados para la determinación del estado de esfuerzos, cuando se realizan análisis en estructuras térreas donde no existan zonas o materiales con grandes diferencias de rigidez, que incluso pueden ser comparables con los obtenidos con análisis no lineales. Los desplazamientos obtenidos a partir de modelos elásticos lineales, pueden ser razonablemente aproximados al comportamiento real, siempre y cuando se tenga una estimación adecuada de la relación de Poisson.
-

Desde finales de los años 60, se realizaron en México análisis de presas de tierra y enrocamiento mediante el MEF, dentro de los que se puede mencionar el análisis comparativo realizado entre un modelo a escala de la presa Requena y su respectivo modelo equivalente en elemento finito con comportamiento elástico lineal de sus materiales (León, 1970).

Las investigaciones realizadas por Penman en Gran Bretaña en las presas de tierra y enrocamiento de Scamonden (Penman *et al.*, 1971), Winscar (Penman y Charles, 1985), y los estudios realizados sobre la presa Llyn Brianne por Cathie y Dungar (1978) y por Penman y Charles (1973), permitieron verificar de forma indirecta el comportamiento lineal elástico de las curvas esfuerzo deformación, durante el periodo de construcción de estas presas. A partir de resultados de laboratorio para la estimación del módulo de elasticidad y la relación de Poisson (obtenidos de pruebas de odómetro, cuya trayectoria de esfuerzos es representativa de la etapa constructiva de los terraplenes), y con base en mediciones de desplazamientos del terraplén durante construcción, se calibró el modelo de elemento finito incremental empleado para el análisis, encontrando buenas predicciones del comportamiento de estas presas durante construcción.

Alberro *et al.* (1998) llevaron a cabo una investigación experimental detallada en la cual se hicieron mediciones directas de esfuerzos y deformaciones durante la construcción de tres presas de tierra y enrocamiento de México: El Caracol, Peñitas y Aguamilpa. Con base en el extenso programa de instrumentación realizado sobre estas presas, consistente en instalación de celdas de presión, extensómetros, deformómetros, piezómetros neumáticos e inclinómetros, se pudieron medir directamente los valores de esfuerzos y de deformaciones dentro de los terraplenes, que permitieron calcular los parámetros elásticos para la realización de análisis mediante elemento finito por etapas constructivas, y verificar posteriormente dichos análisis con los desplazamientos inducidos en estas presas por el proceso constructivo. Las curvas esfuerzo deformación obtenidas mostraron una tendencia que indica un comportamiento elástico lineal de las presas durante el proceso de construcción, que amplía el rango de uso de parámetros mecánicos elásticos.

- **Las relaciones elásticas multilineales** modelan las curvas esfuerzo-deformación del suelo usando dos o más líneas rectas, mejorando la aproximación con la cual las curvas de laboratorio se representan dentro del análisis, y permitiendo modelar el comportamiento de materiales dúctiles. Estas relaciones tienen la limitación de que se deben desarrollar en una base paso a paso, para aproximar las características particulares de las curvas esfuerzo deformación del suelo en consideración.

Investigaciones realizadas empleando el MEF y relaciones esfuerzo-deformación multilineales como las llevadas a cabo sobre la presa de Otter Brook (Clough y Woodward, 1967) en la cual se reproducen de una manera aceptable los desplazamientos horizontales del talud de aguas arriba

de la presa, y la presa de Wilmot en Australia (Boughton, 1970) donde se modelan de una manera adecuada los asentamientos en el terraplén, ambas condiciones comparadas con las mediciones de campo al final de la construcción de las presas, se mencionan como parte de los primeros esfuerzos por validar este tipo de modelación de las curvas esfuerzo-deformación.

En México, los estudios realizados sobre la presa El Infiernillo (Alberro, 1972) detallan las relaciones multilineales para la determinación del módulo de elasticidad y la relación de Poisson obtenidas de pruebas de laboratorio, las cuales se emplearon en la modelación del proceso constructivo de la presa. Se observaron discrepancias entre los desplazamientos calculados y los medidos en campo, pero el estado de esfuerzos obtenido mediante el elemento finito en el corazón de la presa estuvo de acuerdo con los datos de las pruebas de laboratorio. Se destacan aspectos no resueltos en los análisis como el efecto de los esfuerzos remanentes inducidos por la compactación de campo, y la ausencia de leyes constitutivas del suelo para un estado de esfuerzos triaxial verdadero, que limita la validez de las relaciones empíricas de esfuerzo-deformación a estados de esfuerzos modelados en el laboratorio.

Otros estudios en los cuales se cuenta con validación de campo de los análisis realizados mediante elemento finito usando relaciones esfuerzo-deformación multilineales, permiten evaluar las bondades y limitaciones de este tipo de relaciones. Se pueden mencionar trabajos como los realizados por Eisenstein y colaboradores, en los que estudian la distribución de esfuerzos en la presa de Duncan en Canadá para evaluar de forma razonable la localización de agrietamientos en el terraplén (Eisenstein *et al.*, 1972), así como los asentamientos y generación de presión de poro en la presa de Mica en Canadá (Eisenstein y Law, 1977). También se pueden mencionar las predicciones del comportamiento en construcción de la presa de Dalešice (Doležalova y Leitner, 1981) y los desplazamientos en la etapa de construcción en la presa Foz de Areia en Brasil (Rossi y Medeiros, 1985).

- **Relaciones hiperbólicas elásticas no lineales:** propuestas inicialmente por Kondner y sus colaboradores (Kondner, 1963; Kondner y Zelasko, 1963), relacionan incrementos de deformaciones con incrementos de esfuerzos bajo las leyes de Hooke. Es una forma sistemática de relacionar esfuerzos con módulos de Young, bajo un esquema de análisis incremental que permite modelar comportamientos no lineales. Los parámetros constitutivos del modelo tienen significado físico, y se obtienen de los resultados de pruebas triaxiales convencionales, como lo mencionan Duncan y Chang (1970), Reséndiz y Romo (1972), Marsal y Reséndiz (1975). La limitación que presenta en esencia, es que se trata de una relación esfuerzo-deformación empírica, válida para trayectorias de esfuerzos particulares ($\sigma_3 = cte$ y σ_1 variable), que además no permite modelar deformaciones plásticas en un sentido estricto.

En la recopilación del comportamiento de grandes presas en México como la presa José María Morelos (La Villita), Netzahualcóyotl (Malpaso) y La Angostura, presentado en las publicaciones de Marsal y Reséndiz (1975) y SRH, CFE y II-UNAM (1976), se mencionan los análisis comparativos entre las mediciones de campo al final de construcción, y los resultados obtenidos mediante el elemento finito empleando relaciones esfuerzo-deformación hiperbólicas determinadas en pruebas de laboratorio y por medio de relaciones empíricas. Los resultados comparativos en términos de esfuerzos y desplazamientos resultan entre regulares a aceptables, sin embargo, la modelación numérica confirma cualitativamente los fenómenos observados por medio de la instrumentación, que habrían sido difícil de interpretar dada la complejidad de las estructuras.

Estudios realizados en la presa Oroville ubicada en Estados Unidos, como los realizados por Kulhawy y Duncan (1972), y posteriores refinamientos a los modelos empleados en los análisis presentados por Nobari y Duncan (1972) y Li y Desai (1983), permiten obtener buenos resultados comparativos en cuanto a los valores estimados de asentamientos y desplazamientos horizontales durante el proceso de construcción, no siendo así el caso para los esfuerzos, donde no se obtienen resultados consistentes con las características de resistencia de los materiales del terraplén y los requerimientos para el equilibrio vertical del modelo.

Otros estudios recopilan buenas experiencias en la utilización de modelos hiperbólicos para la estimación de las variables de campo, como es el caso de los asentamientos de la cimentación en arena sobre el río Chatahoochee (Duncan y Chang, 1970), los desplazamientos horizontales calculados para la presa homogénea de Otter Brook (Reséndiz y Romo, 1972), también en la evaluación de los efectos de interacción de materiales de distintas rigideces, para la estimación de desplazamientos, asentamientos, esfuerzos y presiones de poro en el proceso constructivo de la presa Dartmouth en Australia (Cole y Cummins, 1981 y Adikari *et al.*, 1982), desplazamientos y esfuerzos en el proceso constructivo de la presa de Alvito en Portugal (Seco e Pinto *et al.*, 1985), los desplazamientos horizontales de la cara de concreto del prototipo de la presa de Cethana (Khalid *et al.*, 1990) y el análisis comparativo de desplazamientos y asentamientos realizado sobre la presa de New Melones realizado por Quigley *et al.* (1976), reportado por Duncan (1992 y 1996).

- **Las relaciones elastoplásticas y elastoviscoplasticas** son más complejas que las relaciones anteriores. La mayor diferencia con el comportamiento elástico se presenta a grandes niveles de esfuerzo, es decir, condiciones cercanas a la falla, durante la falla y posterior a ésta, para las cuales la condición plástica es más representativa del comportamiento real del suelo. Para niveles de esfuerzos alejados de la falla, no se presentan diferencias significativas en los resultados de los análisis, al compararlos con los resultados obtenidos con relaciones multilineales o hiperbólicas.

Dentro de los trabajos con buenos resultados en la comparación entre resultados de campo y de modelos, se pueden enumerar los realizados sobre la presa de King's Lynn en Inglaterra (Wilkes, 1972; Wroth y Simpson, 1972) que utiliza el modelo de Cam-Clay para predecir el comportamiento a corto y largo plazo de asentamientos y desplazamientos horizontales con buena aproximación. Otros resultados favorables han sido obtenidos por Seco e Pinto *et al.* (1985) empleando Cam-Clay para modelar desplazamientos y esfuerzos en el proceso constructivo, sobre la presa de Alvito en Portugal, y en modelos elastoplásticos más complejos como el presentado por Borja *et al.* (1990) en el que se obtienen buenos resultados de la modelación de asentamientos y desplazamientos laterales sobre el terraplén I-95, construido cerca de Boston en 1967.

Un resumen más completo de experiencias en la utilización de cada una de las relaciones esfuerzo-deformación mencionadas, que sirven de verificación de los conceptos planteados anteriormente, se puede consultar en Duncan (1992 y 1996).

De lo anterior, sin embargo, se puede decir que cada una de las relaciones presenta bondades y deficiencias, que no invalidan su uso, siempre y cuando se tengan en cuenta sus intervalos de validez.

2.3 RESEÑA HISTÓRICA DE LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS

Varios autores como Sherard *et al.* (1963), Marsal y Reséndiz (1975), Cooke (1984), Li (1992) han recopilado información de algunas presas de tierra y enrocamiento construidas a través de la historia. Estos trabajos destacan la continua evolución de los procesos constructivos y las metodologías de diseño, acordes con los usos que el hombre les ha dado a través del tiempo. Un breve resumen de este desarrollo se presenta a continuación.

Cooke (1984), menciona que entre los años 1850 y 1960 predominó la construcción de presas de enrocamiento en las que la roca era colocada a volteo, en capas que variaban entre 18 m y 60 m. Menciona también cómo este proceso constructivo inducía fuertes asentamiento del terraplén, incluso varios años después de terminada su construcción, además de presentar importantes caudales de infiltración a través del terraplén. En las memorias del simposio de la ASCE sobre presas de enrocamiento de 1958, se enumeran gran cantidad de casos de presas con estas características.

Dentro de este periodo, a partir de 1940 se generaron dos tendencias en la construcción de este tipo de presas; la primera, de presas de enrocamiento con cara de concreto, y la segunda, de presas de enrocamiento con corazón de tierra. En una etapa de transición entre 1955 y 1965 se comenzaron a construir rellenos de roca compactados en capas de 3 m, lo cual permitió aumentar a más de 100 m la altura de las presas (Cooke, 1984).

Entre 1965 y 1982, se usó ampliamente la técnica de compactar los materiales de presas de enrocamiento con cara de concreto y las de corazón de tierra. En este periodo se definieron lineamientos más rigurosos en cuanto al espesor de capas (entre 0.50 m y 1.0 m dependiendo de la calidad del material a compactar), equipos de compactación (rodillos pata de cabra, rodillos vibratorios, etc.), condiciones de humedad del material a compactar, e incorporación de nuevos materiales para los rellenos (varios tipos de calidad de rocas, gravas, etc).

Todo lo anterior permitió mejorar el comportamiento de las presas, al disminuir los asentamientos tanto en la etapa constructiva, como en el primer llenado y operación a largo plazo. La disminución de las infiltraciones también fue un factor importante, que potenció la construcción de terraplenes de enrocamiento con corazón de tierra, los cuales alcanzaron alturas del orden de 300 m. Además, se generó la confianza de seguir construyendo presas de enrocamiento con cara de concreto, dada la disminución de las deformaciones y por ende, de las filtraciones de agua a través de la losa, alcanzando alturas para este tipo de estructuras hasta de 150 m.

Hasta la fecha, se cuenta con una buena experiencia en cuanto a la construcción del tipo de presas mencionadas, lo que ha permitido recopilar una cantidad importante de información sobre este tema, que redundará en un continuo mejoramiento de las técnicas constructivas empleadas.

2.4 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

La justificación del presente trabajo se basa en los antecedentes anteriormente mencionados. A continuación se detalla la secuencia seguida en la elaboración de esta tesis.

1. Se desarrolla un programa de generación tridimensional de modelos de presas, que sirva como herramienta básica para la realización de análisis de modelos de elemento finito, que esté acorde con la herramienta numérica a emplear, como se describirá en el Capítulo 3.
 2. Se incorporará el modelo hiperbólico no lineal de Duncan y Chang (1970) dentro del programa tridimensional TEST95 (Magaña *et al.*, 1995), el cual corresponde a una continuación del programa TEST92 (Li y Romo, 1992). Ambos programas modelan procesos constructivos y de excavaciones considerando un comportamiento elasto-plástico del suelo. Esto se presenta en el Capítulo 4 de este trabajo.
 3. Análisis paramétrico teórico del efecto de arqueado con variación de taludes tanto de la cortina como de la boquilla, así como del ancho del río, para ampliar las conclusiones encontradas por Lefebvre y Duncan (1973) y Hunter y Fell (2002 y 2003), además de evaluar la influencia del comportamiento lineal y no lineal del material en el fenómeno de arqueado al final del proceso constructivo de la cortina, lo cual se desarrollará en el Capítulo 5.
-

Todo lo anterior está enfocado al desarrollo de una herramienta más completa, que permita versatilidad a la hora de realizar análisis de elemento finito, además de tener conciencia del desarrollo del fenómeno de arqueo en presas.

3 GENERACIÓN DE MODELOS TRIDIMENSIONALES

Como se mencionó en el numeral 2.1.2.3, el fundamento de la simulación de problemas físicos mediante MEF, es dividir el continuo en elementos discretos, que requiere la construcción de una malla sobre el dominio del problema para definir los nodos y los elementos del mismo; práctica comúnmente llamada preproceso.

La importancia del preproceso radica en que la generación de una malla válida en un dominio de una geometría compleja, no es una tarea trivial, y puede llegar a ser un trabajo costoso en términos del tiempo requerido para su ejecución. De otro lado, resulta crucial crear una malla bien adaptada a las condiciones físicas del problema bajo consideración, dado que la calidad de la aproximación de la solución calculada está fuertemente relacionada con la precisión con la que la malla reproduce el prototipo (George, 1991).

Bajo estas premisas, en la actualidad se han desarrollado gran cantidad de algoritmos de generación de modelos para su uso en programas de MEF. Sin embargo, dichos algoritmos están condicionados a los requerimientos de las herramientas numéricas de análisis. Por tal motivo, muchos de los programas actuales de elemento finito cuentan con sus propios algoritmos de preproceso y post-proceso de información, que garanticen la compatibilidad entre las condiciones geométricas y analíticas del modelo.

Existen otros programas, de uso frecuente en el análisis de estructuras térreas en el Instituto de Ingeniería, que carecen de estas herramientas, y que poseen características particulares que los hacen incompatibles con los algoritmos existentes de generación, por lo cual se hace necesario implementar un nuevo algoritmo, que esté acorde con las condiciones propias del problema y con los requerimientos necesarios para su análisis numérico.

3.1 NOCIONES GENERALES DE MALLAS

Una malla consiste en la subdivisión de un continuo con dominio Ω , en un número finito τ_h , de segmentos, triángulos, cuadriláteros, tetraedros, pentaedros o hexaedros, dependiendo de la dimensión del continuo (unidimensional, bidimensional o tridimensional). Los elementos K , que constituyen la malla, deben cumplir ciertas propiedades, que se mencionan a continuación.

Dentro de las propiedades geométricas, una fundamental es la de una malla conforme, que define que las partes ensambladas comparten los nodos y los elementos con la interfaces adyacentes (White y Saigal, 2002) es decir, la subdivisión del continuo comparte los nodos de sus elementos constitutivos con las fronteras del dominio Ω , garantizando aspectos como continuidad del modelo, y la no existencia de elementos vacíos.

El concepto de malla conforme está asociado a los aspectos geométricos del MEF, y se refiere a la definición de los nodos y las funciones de interpolaciones en los elementos. En algunos modelos la conformidad global no se satisface con la malla generada, por tanto la continuidad se asegura con una definición apropiada de los nodos del elemento finito y de las funciones de interpolación asociada.

Otras propiedades importantes que deben tener los elementos que constituyen una malla, están relacionados con aspectos como la variación progresiva de tamaños y densidades entre elementos adyacentes, la regularidad de los mismos y las características de anisotropía en el caso en que existan direcciones preferenciales de algún fenómeno físico.

Las propiedades que están relacionadas con los aspectos físicos del problema bajo consideración, van unidas estrechamente a las propiedades geométricas, ya que la representación física de problemas como la anisotropía o la variación de rigidez entre elementos, se reflejan en las condiciones geométricas del elemento.

3.1.1 Clasificación de generadores de mallas

Existen numerosos algoritmos para la construcción de mallas para geometrías bidimensionales y tridimensionales. La elección de alguno de estos algoritmos en particular depende de las características geométricas del dominio a considerar (George, 1991).

Existen dos grupos principales en los que se pueden clasificar las mallas, de acuerdo a la conectividad o forma de conexión entre los vértices de los elementos que la constituyen.

- Mallas estructuradas: Son aquellas cuya conectividad es del tipo de diferencias finitas (tipo lagrange) es decir, si existe un nodo base de coordenadas (i, j, k) , el nodo vecino de la izquierda tendrá coordenadas $(i-1, j, k)$ y el de la derecha $(i+1, j, k)$. Esta representación tiene ventajas en cuanto al ahorro de información que se requiere para la generación de modelos con elementos en forma de cuadriláteros o hexaedros.
- Mallas no estructuradas: Son aquellas con cualquier otro tipo de conectividad distinta a la anterior. Esta condición es la más general, en cuanto a conectividad se refiere.

A continuación, se listan las diferentes metodologías para la generación de mallas presentadas por George (1991) en su libro "Automatic Mesh Generator". Todas las metodologías descritas se refieren al caso de mallas no estructuradas, y aunque la forma en que se clasifican no es única, proporcionan una idea acerca de la tendencia que enmarca el proceso de generación de mallas.

1. Generación manual, en la cual el usuario define toda la información útil para el proceso de generación, como por ejemplo la definición de los elementos por sus vértices.
2. Generación Semiautomática, en la cual se usa un modelo de malla simple como base de una construcción más compleja, la cual se hace manual.
3. Generación de una malla del dominio real por mapeo, con una función de transformación adecuada, a partir de una malla de geometría simple.
4. Generación por la solución explícita de ecuaciones en derivadas parciales formuladas sobre la malla de referencia.
5. Aplicación de la técnica de superposición y deformación de un modelo simple, de manera que se cubra el dominio real aproximadamente.
6. Generación del modelo final por partición estructurada del modelo en bloques de geometría simple.
7. Generación del modelo desde las fronteras de su dominio por el método de avance por planos.
8. Generación del modelo de un dominio a partir de los puntos de su frontera por aproximación del tipo Delaunay-Voronoi.
9. Generación de la malla desde una serie de puntos localizados en el dominio o descritos por sus contornos. Esta aplicación es un caso particular del numeral 8.
10. Generación de modelos por combinación de mallas creadas por los métodos previos, en las que se realizan transformaciones geométricas o topológicas.

Este listado permite también visualizar la problemática del proceso de generación de mallas, que se resume a grandes rasgos a continuación:

- La multiplicidad de algoritmos.
- La variabilidad de la generalidad de los mismos.
- La cantidad y forma en que se deben de proveer los datos para la generación (puntos, líneas, superficies, fronteras, núcleos de mallas, mallas generadas previamente, etc).
- La necesidad de una adecuada definición de la noción de malla, que sea conveniente para su sistematización. Esto implica precisar los datos necesarios para la generación de la malla y la forma de acceder a dicha información.

3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE UNA MALLA

Como ya se ha mencionado, la simulación numérica de un problema físico mediante el MEF requiere de la subdivisión del dominio del problema. Esta subdivisión o malla debe contener toda la información útil necesaria para los diferentes pasos del proceso numérico (geometría, definición de cargas, cálculo del problema, solución del sistema, visualización de resultados, etc.).

Esta información se puede clasificar de la siguiente forma:

- Información geométrica: En cuanto a la consideración del dominio del problema, y en la forma de generación de los elementos constitutivos del modelo.
- Información respecto a la interpolación en el elemento finito: La malla debe ser compatible con el tipo de función de interpolación, el número de nodos por elemento, la forma de enumerarlos y su ubicación.
- Información física: La información contenida en la malla debe permitir la definición de las características físicas de los materiales, cargas aplicadas, condiciones de frontera no naturales, etc.

Una malla es entonces, una serie de tablas de valores que contienen una lista de los elementos geométricos, en la cual se almacena información como naturaleza del elemento, historia del mismo (si está constituido por sus caras, sus aristas o sus vértices), listado de sus vértices, su conectividad y topología, la numeración y listado de sus nodos (definiendo nodo como un punto que representa una o varias incógnitas), la coordenada de sus vértices, los atributos físicos del elemento, etc. Todo lo anterior corresponde a los tres tipos de información mencionados.

Siguiendo con los conceptos de modelación, un paquete de generación es un algoritmo que permite automatizar el proceso de generación de mallas. Los requerimientos mínimos para la concepción de un paquete de generación como tal se resumen en:

1. La definición de la estructura de datos
2. Varios módulos de creación de mallas
3. Módulos para modificación y visualización de mallas
4. Herramientas técnicas para la manipulación sencilla de datos específicos asociados con la malla y para la manipulación de los valores almacenados.

El almacenamiento efectivo de la información en los generadores de mallas, difiere de un paquete a otro, por lo cual es claro que la selección de la organización para la estructura de valores que constituyen la malla, no tiene un único resultado. Esta selección se determina por el uso que se quiera hacer de esta estructura en operaciones tan variadas como la visualización, cálculo de las matrices elementales, solución por métodos directos o iterativos.

Las tablas que describen la información de la malla, permiten seleccionar elementos, caras, aristas (bordes) y nodos con el fin de que puedan asignárseles a todos ellos, valores físicos. Estos atributos, definidos como número del subdominio y número de referencia se explicarán posteriormente.

3.3 METODOLOGÍA GENERAL DE GENERACIÓN DE MALLAS

La construcción de una malla puede realizarse en tres pasos básicos (George, 1991):

1. Análisis del problema: Este primer paso consiste en analizar la geometría del dominio y del problema físico a resolver; este análisis se procesa de la forma "top-down", es decir, descomponiendo un problema complejo en una serie de sub-problemas más simples.
2. Definición formal del proceso de generación de la malla: Se forma la malla en un proceso "bottom-up", el cual permite definir la solución del problema completo.
3. Construcción real de la malla: En una primera fase se realiza la creación de los datos relevantes, y a continuación se procede a la generación real de la malla.

En este proceso se obtiene entonces la definición de los elementos a partir de sus vértices como una parte de la creación de la malla, por lo cual en general, resulta necesario realizar procesos de numeración tanto de elementos como de nodos de acuerdo con el método de generación a utilizar.

3.4 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE GENERACIÓN DE MALLAS

3.4.1 Introducción

En este numeral se introduce la metodología general de generación de mallas, junto a la aplicación desarrollada dentro del presente trabajo, como ejemplificación de los conceptos teóricos mencionados.

La aplicación se enfocará a la generación de modelos tridimensionales de presas de tierra con materiales graduados, o con cara de concreto, y algunos casos especiales de perfiles de suelos que sirvan para la verificación teórica de los modelos implementados en el MEF.

Las mallas generadas se emplearán en el análisis de comportamiento estático y dinámico de las estructuras mencionadas anteriormente, mediante programas de elemento finito para el caso estático como el TEST95 (Magaña et al., 1995), y programas como TLUSH (Kagawa et al., 1981), PLUSH (Romo et al., 1977) para el caso dinámico. Una aplicación adicional de estas mallas es que puede usarse para la generación de modelos de diferencias finitas para análisis estáticos y dinámicos mediante el programa FLAC3D (ICG, 2002).

3.4.2 Análisis “top-down” de la geometría

El propósito de este análisis es utilizar de la mejor forma las características geométricas del dominio, para minimizar el trabajo necesario al generar la malla, y adicionalmente para lograr una mayor proximidad a las condiciones reales del problema.

El método “top-down” consiste en dividir el problema bajo consideración en una serie de sub-problemas que sean fáciles de resolver, los cuales estén mejor adaptados con las capacidades de los algoritmos de generación. Este análisis contempla tres objetivos:

- Considerar las posibles características repetitivas en el dominio, que minimicen y vuelvan más aproximado el trabajo del algoritmo de generación.
- Adaptar la región bajo consideración a las capacidades o robustez del generador.
- Obtener mallas que tengan algunas características especiales, como por ejemplo:
 - Crear cuadriláteros para algunas regiones.
 - Obtener densidad variable de los elementos.
 - Imponer puntos, líneas, etc, en una malla.
 - Obtener simetrías en el dominio para procesar sólo parte del mismo y por medio del generador procesar la malla del modelo completo.

Para seguir con el desarrollo metodológico, se hace necesario precisar dos conceptos fundamentales;

- Subdivisión primaria: La subdivisión primaria del dominio es aquella cuya malla se obtiene por un algoritmo de generación.
- Subdivisión secundaria: Es aquella subdivisión del dominio cuya malla se obtiene por transformación de una malla existente.

Combinando los tres objetivos mencionados, se puede obtener la subdivisión primaria del modelo, y dado que se está derivando exclusivamente de un análisis geométrico, se puede denominar como subdivisión geométrica primaria.

En la Figura 3.1 se presenta un esquema de un modelo generado con el procedimiento "top-down" para el problema de presas.

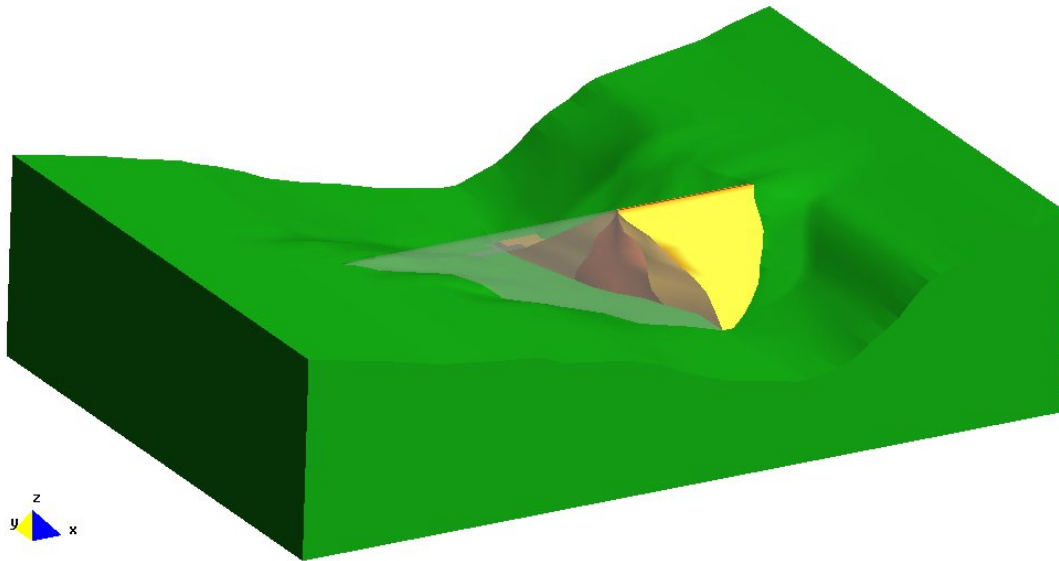


Figura 3.1 Modelo tridimensional de una presa, visualizado mediante GID (CINME,2000)

En este esquema se observan los cuerpos constitutivos del modelo físico que se enumeran a continuación:

- El cuerpo de la presa.
- La cimentación de la misma.
- Los diferentes materiales constitutivos de la presa.

La obtención de la subdivisión geométrica primaria se hará entonces al considerar inicialmente como dos cuerpos separados la cimentación de la presa, y el cuerpo de la misma, esta última subdividida a su vez en los materiales constitutivos (ver Figura 3.2).

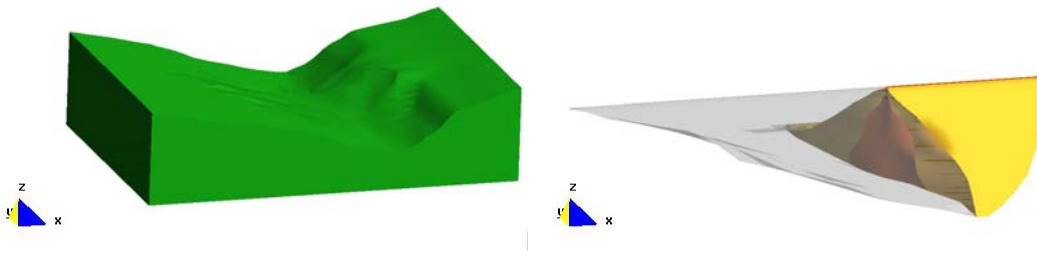


Figura 3.2 Subdivisión geométrica del modelo tridimensional

3.4.3 Atributos relevantes

Se evaluará la influencia de los aspectos físicos del problema bajo el concepto de subdivisión primaria, que hasta el momento solo se ha evaluado con relación a los aspectos geométricos.

Para un análisis apropiado de los aspectos físicos del problema, se deben considerar los diferentes materiales constitutivos del dominio, las cargas aplicadas (de volumen, de superficie, lineales o puntuales), y las condiciones de frontera preescritas (valores predefinidos en los nodos). Se conoce que estas operaciones, en la etapa de solución, se conectan con los atributos característicos de los elementos de la malla tales como caras, bordes o nodos.

Por lo anterior, resulta necesario identificar dos tipos de atributos, aquellos relativos a consideraciones geométricas y a consideraciones físicas, para hacer una correcta asignación de los mismos.

3.4.3.1 Atributos correspondientes a consideraciones geométricas

El número de subdominio y el número de referencia se pueden utilizar para activar una secuencia específica de instrucciones relacionadas con aspectos geométricos, como la graficación o la reorganización de puntos, caras o bordes.

3.4.3.2 Atributos relativos al problema físico

Aquí se toman en cuenta las propiedades físicas del problema, y se estudia el proceso para realizar las asignaciones físicas correspondientes relacionadas con las consideraciones geométricas, mediante el uso del número de subdominio y el número de referencia, como se presenta a continuación.

- Número del subdominio: Como se mencionó, este atributo se asocia a una noción geométrica, que permite asignar características físicas a cada material constitutivo, y permite calcular las cargas a las que estará sometido dicho material. Lo anterior permite realizar un procesamiento global o un

tratamiento específico a los elementos que compartan el mismo número de subdominio, y en general para el caso de simulación mediante el MEF, este atributo se usa para definir integración sobre el dominio (Ω) del tipo:

$$\int_{\Omega} f(.)dx$$

- Número de referencia: Este atributo se define para caracterizar aspectos subvolumétricos (caras, bordes, y nodos en tres dimensiones, o bordes y nodos en dos dimensiones). Adicionalmente a su rol puramente geométrico, permite también hacer relaciones entre una parte de una frontera y la selección de un posible proceso, de manera similar que para el número de subdominio. En general este atributo corresponde a operaciones de punto, o integración en la frontera, del tipo:

$$\int_{\Gamma} f(.)d\gamma$$

Donde Γ denota una porción de esta frontera. En este caso son números de referencia de bordes (2D) o caras (3D) que permiten la activación de esta operación.

3.4.4 Subdivisión Primaria Mínima

El análisis geométrico permite distinguir la subdivisión geométrica primaria. El problema físico y la necesidad de asignación de subdominios y números de referencia conlleva la determinación de subdivisiones más finas, definidas formalmente como subdivisiones primarias mínimas.

Una subdivisión primaria mínima o subdivisión genérica, es una subdivisión del dominio, para lo cual la malla se crea con la ayuda de un algoritmo de generación.

Teniendo en cuenta el apartado que se refiere a la asignación de atributos a los subdominios, la noción de subdivisión primaria mínima, toma los aspectos físicos del problema bajo consideración. Esta distinción no se había hecho en la notación antes de este punto, por tanto la subdivisión primaria mínima, o subdivisión genérica, constituirán subdivisiones que se considerarán efectivamente.

Cada una de estas subdivisiones y sus items constitutivos (puntos, líneas y caras) poseen los atributos deseados que permiten hacer las operaciones apropiadas posibles al nivel de la geometría (cuando se crea una malla) como también al nivel físico (cuando se calculan matrices).

Para el caso práctico de interés, la subdivisión primaria mínima del modelo físico, será la vista bidimensional de la sección máxima de la presa, en sentido longitudinal al eje del río (ver Figura 3.3).

En esta figura se observan las características geométricas relevantes del modelo, como son la forma de los taludes y altura de la sección, además de los aspectos físicos de la distribución de materiales, que de igual forma, tienen repercusiones geométricas en el modelo.

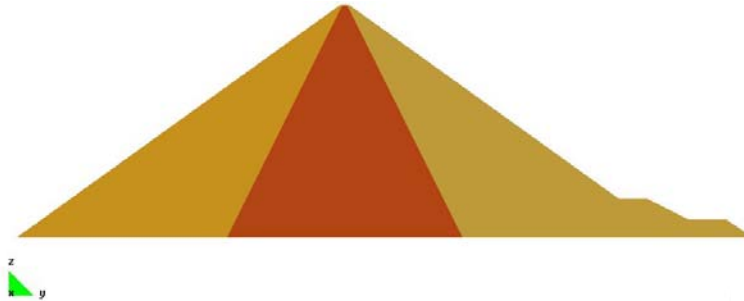


Figura 3.3 Subdivisión primaria mínima del modelo de una presa

3.4.5 Creación de una malla (Construcción “bottom-up”)

Cada subdivisión genérica definida por la metodología del numeral anterior, se creará separadamente usando un algoritmo de generación apropiado. Cabe anotar que estas subdivisiones resultan del análisis previo (geométrica y físicamente), así como de la necesidad de adaptar cada subdivisión a las capacidades del generador seleccionado.

Las mallas de todas las subdivisiones secundarias se derivan a partir de manipulación simple de la subdivisión genérica. La malla final del dominio completo se obtiene por la unión de estas submallas. Siguiendo esta filosofía, la malla completa se genera en una construcción del tipo “bottom-up”, es decir, el cubrimiento final del dominio se deriva de mallas a partir de subdivisiones simples.

La principal consecuencia de esta metodología para la concepción de mallas es la validez de la malla final; la cual no es más que la unión de mallas primarias o secundarias de regiones de geometría simple. Si éstas son válidas, entonces el resultado final es válido.

3.5 SUBDIVISIÓN PRIMARIA (LOS DATOS)

Hasta el momento se ha definido la subdivisión primaria, enmarcada en el proceso de creación de mallas, esquematizado como:

Subdivisión primaria + generador de mallas ———> Malla

Ahora el problema a resolver corresponde a la entrada de datos relevantes para el generador. Este proceso debe ser tan simple como sea posible, pero tan completo que permita procesar condiciones más generales. En la práctica hay dos tipos de datos:

- Los del usuario, que es la información que provee efectivamente el usuario.
- Los del generador de mallas, los cuales se deducen de la información previa, generalmente por algún proceso automático.

La naturaleza de los datos requiere en todos los casos considerados, alcanzar a proponer un método formal para la concepción de los datos, procediendo de una forma “bottom-up”.

3.5.1 Construcción “bottom-up”

Para cada una de las subdivisiones secundarias del modelo (ver numeral 3.4.5), se pueden proveer una serie de puntos característicos a partir de los cuales se deriven líneas características, caras y volúmenes. A partir de esta información, el generador de mallas, crea los elementos finitos (definidos por sus vértices como nodos) cubriendo el dominio.

En la práctica, el proceso de creación de la malla a menudo va precedido de una fase de preproceso, la cual proporciona los datos necesarios para el generador a partir de los datos de usuario.

3.5.2 Datos de usuario y datos del generador de malla

En esta fase del preproceso se procede a partir de los datos de usuario y se construyen los datos adaptados a las capacidades del generador de mallas. Esta etapa es crucial y debe ser automatizada y controlada a fin de suprimir errores potenciales.

En un ejemplo simple de crear contornos a partir de segmentos en 2 dimensiones se pueden ver algunas cosas interesantes, tales como:

- El esfuerzo requerido por el usuario consiste solamente en:
 - Suministrar algunos puntos característicos.
 - Describir las líneas útiles.
 - Especificar las líneas que constituyen el contorno.

- El preproceso consiste entonces en:
 - Procesar los puntos dados.
 - Dividir las líneas por creación de puntos intermedios.
 - Unir las líneas de contorno mientras se controla el cierre correcto de los contornos resultantes.
 - Verificación de que los datos definidos son consistentes con las capacidades del generador.

Los paquetes de generación de mallas incluyen esta fase de preproceso y en general los datos de usuario se capturan por los siguientes métodos:

- Creación de un archivo que contenga los datos relevantes proporcionados en un formato específico.
- Creación de un archivo de datos automáticamente, por la entrada de datos relevantes manualmente o por la captura de valores interactivamente; en este caso, el proceso ofrece facilidades gráficas.

La creación de archivos de datos es una forma fácil de guardar esta información en memoria. Luego, en una etapa posterior, la historia de cualquier valor puede ser asequible, para realizar modificaciones fácilmente. Sin embargo, algunos paquetes no usan tales archivos específicamente, por lo que los valores son capturados directamente, activando los algoritmos de generación.

El detalle del algoritmo de generación desarrollado en el presente trabajo, así como la ejemplificación de cada uno de sus pasos, se presenta en el Anexo A.1 de esta tesis.

4 MODELO HIPERBÓLICO DE LA CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Luego de tratar los aspectos geométricos de la modelación de estructuras térreas, y de mencionar la aplicación del elemento finito como herramienta para el análisis de este tipo de estructuras, se señaló la disponibilidad de modelos constitutivos para la definición de las curvas esfuerzo-deformación del suelo.

En el presente trabajo se retoma y se implementa la formulación empírica del modelo hiperbólico de las curvas esfuerzo-deformación, para análisis elásticos no lineales de estructuras tridimensionales, que se ubica en un punto intermedio entre grado de complejidad y buenos resultados para las condiciones de aplicación propias del modelo, por lo que sigue siendo muy útil para el análisis de presas de tierra y enrocamiento para estados anteriores a la falla.

La relación hiperbólica de esfuerzo-deformación se desarrolló para usarse en análisis incrementales de deformaciones del suelo, donde el comportamiento no lineal se modela mediante una serie de incrementos lineales (Duncan, 1980).

Las relaciones entre incrementos de esfuerzos y deformaciones están gobernadas por las leyes generalizadas de Hooke para deformaciones elásticas, expresadas a continuación en términos de modulo de Young (E) y el módulo de compresibilidad volumétrica (B) para la condición de isotropía completa.

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{yz} \\ \Delta\tau_{xz} \end{Bmatrix} = \frac{3B}{9B-E} \begin{bmatrix} 3B+E & 3B-E & 3B-E & 0 & 0 & 0 \\ 3B-E & 3B+E & 3B-E & 0 & 0 & 0 \\ 3B-E & 3B-E & 3B+E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & E & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & E \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{yz} \\ \Delta\gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad (\text{ec. 4.1})$$

Variando apropiadamente los módulos (E y B) en función de la alteración de los esfuerzos en el suelo, es posible usar la (ec. 4.1) para modelar tres características importantes del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo: no linealidad, dependencia del nivel de esfuerzos y comportamiento inelástico.

4.1 CONSIDERACIÓN SOBRE EL MÓDULO DE ELASTICIDAD

Kondner y sus colaboradores (Kondner, 1963; Kondner y Zelasko, 1963) mostraron que las curvas esfuerzo-deformación en pruebas triaxiales de compresión para arcillas y arenas pueden ser aproximadas en forma razonable por hipérbolas (ver Figura 4.1), que se representan por ecuaciones del tipo:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (\text{ec. 4.2})$$

Donde E_i es el módulo tangente inicial o pendiente de la curva esfuerzo-deformación, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ es la diferencia de esfuerzos principales, ε es la deformación axial y $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ es un valor asintótico de la diferencia de esfuerzos principales para deformación infinita.

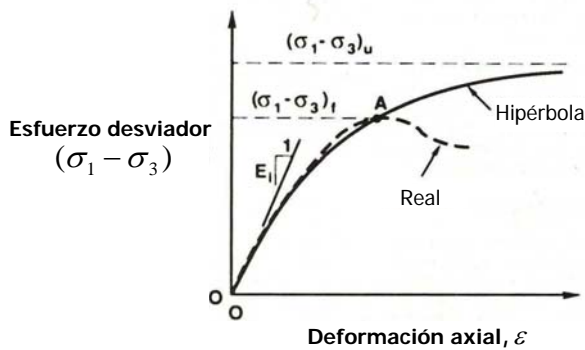


Figura 4.1 Curvas de esfuerzo-deformación real y modelada como una hipérbola (Tomada de Selig, 1988)

La diferencia $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, se define en términos de la diferencia real de esfuerzos a la falla, por medio de la relación de falla R_f así:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (\text{ec. 4.3})$$

La variación del módulo tangente inicial E_i , con el nivel de confinamiento σ_3 , puede representarse por la ecuación empírica formulada por Janbu (1963), que se presenta a continuación.

$$E_i = K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (\text{ec. 4.4})$$

Donde:

- K : Número del módulo (adimensional)
- n : Exponente del módulo (adimensional)
- P_a : Presión atmosférica. Se introduce en la ecuación para realizar la conversión entre sistemas de unidades, por tanto K y n no varían entre sistemas, y las unidades de E_i son las mismas que las de P_a .

El esfuerzo desviador de falla $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, es función de la presión de confinamiento σ_3 . Una aproximación para representar la relación entre la resistencia al corte con el nivel de confinamiento, se puede expresar en términos de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, con una ecuación de la siguiente forma:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (\text{ec. 4.5})$$

La envolvente de falla se representa por simplicidad como una línea recta con pendiente ϕ (ángulo de fricción interna del suelo) y con intercepto c (cohesión), siendo más conveniente considerarlos como parámetros de la envolvente de falla, y no con el significado físico que implican sus nombres (Selig, 1988).

La envolvente real presenta a menudo una tendencia curva, por tanto, se debe usar la línea de mejor ajuste o tener en cuenta la variación de ϕ con σ_3 . En este último caso ϕ se representa según Leps (1970) como:

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right) \quad (\text{ec. 4.6})$$

Donde

- ϕ_0 : Valor de ϕ para $\sigma_3 = P_a$
- $\Delta\phi$: Reducción en ϕ por un orden de magnitud en el incremento en σ_3 .

Por último, la pendiente instantánea de la curva esfuerzo-deformación se denomina módulo tangente E_t . Diferenciando la (ec. 4.2) con respecto a ε y sustituyendo las expresiones (ec. 4.3), (ec. 4.4), (ec. 4.5) y (ec. 4.6) se obtiene la siguiente ecuación para el módulo tangente (Duncan, 1980):

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (\text{ec. 4.7})$$

Esta ecuación se usa para calcular valores apropiados de E_t para cualquier condición de esfuerzos σ_3 y $(\sigma_1 - \sigma_3)$, conocidos previamente los valores de K , n , c , ϕ y R_f .

Con base a la experiencia acumulada por Duncan (1980) en el análisis de curvas de esfuerzo-deformación realizadas en pruebas triaxiales en carga primaria, descarga y recarga, el comportamiento inelástico se simula mediante el uso de diferentes módulos tangentes para la etapa de carga, y las etapas de descarga y recarga de manera conjunta, representado por un módulo E_{ur} de mayor pendiente que el módulo de carga primaria E_i .

En la relación hiperbólica de esfuerzo-deformación, se utiliza el mismo valor de E_{ur} para las etapas de descarga y recarga, y el efecto de la presión de confinamiento se obtiene de igual forma que la (ec. 4.4):

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (\text{ec. 4.8})$$

Donde K_{ur} es el número del módulo de descarga-recarga, cuyo valor siempre es mayor que el número del módulo para carga primaria K . El valor del exponente n , siempre es similar tanto para carga como para descarga, por lo cual en el modelo hiperbólico se consideran iguales.

4.2 CONSIDERACIONES SOBRE EL CAMBIO DE VOLUMEN

La segunda propiedad del suelo necesaria como dato de entrada en las leyes generalizadas de Hooke, (ec. 4.1), es el módulo de compresibilidad volumétrica, que de acuerdo con la teoría de la elasticidad está definido en términos del promedio del cambio de los esfuerzos principales, y del cambio de la deformación volumétrica, dados por la siguiente ecuación:

$$B = \frac{\Delta\sigma_m}{\Delta\varepsilon_v} = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3\Delta\varepsilon_v} \quad (\text{ec. 4.9})$$

Para un ensayo triaxial convencional, en el cual el esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)$ se incrementa desde cero $(\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3)$, mientras que la presión de confinamiento se mantiene constante $(\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0)$, la (ec. 4.9) se puede expresar de la siguiente forma:

$$B = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3\varepsilon_v} \quad (\text{ec. 4.10})$$

La (ec. 4.10) define un módulo secante cuyos valores dependen de los datos seleccionados para su determinación. Duncan (1980) define un método para seleccionar los datos representativos del suelo. La variación de B con el nivel de confinamiento σ_3 se puede representar por medio de una ley potencial de la forma:

$$B = K_b P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad (\text{ec. 4.11})$$

Donde:

- K_b : Número del módulo de compresibilidad volumétrica (adimensional)
- m : Exponente del módulo de compresibilidad volumétrica (adimensional).
- P_a : Presión atmosférica.

Las limitaciones de esta metodología para la estimación del módulo de compresibilidad volumétrica, las resume Boscardin *et al.* (1990) como se presenta a continuación: primero, las pruebas triaxiales convencionales generan datos de deformaciones volumétricas sólo para muestras saturadas, que excluyen las muestras compactadas en estado parcialmente saturado; segundo, se emplea un módulo de compresibilidad volumétrica secante en lugar de definirlo tangente.

Selig (1988) propone una metodología alterna para el cálculo del módulo de compresibilidad volumétrica B basada en el esfuerzo medio normal, a partir de pruebas de compresión hidrostática, cuyo resultado se representan por una ecuación hiperbólica de la forma:

$$\sigma_m = \frac{B_i \varepsilon_v}{1 - \left(\frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_u} \right)} \quad (\text{ec. 4.12})$$

Donde

- B_i : Módulo de compresibilidad volumétrica tangente inicial
- ε_u : Deformación volumétrica última a grandes esfuerzos
- σ_m : Esfuerzo de confinamiento medio
- ε_v : Deformación volumétrica

Diferenciando la (ec. 4.12) respecto a la deformación volumétrica ε_v , se define una expresión para el módulo de compresibilidad volumétrica tangencial B_t , de la siguiente manera:

$$B_t = B_i \left[1 + \frac{\sigma_m}{B_i \varepsilon_u} \right]^2 \quad (\text{ec. 4.13})$$

Los valores de B_i y ε_u son el intercepto y la pendiente inversa, respectivamente, de la gráfica de σ_m / ε_v versus σ_m .

4.3 VENTAJAS Y LIMITACIONES DEL MODELO HIPERBÓLICO

4.3.1 Ventajas

Las principales ventajas del modelo hiperbólico se describen a continuación (Duncan, 1980):

1. La simplicidad del modelo hiperbólico para definir las curvas esfuerzo-deformación del suelo, lo que hace que sea ampliamente usado en gran variedad de problemas prácticos.
 2. Los parámetros requeridos se pueden determinar fácilmente a partir de resultados de pruebas triaxiales convencionales de compresión aumentando el esfuerzo axial. Además, si no se cuenta con los resultados de dichas pruebas, los parámetros se pueden definir a partir de pruebas de corte directo y de consolidación; o pueden ser estimados al conocer el tipo de suelo y la densidad *in situ* del material. El uso del modelo no requiere un programa de pruebas más extenso que aquellos realizados rutinariamente para otros propósitos de la ingeniería de suelos. Lo anterior es importante mencionarlo, ya que el costo de unas pocas pruebas de laboratorio especiales o no convencionales, puede exceder el costo de los análisis de elemento finito para los cuales se requieren dichas pruebas.
 3. Los parámetros asociados con el modelo tienen interpretación física directa.
 4. Los valores de los parámetros han sido determinados para diferentes tipos de suelos, tanto para condiciones drenadas como no drenadas. Esta información es útil para la estimación de los parámetros cuando no se dispone de pruebas de laboratorio.
 5. El modelo ha sido usado en una gran variedad de problemas geotécnicos de interacción suelo-estructura.
 6. Las capacidades y limitaciones de la formulación empleada están ampliamente documentadas y entendidas.
 7. Los modelos quasi-lineales son relativamente fáciles de incorporar en programas de cómputo.
 8. Es un modelo robusto, ya que se ha demostrado que presenta resultados consistentes ante variaciones en sus parámetros.
-

4.3.2 Limitaciones

Puesto que los modelos del tipo hiperbólico se basan en una alta idealización de la caracterización del suelo, estos poseen algunas limitaciones significativas. Así lo expresan diferentes investigadores como Duncan y Chang (1970), Wong y Duncan, 1974, Duncan (1980), Kaliakin (1999), entre otros:

1. Las relaciones del modelo hiperbólico están basadas en las leyes generalizadas de Hooke, lo que resulta adecuado para realizar análisis de esfuerzos y deformaciones en masas de tierra estables. En el caso de masas de tierra inestables los resultados obtenidos no se apegan al comportamiento real del suelo durante y después de la falla.
2. En la formulación hiperbólica, la definición del módulo de elasticidad y el módulo de compresibilidad volumétrica, parte de pruebas de laboratorio con trayectorias de esfuerzos diferentes.
3. La formulación hiperbólica relaciona deformaciones axiales con esfuerzos desviadores, y no incluye cambios de volumen debidos a cambios en los esfuerzos de cortante, o dilatación por cortante.
4. Los parámetros del modelo no son propiedades fundamentales del suelo, sino valores empíricos de coeficientes que representan el suelo bajo un rango limitado de condiciones. Estos valores dependen de la densidad del suelo, del contenido de agua, del rango de presiones usados y de las condiciones de drenaje, por tanto, las pruebas de laboratorio a realizar para estimar dichos parámetros deben ser representativas de las condiciones de campo.
5. El modelo hiperbólico no hace consideración alguna respecto al esfuerzo principal intermedio σ_2 .
6. Se deben mejorar las consideraciones propuestas para modelar la descarga del suelo, especialmente en la modelación del cambio de volumen, ya que se define independiente del nivel de esfuerzos, lo que no permite tener en cuenta la gran disminución de la relación de Poisson ante condiciones de descarga.
7. La variación de E_i usando la (ec. 4.4) viola el principio de conservación de la energía de comportamiento elástico, ya que dependiendo de la dirección del ciclo cerrado de esfuerzos, el modelo generará o disipará energía.
8. Kaliakin (1980), presenta un fragmento de una discusión presentada por Desai y Siriwardane (1984) sobre modelos constitutivos hiperbólicos quasi-lineales en el que se menciona que: "Estos modelos pueden dar resultados satisfactorios sólo en una limitada clase de problemas.... Por ejemplo, si se está interesado en análisis no lineales de esfuerzo-deformación de

medios semi-infinitos bajo cargas monotónicas incrementales, el resultado puede resultar aceptable. Sin embargo, si el problema involucra carga y descarga, y varias trayectorias de esfuerzo en el suelo, los resultados para simulaciones hiperbólicas no son confiables. Una de las mayores limitaciones es que el modelo incluye sólo una trayectoria de esfuerzos, mientras que la carga y descarga puede causar gran variedad de trayectorias de esfuerzo....”.

9. No se tiene en cuenta las características de anisotropía de materiales compactados, ni el estado de esfuerzos inducido por la energía de compactación.

4.4 OTRAS APLICACIONES DEL MODELO HIPERBÓLICO

Clough y Duncan (1971), desarrollaron un procedimiento para representar la interfaz entre una estructura y el suelo adyacente en un análisis de interacción suelo-estructura mediante elemento finito. Las características esfuerzo-deformación y de resistencia de la interfaz entre el relleno de arena y el concreto, se investigaron por medio de pruebas de corte directo de muestras compuestas, encontrando que el comportamiento no lineal y la dependencia del nivel de esfuerzos se pueden representar por ecuaciones empíricas similares a las encontradas por Duncan y Chang (1970).

En un trabajo reciente de Gómez (2000) y Gómez *et al.* (2003) se extiende el modelo hiperbólico de Clough y Duncan (1971) para predecir la respuesta de la interfaz entre suelo-muro para trayectorias de esfuerzo complejas, incluyendo la fluencia inducida por corte, cambios simultáneos en los esfuerzos normales y de corte, y metodologías de carga y descarga.

Estos nuevos enfoques podrían ayudar a realizar mejoras al modelo tradicional hiperbólico de Duncan y Chang para el análisis de interacción de estructuras térreas.

4.5 IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO HIPERBÓLICO

A continuación se presenta la implementación numérica general del modelo hiperbólico, y las condiciones particulares para incluirlas dentro del programa de elemento finito TEST95.

4.5.1 Implementación numérica del modelo hiperbólico

El desarrollo numérico del modelo hiperbólico se presenta en el programa FEADAM84 (Duncan *et al.*, 1984), que permite realizar análisis bidimensionales de estructuras térreas en su proceso constructivo. La subrutina ELAW de este programa, es la que controla la generación del módulo de

elasticidad tangencial y el módulo de compresibilidad volumétrica, como se expresa en Duncan (1980), y es la que se incorporará dentro del programa TEST95 (Magaña *et al.*, 1995) para utilizar el modelo. Se consideró continuar bajo este esquema del modelo, y no sobre la mejora que propusieron Boscardint *et al.* (1990), por ser la metodología más empleada en la práctica.

Las características fundamentales de la implementación numérica del modelo hiperbólico, agrupadas en la subrutina ELAW, se pueden resumir así:

1. Permite realizar análisis elásticos lineales y no lineales, por medio de un condicional sobre la relación de falla. El análisis lineal se define asignando un valor de $R_f = 0.001$, para el cual el modelo calcula el módulo tangente E_t como el módulo de elasticidad inicial E_i para una presión de confinamiento igual a la presión atmosférica, ver (ec. 4.4), y el módulo de compresibilidad volumétrica B se calcula mediante la (ec. 4.11) para la misma presión de confinamiento. Para valores de $R_f > 0.001$ se realiza el proceso normal de cálculo elástico no lineal.
2. Para ambos tipos de análisis, el valor del módulo de compresibilidad volumétrica debe estar entre $\frac{E_t}{3} < B < 17E_t$, de tal manera que garanticen que la relación de Poisson varía entre $0 < \nu < 0.49$, es decir, se modelan materiales de características desde incompresibles (se considera 0.49 para evitar inestabilidades numéricas), hasta muy compresibles.
3. Se verifica la existencia de esfuerzos de tensión, para los cuales se define por consideraciones numéricas, valores mínimos de confinamiento de $\sigma_3/P_a = 0.1$. Para este confinamiento se calcula el valor de B con la (ec. 4.11) y $E_t = 0.1B$.
4. Para el cálculo de los esfuerzos desviadores en la falla, se realiza la corrección de ϕ cuando se trata de materiales puramente friccionantes.
5. Se define una transición del módulo de elasticidad entre las condiciones de carga primaria, (E_t) , y recarga-descarga (E_{ur}) .

4.5.2 Implementación de la subrutina ELAW en el programa TEST95

Como se mencionó en los antecedentes del presente trabajo, el TEST95 es un programa de elementos finitos que permite estimar esfuerzos y deformaciones en obras térreas y estructurales, simulando los procesos de construcción y excavación.

La librería de elementos que posee el programa, permite realizar análisis elasto-plásticos de esfuerzo-deformación sobre estructuras térreas tridimensionales. Las subrutinas de la librería de elementos tienen en común la siguiente estructura, dividida en seis etapas:

1. Lee los datos de entrada del elemento y calcula el perfil del arreglo global de ecuaciones.
2. Asigna las restricciones a los grados de libertad del sistema, y calcula los arreglos de ecuaciones para cada etapa de análisis.
3. Calcula el perfil del arreglo global del sistema de ecuaciones para cada etapa.
4. Calcula las matrices de rigidez y las escribe en archivos.
5. Ensambla la matriz de rigidez global.
6. Calcula los esfuerzos y deformaciones.

Dependiendo del proceso constructivo y del análisis iterativo realizado, se van activando o desactivando algunas de estas etapas.

El modelo elasto-plástico tiene su implementación particular en este proceso en la cuarta etapa, donde se modifica la matriz de materiales del elemento si se presenta la condición plástica, evaluada en términos del estado de esfuerzos a los que está sometido el elemento específico.

El uso del modelo hiperbólico requiere inicialmente el cálculo del estado de esfuerzos principales, y posteriormente emplea la subrutina ELAW para que se realice el cálculo del módulo de elasticidad tangencial E_t , y el módulo de compresibilidad volumétrica secante B , en términos de dicho estado de esfuerzos. Ese proceso se implementa en la sexta etapa de la estructura del elemento, para que los parámetros sean usados, en la matriz del elemento, en la siguiente etapa constructiva.

El modelo hiperbólico no tiene en cuenta el efecto del esfuerzo principal intermedio, por tanto sólo se usan los esfuerzos principales mayor y menor, obtenidos del cálculo de los invariantes de esfuerzos en la condición tridimensional, para la obtención de los parámetros E_t y B .

4.5.3 Verificación numérica

4.5.3.1 Datos iniciales

El modelo a emplear en los análisis consiste en un cubo de suelo de 40 m en sus dimensiones, dividido en elementos de 5 m de lado, lo que permitió definir 8 etapas de construcción o de excavación, Figura 4.2. Las propiedades hiperbólicas del material se presentan en la Tabla 4.1.

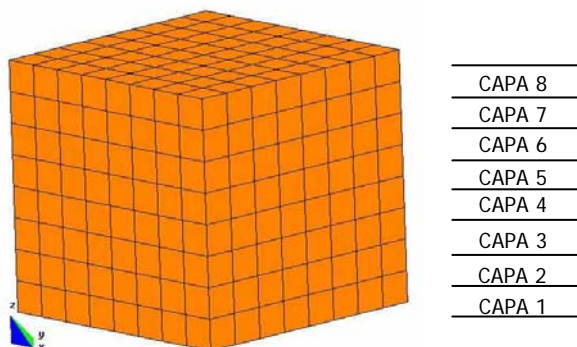


Figura 4.2 Volumen para verificación de modelo hiperbólico

Tabla 4.1 Parámetros modelo hiperbólico

Parámetro	Símbolo	Valor
Peso volumétrico del suelo (ton/m ³)	γ	1.6
Número del módulo de elasticidad carga	K	400.0
Número del módulo de elasticidad de descarga-recarga	Kur	600.0
Exponente del módulo de elasticidad de carga-descarga-recarga	n	0.4
Relación de falla	Rf	0.7
Número del módulo de compresibilidad volumétrica	Kb	200.0
Exponente del módulo de compresibilidad volumétrica	m	0.5
Cohesión (ton/m ²)	C	5.4
Angulo de fricción interna del suelo para $\sigma_3 = P_a$ (°)	ϕ	33.0
Reducción en ϕ por un orden de magnitud el incremento en σ_3	$\Delta\phi$	0.0
Coefficiente de empuje de tierras en reposo	Ko	0.5
Módulo de elasticidad inicial (ton/m ²)	Ei	4132.0
Relación de Poisson	ν_0	0.313
Resistencia a la tensión (ton/ m ²)	Rt*	100000.0
Presión atmosférica (ton/m ²)	Patm	10.33

* Dada la poca resistencia a la tensión de los materiales de enrocamiento, este parámetro se define particularmente alto, para evitar la redistribución de esfuerzos por tensión en la modelación

Como parte de los resultados, el programa genera un archivo para cada etapa constructiva al final del proceso iterativo, con los esfuerzos principales a los que se somete el suelo, los módulos tanto de elasticidad como de compresibilidad volumétrica y los desplazamiento generados, lo que permite obtener curvas de variación de la elasticidad tangencial con el nivel de confinamiento del suelo, y del nivel de esfuerzos con la deformación para cualquier elemento del modelo.

4.5.3.2 Proceso de carga-descarga-recarga

Dada la condición de simulación que permite el TEST95, el proceso incremental se puede llevar a cabo para etapas constructivas o para etapas de excavación, lo que hace necesario realizar dos análisis independientes, uno para la condición de carga y otro para la descarga-recarga, entre los que se pierde la continuidad de las deformaciones.

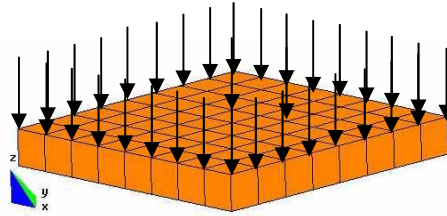


Figura 4.3 Volumen con aplicación de cargas verticales en la base

Otra forma de realizar la modelación, en la cual se conserva la continuidad de deformaciones en todas las condiciones de carga, es construir una capa de suelo, y aplicar incrementos de carga equivalentes al peso de cada capa de suelo, hasta alcanzar una carga equivalente a la altura del volumen de suelo en consideración (ver Figura 4.3). Terminada esta fase se aplican cargas verticales en dirección contraria, que induzcan la descarga hasta un punto cercano de las condiciones iniciales, y por último, volver a cargar el suelo hasta obtener una carga superior a la altura equivalente del volumen de suelo.

En la Figura 4.4 se resumen el proceso de modelación realizado, comenzando por una etapa de ocho incrementos de carga de igual magnitud, para los cuales los resultados sobre un elemento de suelo en la parte central de la base del modelo, muestra que la curva esfuerzo-deformación presenta un comportamiento no lineal, que se refleja de igual forma en la curva de variación del módulo de elasticidad, y que se debe al aumento del nivel de esfuerzos y del confinamiento en el elemento de suelo analizado.

En la subsecuente etapa de descarga, se aplicaron ocho decrementos de carga de igual magnitud a los aplicados en la etapa de carga, en el cual se aprecia la condición inelástica del modelo en la curva esfuerzo-deformación, con un módulo de elasticidad mayor que el obtenido en la etapa de carga dependiente del confinamiento del material, pero que pasa por una etapa de transición intermedia entre las condiciones de carga y de descarga netas.

Por último, se aplican 18 incremento de carga de igual magnitud a los aplicados previamente, lo que somete al modelo a un proceso inicial de recarga, en el cual se presenta cierta disipación de energía como se observa en el ciclo histerético de descarga-recarga de la curva esfuerzo deformación, pero con un módulo de elasticidad similar al del proceso de descarga, acorde con las hipótesis del modelo hiperbólico. Luego de alcanzar el nivel de esfuerzos máximo en el elemento, aplicado en su historia de recarga, se vuelve a una condición de carga en la formulación hiperbólica a niveles de esfuerzo y confinamientos mayores, que produce módulos elásticos de mayor magnitud.

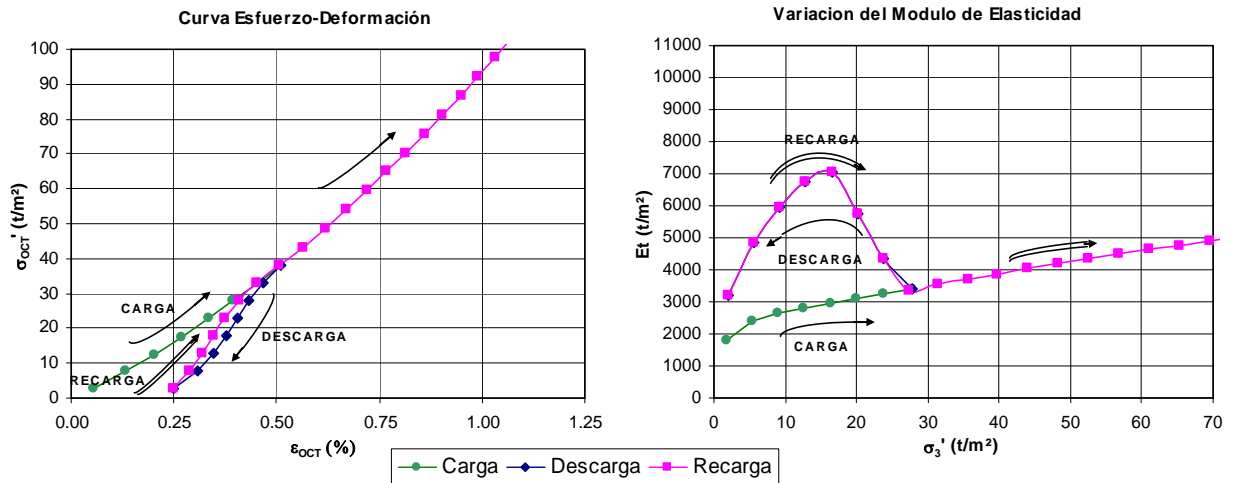


Figura 4.4 Curvas de módulo de elasticidad y de esfuerzo deformación para la condición de carga-descarga-recarga modeladas con cargas verticales.

Esta forma de realizar la simulación es similar a la de seguir un proceso de construcción y de excavación incremental, que permite de igual forma verificar el funcionamiento del modelo hiperbólico.

4.5.3.3 Verificación de condiciones elásticas

En la implementación numérica del modelo hiperbólico realizada en la subrutina ELAW, se dispone de un criterio basado en la relación de falla, que define un valor de $R_f = 0.001$ para considerar el material como elástico, y proceder a calcular los módulos independientes del nivel de esfuerzo y del confinamiento del suelo, de la siguiente manera:

$$E_t = K$$

$$E_{ur} = K_{ur}$$

$$B = K_b$$

Sin embargo, esto no permite verificar internamente la subrutina, porque se está imponiendo un criterio de salida del proceso, no unas condiciones del material que lo hagan independiente del nivel de esfuerzo y del confinamiento del suelo como tal. La independencia del nivel de esfuerzo se logra al definir un valor para la cohesión muy alta del material, lo que produce que el nivel de esfuerzos a la falla sea muy alto, y por tanto, no haya modificación del módulo de elasticidad. La independencia del nivel de confinamiento se logra al definir los números de exponentes iguales a cero, lo que indica que no hay variaciones de los módulos al aumentar el confinamiento. Bajo estas condiciones se verificó el estado elástico lineal del modelo.

Si consideramos inicialmente la condición de un material elástico lineal ante carga y descarga, es decir, que ambos módulos de elasticidad sean iguales, se tiene el comportamiento normal de un material

perfectamente elástico, con pendiente constante en la curva esfuerzo deformación ante cualquier nivel de esfuerzos y de confinamiento, que se traduce en un módulo de elasticidad constante para cualquier condición de esfuerzos (ver Figura 4.5).

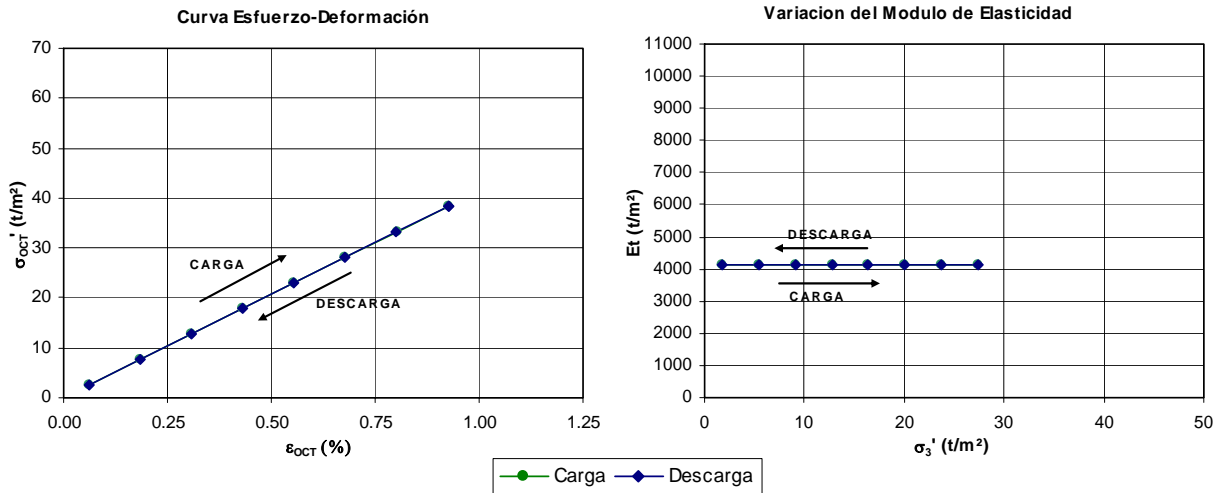


Figura 4.5 Curvas de módulo de elasticidad y de esfuerzo deformación para la condición de carga-descarga de un material elástico lineal

Ahora, si se modela el comportamiento de un material inelástico, se definen módulos diferentes tanto para la condición de carga como la de descarga, para lo cual se presentan variaciones entre las pendientes de la curva esfuerzo-deformación de ambas condiciones (ver Figura 4.6). De igual forma, esta modelación permite visualizar el proceso de transición en la estimación de los módulos de elasticidad de la formulación entre etapas de carga y descarga.

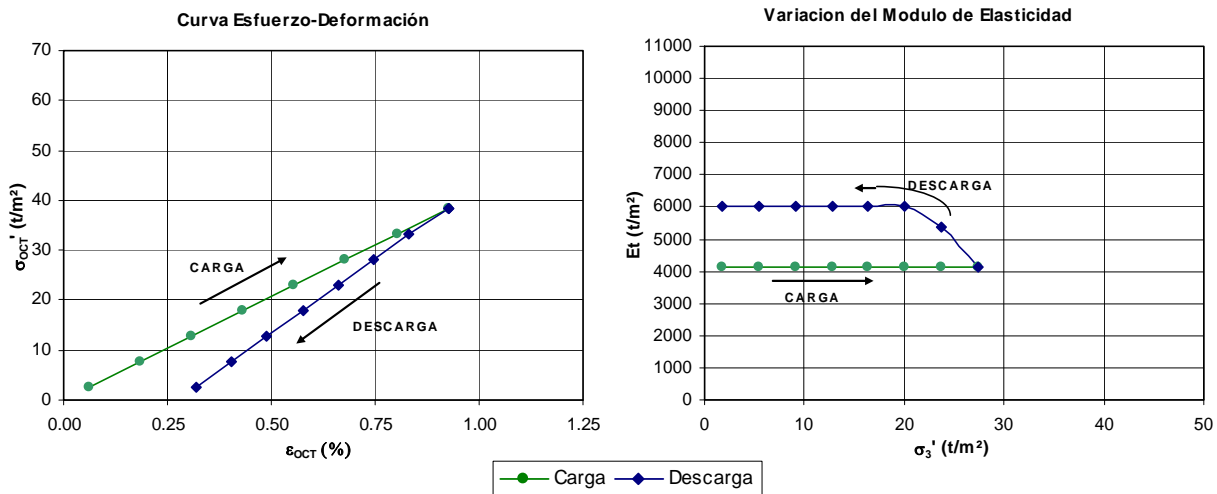


Figura 4.6 Curvas de módulo de elasticidad y de esfuerzo deformación para la condición de carga-descarga de un material inelástico lineal

4.5.3.4 Consideraciones sobre el esfuerzo confinante

Dado que el modelo hiperbólico no considera el esfuerzo principal intermedio, se incorporó dentro de la subrutina ELAW la opción de calcular los parámetros del modelo con tres alternativas para definir el esfuerzo confinante del suelo:

1. Definirlo simplemente como el esfuerzo principal menor σ_3
2. Considerar el confinamiento del suelo como un promedio del esfuerzo principal intermedio σ_2 y el esfuerzo principal menor σ_3
3. Definir el esfuerzo octaédrico como el esfuerzo confinante de la masa de suelo

La opción empleada en los análisis del presente trabajo es la original del modelo propuesto por Duncan (1980), esfuerzo confinante igual al esfuerzo principal menor, que como se observó en las verificaciones anteriores, permite obtener resultados razonables del comportamiento de estructuras térreas ante las condiciones de carga impuestas. La consideración de cualquiera de las otras dos opciones deberá calibrarse para las condiciones particulares del estado de esfuerzos medidas en estructuras térreas.

5 EFECTO DE ARQUEO EN PRESAS

En mecánica de suelos el término arqueo se utiliza para describir el fenómeno de transferencia de esfuerzos por la interacción de materiales con diferente rigidez, a través de la movilización de la resistencia al corte de los suelos. Los estudios clásicos del efecto de arqueo se han realizado bajo tres enfoques, que se presentan a continuación:

1. Terzaghi (1936 y 1943) plantea la formación de planos de falla en el suelo sobre una estructura como el resultado de asentamientos diferenciales, y se genera una reducción de la carga transmitida a dicha estructura en función de los esfuerzos cortantes actuantes en esos planos. Este enfoque se definió como el de falla plana o plano de corte, y se usa para analizar estructuras enterradas como tuberías, túneles y tablestacados, como se destaca en trabajos posteriores a los de Terzaghi, dentro de los que se puede mencionar los de Spangler(1948), Newmark (1964), Wang y Yeng (1974), y Handy (1985). Pruebas experimentales sobre modelos de muros de retención ensayados en máquina centrífuga realizados por Take y Valsangkar (2001) validan la metodología de Terzaghi y permiten visualizar claramente el efecto de arqueo del relleno, en función del ancho del mismo.
2. Un segundo enfoque define un efecto estructural de un arco o anillo en un caso plano, o de un domo o una esfera en un caso espacial, formando elementos con capacidad de transmisión de cargas entre el suelo y la estructura, como en el caso de los trabajos de Whitman y Luscher (1962) y Getzler *et al.* (1968 y 1970) aplicados a tuberías enterradas y túneles.
3. El tercer enfoque trata al suelo como un medio elástico, y haciendo un desarrollo en términos de elementos de frontera se determina la distribución de esfuerzos, como se menciona en los trabajos de Carrillo (1944), Finn (1963), Chelapati (1964) y Abbott (1967), los cuales desarrollaron soluciones cerradas, posteriormente implementadas en computador, para determinar el arqueo sobre estructuras enterradas.

Posteriormente, basados en los medios continuos y el desarrollo del elemento finito, se comienza a observar en la modelación el efecto de interacción de los materiales de un terraplén, como entre los respaldos de rellenos de roca, los núcleos de arcilla, y las cimentaciones rocosas. La redistribución de esfuerzos en la masa de suelo por el efecto de esta interacción, afecta el comportamiento general del terraplén, porque define el mecanismo de deformación así como las zonas de concentración y relajación de esfuerzos, como se mencionará a continuación.

5.1 ESTUDIO DEL EFECTO DE ARQUEO EN PRESAS

Históricamente, las evidencias del efecto de arqueo en el comportamiento de las presas de tierra y enrocamiento, se visualizan en los agrietamientos que presenta la presa al estar en contacto materiales de diferente rigidez, como los respaldos granulares y el núcleo impermeable.

5.1.1 Efecto de interacción entre los materiales de la presa

Junto al desarrollo del elemento finito aplicado a la geotecnia, se vuelve común en la práctica de construcción de presas, la instrumentación de las mismas para evaluar varios aspectos tales como los desplazamientos y deformaciones que sufre este tipo de estructuras durante su proceso constructivo, y en su operación. Esto permitió modelar los efectos de interacción entre materiales, verificados indirectamente con los desplazamientos medidos en los terraplenes.

En México, a finales de los años 60 se comienzan procesos de instrumentación en presas que incluyen además de aparatos para medir desplazamientos y deformaciones, aquellos que permiten medir presiones totales, que unidos a los equipos piezométricos, permiten verificar el estado de esfuerzos totales y efectivos en la masa de suelo. Presas de tierra y enrocamiento con corazón arcilloso, y respaldos arenosos, como Guadalupe (Edo. México) en su tercera etapa de rehabilitación en 1968, Francisco Zarco – Las Tórtolas (Edo. Durango) construida en 1968, Presidente López Mateos - El Infiernillo (Edo. Guerrero y Michoacán) construida entre 1962 y 1964, José María Morelos – La Villita (Edo. Guerrero y Michoacán) construida entre 1965 y 1967 y La Angostura (Edo. Chiapas) construida entre 1972 y 1973 (SRH, CFE y II-UNAM, 1976), Manuel Moreno Torres - Chicoasen (Chiapas) construida entre 1977 y 1980, Carlos Ramírez Ulloa - El Caracol (Guerrero) construida entre 1982 y 1985, Peñitas (Chiapas) construida entre 1985 y 1986, Aguamilpa (Nayarit) construida entre 1989 y 1993, tienen como parte de su instrumentación celdas para medir presiones totales, con los que se puede evaluar la disminución de esfuerzos en los núcleos arcillosos, y la concentración de dichos esfuerzos en los materiales rígidos arenosos en contacto con el núcleo, fenómeno denominado arqueo o transferencia de esfuerzos de corte entre materiales.

Adicional a trabajos donde se modela el efecto de transferencias de esfuerzos sobre el terraplén, como los estudios sobre la presa de Oroville en California (Kulhaw y Duncan, 1972), Mica en British Columbia (Eisenstein y Law, 1977) y Hyttejuvet en Valdalen, Noruega (Ng y Small, 1999), muchos otros estudios miden el fenómeno de interacción entre materiales como en la presa de Mica en British Columbia (Skermer, 1975), Dalešice (Doležalova y Leitner, 1981) y la presa de El Caracol en México (Alberro *et al.*, 1998).

5.1.2 Efecto de interacción entre el terraplén y el valle de la presa

Otro fenómeno de interacción entre materiales, es aquel que se produce entre el terraplén y el valle de cimentación en roca, que al ser mas rígido hace que parte de los esfuerzos del terraplén se transfieran a dicha cimentación. Este fenómeno es más importante en valles estrechos con pendientes muy inclinadas, y es el fenómeno que se estudiará en el presente trabajo. Una revisión de las investigaciones realizadas sobre el tema, se presenta cronológicamente en los siguientes párrafos.

Mediciones de este fenómeno son poco comunes. Uno de los primero trabajos en los que se menciona el fenómeno es el de Penman y Charles (1973) sobre la presa de Llyn Brianne en Gran Bretaña, con características geométricas de valle estrecho con relación largo-alto (L/H) de 4.4, ancho de la base del valle del orden del orden de 0.13 veces la altura de la presa, y taludes del valle de aproximadamente 2.1:1. En el análisis realizado se recopilaron datos de desplazamientos horizontales medidos en la sección máxima, desde el filtro hacia el talud de aguas abajo en tres grupos de instrumentos, cada uno a una profundidad diferente entre el tercio medio y el tercio inferior de la altura de la presa. Se compararon con un análisis bidimensional realizado mediante elemento finito con relaciones esfuerzo-deformación elásticas, y se observó que los desplazamientos horizontales calculados resultan mayores al compararlos con las mediciones realizadas en los instrumentos ubicados en la base, mientras que en la parte superior del tercio medio de la presa ocurre lo contrario. Como lo mencionan los autores, esto puede ser causado por la restricción a los desplazamientos horizontales proporcionada por el valle angosto de pendientes inclinadas sobre el cual se construyó la presa, lo cual ofrece una mayor resistencia que la permitida por la condición de deformación plana asumida en los análisis bidimensionales, efecto particularmente importante cerca de la base del valle.

Posterior a este trabajo, Lefebvre *et al.* (1973) realizaron análisis teóricos tridimensionales y bidimensionales de deformación plana y esfuerzo plano, sobre una presa homogénea con comportamiento elástico lineal, de taludes 2.5:1.0 con variación en la pendiente del valle en forma de V de 1:1, 3:1 y 6:1, modelando el proceso constructivo según el análisis incremental propuesto por Clough y Woodward (1967).

En el estudio se realizó la comparación de esfuerzos y deformaciones sobre dos secciones: la sección máxima transversal de la presa (en dirección del río) en un estado de deformación plana, y la sección máxima longitudinal de la presa (dirección perpendicular al río) en un estado de esfuerzo plano y otro de deformación plana. La comparación entre los casos bidimensionales y tridimensionales condujo a las siguientes conclusiones

1. Los análisis de estado de deformación plana sobre la sección transversal máxima, presenta resultados aproximados comparados con respecto al caso tridimensional para la condición de
-

valles de inclinación 3:1 o menores. Secciones más inclinadas presentan un notable efecto de arqueado del valle, por tanto los resultados son muy diferentes respecto al caso tridimensional.

2. Los análisis de estado de esfuerzo plano y deformación plana no presentan una buena aproximación para la sección longitudinal máxima. Estas diferencias se aducen a que la sección real no presenta un ancho constante en el sentido perpendicular a la dirección del río y porque no hay restricción a la deformación en la dirección perpendicular a esta sección.

Dascal (1987) evalúa el comportamiento de las deformaciones de presas de enrocamiento después de su construcción, en 15 presas de enrocamiento construidas por Hydro-Quebec en Canada. Entre otras, se desprenden dos conclusiones relevantes para el presente trabajo:

1. Al evaluar la relación de asentamientos máximos medidos, expresada numéricamente como el cociente entre el asentamiento máximo y la altura de terraplén sobre varios puntos a lo largo de la cresta de las presas, el máximo valor de esta relación no siempre coincide con el registro del asentamiento medido sobre el espesor máximo del relleno en la sección máxima perpendicular al río, debido al desarrollo del efecto de arqueado en valles estrechos.
2. Los asentamientos de la cresta en presas con núcleo central, resultan más representativos del comportamiento del núcleo que del enrocamiento en sí, por tanto, mediciones sobre presas de enrocamiento con núcleos inclinados, o mediciones sobre el talud de aguas abajo, son más representativas del comportamiento del enrocamiento.

Un estudio más reciente, realizado por Pinto y Marques (1998) sobre 15 presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC), en el cual definen un factor de forma del valle en función del área de la cara del talud de aguas arriba y de la altura de la presa (A/H^2) , y lo relacionan con el módulo de deformación durante construcción E_v y la relación de vacíos del enrocamiento ε . Encuentran que para valles estrechos, cuyo factor de forma resulta menor a 3.5, se obtienen módulos de deformación mayores que para la condición de valles amplios, con factores de forma superiores a 4. Este fenómeno se explica porque al presentarse el arqueado, se produce una disminución de esfuerzos verticales en la parte inferior de la zona central de la sección de las presas, que tiene como consecuencia una disminución en los asentamientos y por ende de las deformaciones verticales, que resulta mucho más importante que la disminución que sufren los esfuerzos, por tanto se obtiene un aumento aparente de rigidez debido al arqueado.

Giudici *et al.* (2000) recopila las experiencias de diseño, construcción y operación de 13 presas del tipo PECC (Presas de Enrocamiento con Cara de Concreto) realizada por "The Hydro Electric Corporation (HEC)" en Tasmania (Australia), entre 1971 y 1993, entre las cuales se destacan las presas

de Cethana y Crotty. En general el estudio se base en la instrumentación instalada en este tipo de presas, para la comprensión del comportamiento de este tipo de obras.

Como parte del estudio se presentan las características geométricas de las presas, además del origen parental de las rocas que conforman los enrocamientos, las densidades in-situ de los rellenos de roca, así como sus módulos de deformación tanto para el proceso constructivo como para el llenado del embalse.

En esa investigación se realizan, entre otras, evaluaciones de los asentamientos de la cresta y de las deflexiones de la cara de concreto durante la operación de las presas. Lo más destacable es la fuerte influencia del tipo de roca parental del enrocamiento en los asentamientos y deflexiones a largo plazo. Adicionalmente, se menciona cómo se inhiben los asentamientos por el efecto de arqueo en valles angostos.

Para evaluar los módulos de deformación de los enrocamientos, Giudici et al. (2000) al igual que Pinto y Marques (1998), usan una metodología simplificada propuesta por Fitzpatrick et al. (1985), que considera la deformación del suelo análogamente al acortamiento de una columna, asumiendo un comportamiento pseudo-elástico. Esta metodología busca definir de manera simple un valor índice de los módulos para propósitos comparativos entre varias presas, dado lo complejo de la condición triaxial de esfuerzos y la historia de cargas propias de este tipo de estructuras.

Al analizar la alta variabilidad de los módulos de deformación durante construcción y llenado del embalse entre las presas estudiadas, encontraron que los parámetros mas incidentes en esta variabilidad son el origen del material parental de los enrocamientos, y el efecto de la forma del valle, siendo menos sensible a la variación de la compactación de los materiales. En este punto vale la pena aclarar que estos parámetros influyen en la variabilidad de los esfuerzos, no del módulo de deformación en sí mismo, y adicionalmente dicha variabilidad depende de otros parámetros como la granulometría, el tamaño de partículas, la resistencia de las mismas, la densidad relativa del material, y de manera importante de la compactación del material (Alberro y Gaziev 2000).

El efecto del valle lo miden por medio del parámetro de la forma del valle (PFV), definido como:

$$PFV = AVP / H_{\max} \quad (\text{ec. 5.1})$$

Donde:

AVP : Ancho promedio del valle

H_{\max} : Altura máxima de la presa

Y el ancho promedio del valle se define como:

$$AVP = A_{CAA} / L_{CAA} \quad (\text{ec. 5.2})$$

Donde:

A_{CAA} : Área de la cara de aguas arriba de la presa

L_{CAA} : Máxima longitud del talud de la cara de aguas arriba de la presa

La relación de PFV con los módulos de deformación para la construcción y llenado de la presa, indica que para valles estrechos con valores de PFV bajos entre 1 y 2, se presentan módulos más altos que los obtenidos para valles más amplios con valores del factor mayores a 3, destacando sin embargo, que este factor no es el único que tiene influencia en este comportamiento.

Por otro lado, realizan una investigación del efecto de la forma de la geometría del valle, al evaluar los asentamiento de modelos tridimensionales de presas, sobre las cuales se realizaron dos análisis; el primero con un ancho del río de la mitad de la altura del terraplén y variando los taludes del valle entre 0.5 y 3.0, y el segundo para un talud del valle constante de 1.0:1.0, con variaciones de los anchos del río entre 25 m y 250 m. Las variables geométricas de los análisis se pueden apreciar en la Figura 5.3, y como lo reporta Hunter y Fell (2002), el análisis se realizó modelando el proceso constructivo de la presa en una sola capa.

Al graficar los desplazamientos verticales y horizontales obtenidos respecto a la relación adimensional (L/H) , observan que al dejar constantes las propiedades del material, los valles estrechos aparentan ser más rígidos que los valles amplios, esto debido el efecto de arqueo. Por consiguiente, proponen que un incremento del doble para obtener el módulo de rigidez aparente, sería razonable para tener en cuenta el efecto de la forma del valle. Este comportamiento reafirma los resultados obtenidos al analizar la relación de PFV con los módulos de deformación, y está de acuerdo con lo mencionado en el trabajo de Pinto y Marques (1998).

Por último, Giudici *et al.* (2000) mencionan su proyecto de investigación para desarrollar modelos geométricos de terraplenes, que permitan realizar análisis de predicción empleando técnicas tridimensionales de elemento finito, en los cuales se pueda detallar la geometría y las propiedades de los materiales, para evaluar de una forma más adecuada los efectos tridimensionales del comportamiento global del terraplén.

Hunter y Fell (2002 y 2003) presentan un estudio sobre las propiedades de deformación de enrocamientos, basados en una revisión de datos y análisis publicados sobre el comportamiento de

deformaciones de PEEC. En total se analizaron 36 presas, dentro de las que se incluyó la presa El Infiernillo, para complementar los registros de deformación de enrocamientos colocados a volteo y de baja compactación, que permiten evaluar de manera más completa los factores potenciales que afectan el comportamiento de este tipo de estructuras.

En los resultados analizados se propone un método para predecir módulos de deformación en función del tipo de roca que conforma el enrocamiento, la resistencia a la compresión no confinada, la distribución del tamaño de partículas, y el método de colocación del relleno, teniendo en cuenta el efecto de los esfuerzos confinantes y la forma del valle, que en conjunto y a partir de las observaciones de campo, son los factores que más afectan el comportamiento de deformaciones en enrocamientos. También se presentan métodos para estimar los módulos de deformación durante el primer llenado del embalse y los asentamientos de la cresta a largo plazo de las PECC.

La influencia de la forma del valle se identifica como un factor significativo que afecta el cálculo del módulo de deformación durante construcción (Pinto y Marques, 1998; Giudici *et al.*, 2000), especialmente en terraplenes construidos sobre valles estrechos con taludes empinados. Para verificar estas hipótesis, Hunter y Fell (2002) realizaron un análisis de diferencias finitas bidimensional sobre la sección máxima perpendicular al eje del río, usando el programa FLAC (IGC, 2002). En el análisis se modeló una presa de enrocamiento de 100 m de altura, con anchos del río de 20 m, 50 m y 100 m, e inclinación del talud de valle entre 0° y 70°. El enrocamiento se idealizó como un material lineal elástico, modelando el proceso constructivo en una y cinco capas (como lo realizó Giudici en su trabajo).

Los esfuerzos verticales calculados en la zona media de la sección, para varias alturas, se normalizaron respecto a la estimación de dichos esfuerzos a partir de una distribución hidrostática de presiones (caso de una sección con inclinación nula de los taludes del valle, en la que no se presentan efectos de arqueo). Aunque en el mismo informe se reconocen deficiencias en el análisis por no considerar los efectos tridimensionales de la forma del valle, los resultados se consideran razonablemente representativos para la evaluación de los efectos de arqueo sobre los esfuerzos dentro del terraplén. Al graficar el valor inverso de esta normalización (para volverlos equivalentes con los análisis realizados en la presente tesis) en función de los taludes de inclinación del valle para varias alturas dentro del terraplén y los tres anchos del río, encontraron entre otras cosas que:

1. Se presenta una condición de arqueo importante, lo que origina que la relación entre el esfuerzo hidrostático y el esfuerzo calculado en cada sección, sea mayor del 25% para valles estrechos con ancho del río menor al 30% ó 40% de la altura de la presa, con inclinación de taludes del valle mayores a 50° (0.84:1.0), pero dependiente del ancho del río, y sólo entre el tercio inferior y altura media del terraplén.

2. Cuando el ancho del río es aproximadamente igual a la mitad de la altura del terraplén se presenta algo de efecto de arqueo, ocurre un incremento en la relación de esfuerzos entre el 10% y el 25%, para un talud del valle de 45° (1.0:1.0) entre el tercio inferior y la altura media de la presa.
3. El efecto de arqueo es despreciable para anchos del río de orden de la altura del terraplén, indistintamente de los taludes del valle.

Para complementar el anterior análisis, Hunter y Fell (2002) presentan una evaluación del efecto de arqueo sobre la sección transversal del valle en las presas estudiadas en su trabajo (ver Tabla 5.1). Un arqueo significativo (incremento en un 25% en la relación entre el esfuerzo vertical hidrostático y el esfuerzo obtenido en la presa) es probable en el 25% al 50% inferior del total de altura, de la sección de presas con valles angostos e inclinados como las de Segredo, Salvajina, Murchison, Cethana y Alto Anchicayá. El arqueo en la sección transversal del valle de la presa Golillas es un factor significativo, dado el valle estrecho de paredes muy inclinadas sobre el que se construyó esta presa.

Tabla 5.1 Evaluación de la influencia del arqueo en la relación de esfuerzos verticales para los casos analizados (Tomada de la Tabla 3.2 de Hunter y Fell, 2002)

Significativa (> 25%)	Intermedia (25% - 10%)	Mínima a Despreciable (< 10%)
Segredo (sección en barranco estrecho, 15% inferior) Salvajina (mitad inferior en barranco estrecho) Murchison (cuarto inferior) Golillas (sobre la mayor parte de la altura de la sección) Cogswell (cuarto inferior) Cethana (cuarto inferior en barranco abrupto) Alto Anchicayá (mitad inferior en barranco abrupto)	White Spur (cuarto inferior) Shiroro (tercio inferior) Lower Bear No.1 (cuarto inferior) Litte Para (15% inferior) Kangaroo Creek (tercio inferior) Courtright (tercio inferior) Bastyan (tercio inferior) El Infiernillo (tercio inferior)	Wishon, Xingo, Xibeikou, Winneke, Tullabardine, Tianshengqiao, Serpentine, Scotts Peak, Salt Springs, Reece, Mangrove Creek, Mackintosh, Lower Bear No.2, Kotmale, Khao, Laem, Ita, Foz de Areia, Dix River, Crotty, Aguamilpa.

Otra de las evidencias generales del efecto de arqueo que se presentan en ese informe, se observa al graficar el módulo secante contra el esfuerzo vertical durante la construcción del terraplén. Al incrementarse los esfuerzos observan que ante la ausencia del efecto de arqueo, el módulo secante tiende a reducir su valor. En caso contrario, al existir cierto aumento del módulo con el incremento de los esfuerzos verticales, se proveen indicios de la existencia del efecto de arqueo.

Como conclusión de estos análisis, se muestra que el efecto de arqueo no es tan importante como lo indican los análisis empíricos de Pinto y Marques (1998) y Giudici *et al.* (2000), aduciendo las diferencias observadas en el módulo de deformación para enrocamientos bien compactados a factores adicionales a la forma del valle, tales como la gradación de las partículas del enrocamiento y la resistencia *in situ* de la roca constitutiva del relleno.

Por otro lado se evidencian los errores en la estimación de esfuerzos verticales del trabajo de Giudici *et al.* (op. cit.) al modelar el proceso constructivo en una sola capa, principalmente en presas con valles angostos, siendo la forma correcta la modelación en un proceso incremental por etapas, lo cual resulta particularmente importante para el cálculo de los módulos de deformación durante la construcción en los análisis empíricos. Por lo anterior, el uso de la metodología de Fitzpatrick *et al.* (1985) tiende a sobre-estimar los esfuerzos verticales y por tanto a subestimar el calculo del módulo de deformación, como sucede en los análisis de Pinto y Marques (1998) y Giudici *et al.* (op. cit.).

5.2 MODELACIÓN DEL EFECTO DE ARQUEO EN PRESAS POR INTERACCIÓN ENTRE EL TERRAPLÉN Y EL VALLE AL FINAL DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA CORTINA

En este estudio se realizará una primera evaluación del efecto de arqueo, por medio de la comparación de variables de campo como esfuerzos y desplazamientos, al hacer modelaciones bidimensionales en estado plano de deformaciones y tridimensionales, evaluadas sobre la sección máxima de la presa en dirección del río (ver Figura 5.1). Tradicionalmente, la variación de la relación de esfuerzos verticales entre ambas modelaciones, graficada sobre la vertical de esta sección, ha sido la forma más común de evaluar el efecto, lo cual se ampliará en la presente tesis al obtener relaciones similares para asentamientos, así como esfuerzos y desplazamientos en dirección del río.

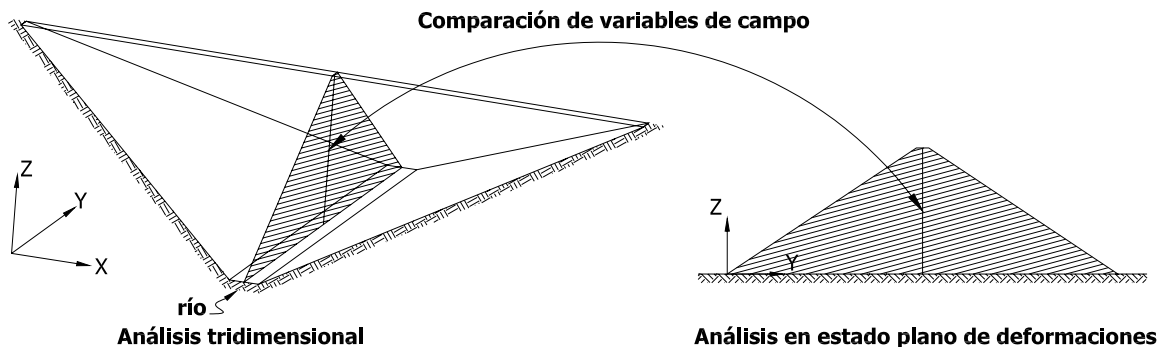


Figura 5.1 Comparación de modelaciones 3D y 2D sobre la sección máxima en dirección del río

Otra forma en la que se evaluará el efecto en el presente estudio, consiste en la comparación de desplazamientos verticales y horizontales en la dirección del río, a lo largo de la cresta de la presa, entre los modelos tridimensionales generados al variar sus propiedades geométricas (ver Figura 5.2).

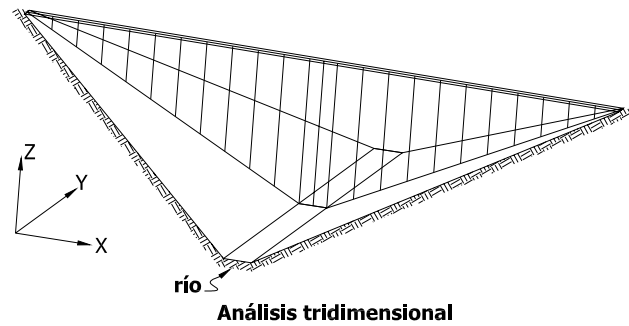
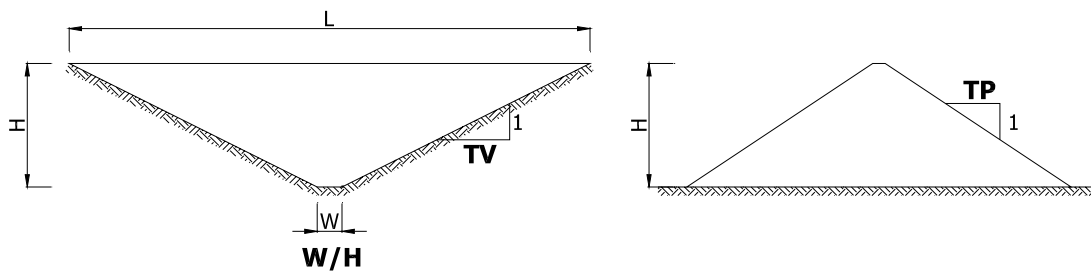


Figura 5.2 Comparación de resultados sobre la sección máxima a lo largo de la cresta de la cortina

Para realizar una evaluación paramétrica del efecto de arqueo, se tendrán en cuenta efectos puramente geométricos al variar los taludes de la presa TP , los taludes del valle TV y la relación del ancho del lecho del río respecto a la altura del terraplén W/H , variables que se pueden visualizar en la Figura 5.3. Adicionalmente se realizará una evaluación somera de la variación de la respuesta al tener en cuenta la no linealidad del material, al introducir una relación de esfuerzo-deformación hiperbólica.



Sección a lo largo de la cresta de la cortina

Sección en dirección del río

Figura 5.3 Modelo geométrico para el análisis paramétrico

5.2.1 Metodología paramétrica variando las condiciones geométricas

La base general de este análisis fue realizar comparaciones entre modelos bidimensionales en estado plano de deformaciones y tridimensionales, de presas simétricas y homogéneas con propiedades mecánicas elásticas, para poder evaluar únicamente los efectos geométricos en la generación del arqueo sobre las variables de campo (esfuerzos y desplazamientos). Inicialmente se consideró trabajar con dos variables geométricas como los parámetros del análisis, TP y TV , pero al revisar los resultados encontrados por Giudici *et al.* (2000) y Hunter y Fell (2002 y 2003), se encontró que la relación entre el ancho del río y la altura de la presa, W/H , también influye de manera importante en la generación del arqueo, por lo cual esta variable también se incluyó en el análisis.

El rango de variación de los parámetros se presenta en la Tabla 5.2, y se escoge básicamente en función de las condiciones reales de las presas y en los estudios previos realizados sobre el tema, por

tanto se incluyen geometrías del valle que varían desde valles estrechos con forma en V , hasta valles amplios con forma a en U , reflejados ambos límites en la variación de la relación W/H (WH).

Los taludes del valle permiten también modelar condiciones tanto de valles muy abruptos hasta valles muy tendidos. Se buscó, de igual forma, la representatividad de la variación de los taludes de la presa, por tanto se modelan simétricos para el talud de aguas arriba como el de aguas abajo, siendo más o menos típico el talud de 1.5:1.0 para presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC), y el de 2.5:1.0 para presas de tierra y enrocamiento (PTE).

Para completar la información básica necesaria para el análisis, se incluye en la misma Tabla 5.2 los datos correspondientes a los tipos de modelos bidimensionales y tridimensionales generados, así como las secciones sobre las que se realizarán las comparaciones entre las variables de campo de ambos tipos de modelos. El detalle de esta información se puede consultar en el Anexo 3 de la presente tesis.

Tabla 5.2 Parámetros del análisis y tipos de modelos generados

Variación en la relación ancho del río/altura de la presa (W/H)	
Relación WH1	0.1
Relación WH2	0.2
Relación WH3	0.5
Relación WH4	1.0
Relación WH5	8.0
Variaciones en el talud del valle (TV)	
Talud TV1	0.5:1.0
Talud TV2	1.0:1.0
Talud TV3	2.0:1.0
Talud TV4	3.0:1.0
Talud TV5	6.0:1.0
Talud TV6	10.0:1.0
Variaciones en el talud de la presa (TP)	
Talud TP1	1.5:1.0
Talud TP2	2.0:1.0
Talud TP3	2.5:1.0
Tipos de modelos	
Tipo 1	Bidimensional, correspondientes a la sección máxima de la presa en dirección del río y secciones medias en margen derecha e izquierda, con taludes de la presa variables.
Tipo 2	Tridimensional, en presa con valle en forma de V y U , con taludes variables del valle y de la presa. La presa se modela empotrada en el contacto con el valle.
Secciones de comparación	
Sección 1	Sección máxima en dirección del río.
Sección 2	Secciones medias en dirección del río, en las márgenes derecha e izquierda.
Sección 3	Sección máxima a lo largo de la cresta de la cortina.

5.2.2 Metodología paramétrica evaluando el efecto de la no linealidad del material

Inicialmente, las condiciones geométricas se analizaron bajo un modelo constitutivo elástico utilizado en el trabajo de Hunter y Fell (2002 y 2003), que permitió calibrar los resultados de la modelación realizada en la presente tesis, y según las referencias bibliográficas consultadas, puede asociarse con parámetros de enrocamientos con material parental de alta resistencia.

Posteriormente se empleó un modelo hiperbólico para la evaluación de la variación de la respuesta ante la no linealidad del material. La condición elástica inicial del modelo (E_i , independiente del nivel de esfuerzos y del confinamiento del suelo) puede asociarse a enrocamiento de resistencia media, y la expresión hiperbólica de las curvas esfuerzo-deformación, además de permitir evaluar respuestas no lineales, puede ser relacionada con un material de una resistencia baja. Por último, para efectos únicamente de calibración, se utilizaron las propiedades empleadas en la modelación realizada por Lefebvre *et al.* (1973).

En la Tabla 5.3 se presenta el modelo constitutivo hiperbólico, y en la Tabla 5.4 un resumen de los modelos constitutivos elásticos empleados. El significado de cada una de las variables mencionadas a continuación, se puede consultar en la Tabla 4.1.

Tabla 5.3 Relación esfuerzo-deformación hiperbólica

Parámetros modelo hiperbólico medio	
γ (ton/m ³)	1.6
K	400
K _{ur}	600
n	0.4
R _f	0.7
K _b	200
m	0.5
C (ton/m ²)	5.4
ϕ°	33.0
$\Delta\phi^\circ$	0.0
K _o	0.5
E _i (ton/m ²)	4132
ν	0.313
R _t	1.0*10 ⁰⁶
Patm (ton/m ²)	10.33

Tabla 5.4 Relaciones esfuerzo-deformación elásticas

Parámetros modelo elástico rígido (Hunter y Fell)	
γ (ton/m ³)	1.8
E (ton/m ²)	10197
ν	0.27
Parámetros modelo elástico de Lefebvre, Duncan y Wilson (no incluido en el análisis paramétrico)	
γ (ton/m ³)	1.93
E (ton/m ²)	977
ν	0.40
Parámetros modelo elástico medio	
γ (ton/m ³)	1.6
E (ton/m ²)	4132
ν	0.313

5.2.3 Modelación de las condiciones constructivas

El análisis se enfocó a evaluar resultados al final del proceso constructivo de las presas, por tanto se analizaron 243 modelos tridimensionales y 18 bidimensionales, cubriendo todos los aspectos geométricos y de linealidad del material mencionados anteriormente, y que se denominará de aquí en adelante como "modelación", para diferenciarlo de los análisis realizados en otros estudios.

Igualmente, se generaron modelos para evaluar condiciones de construcción en una sola etapa de cargas, y simulando el llenado del embalse, pero no se detallará a este respecto por estar fuera del alcance del presente estudio.

Sobre estos modelos se generaron tablas resumen principalmente para la sección máxima en el sentido del río y a lo largo de la cresta de la cortina, que agilizaron el proceso de comparación de las variables de campo para cada una de las condiciones evaluadas en el análisis (ver numeral A.3.2 del Anexo 3).

5.2.4 Calibración de la modelación

Con el fin de verificar los resultados teóricos de la modelación realizada en esta tesis, se realizó un análisis elástico bajo las mismas condiciones planteadas por Lefebvre *et al.* (1973), pero utilizando un valle en forma de V con relación W/H de 0.1. Las comparaciones de esfuerzos se realizaron teniendo en cuenta el esquema presentado en la Figura 5.1, sobre el cual se define la relación de esfuerzos principales (factor $2D/3D$) entre modelos bidimensionales y tridimensionales (ver Figura 5.4).

Retomando el proceso de calibración, se graficaron los resultados de relaciones de esfuerzos principales para la sección máxima en el sentido longitudinal del río en estado plano de deformaciones, definiendo como banda superior e inferior los rangos máximos y mínimos presentados por Lefebvre, que se compararon con los valores puntuales de la modelación en el centro de la sección máxima a varias

alturas en el terraplén. Como se observa en la Figura 5.5, los valores modelados del factor $2D/3D$ están muy cercanos a los rangos encontrados por Lefebvre *et al.* (1973), y de igual forma se observa un importante efecto de arqueo para relaciones L/H menores a seis.

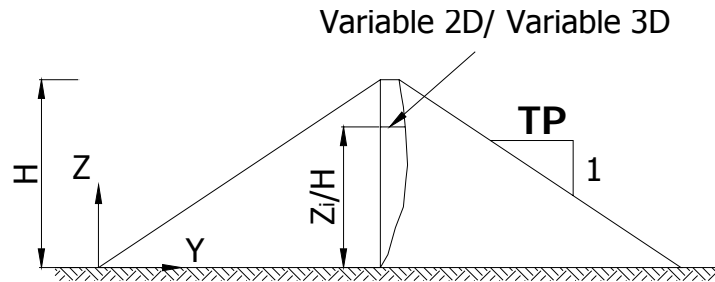


Figura 5.4 Definición del Factor $2D/3D$ para las variables de campo

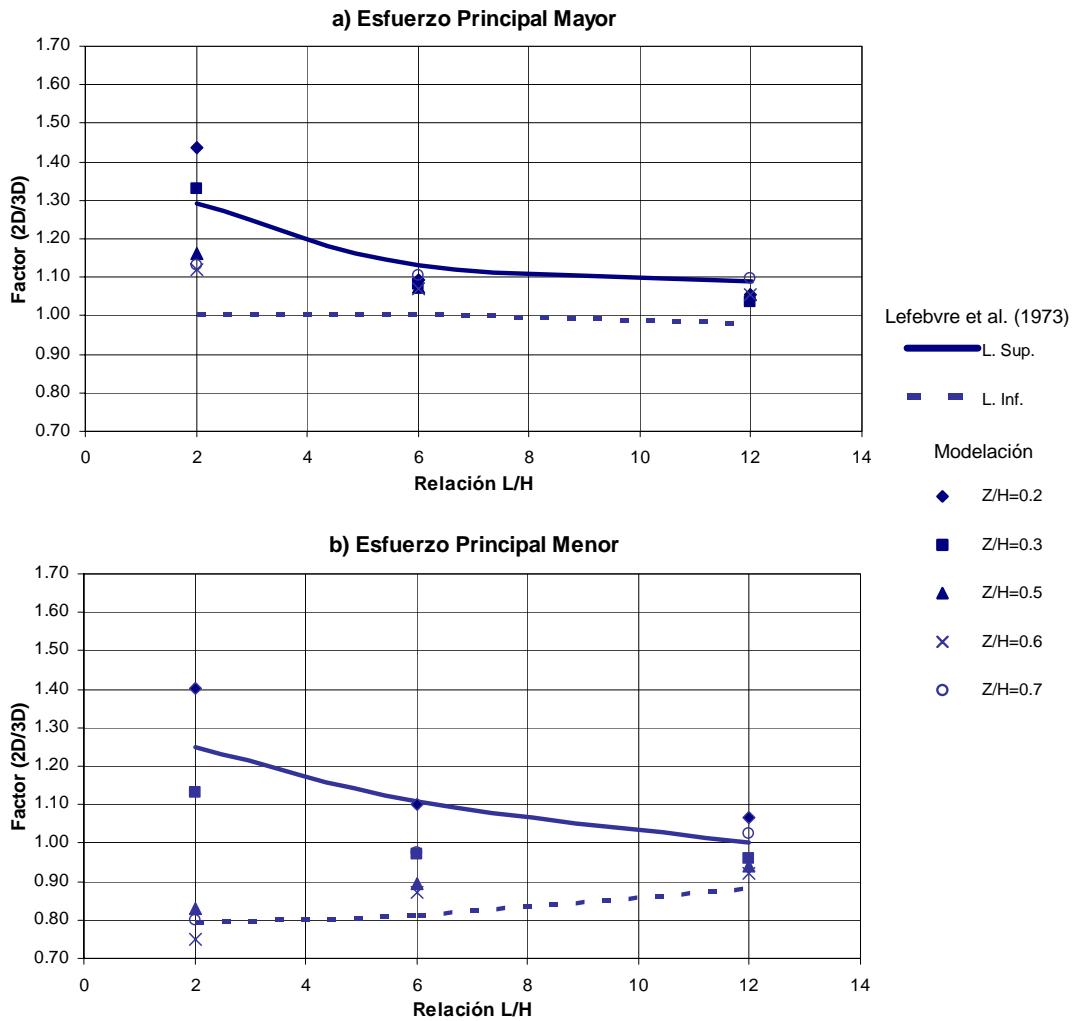


Figura 5.5 Comparación de la variación del factor de esfuerzo principal menor y mayor entre Lefebvre, Duncan y Wilson vs. "modelación" al final del proceso constructivo

Para una calibración más detallada de la modelación, se compararon los resultados de esfuerzos verticales, con los presentados por Hunter y Fell (2002 y 2003) en su trabajo, simulando en ambos casos el proceso constructivo del terraplén.

Los esfuerzos de la modelación se compararon sobre la vertical de la sección máxima a lo largo de la cresta de la cortina entre los modelos bidimensionales y tridimensionales (ver Figura 5.4), mientras que las comparaciones realizadas por Hunter y Fell (op. cit.) se realizaron sobre análisis bidimensionales entre una sección con TV muy tendido y W/H muy amplio, respecto a secciones con TV y W/H específicos, como se presenta en la Figura 5.6. Como ya se había mencionado anteriormente, el sentido de estas comparaciones es evaluar la relación de no arqueado/arqueado de las variables de campo, por tanto el factor $2D/3D$ se interpreta en su sentido estricto para la comparación de las variables de campo de la modelación, y como una relación $2D_{\sin_arqueado}/2D_{con_arqueado}$ para la comparación realizada en los análisis de Hunter y Fell (op. cit.).

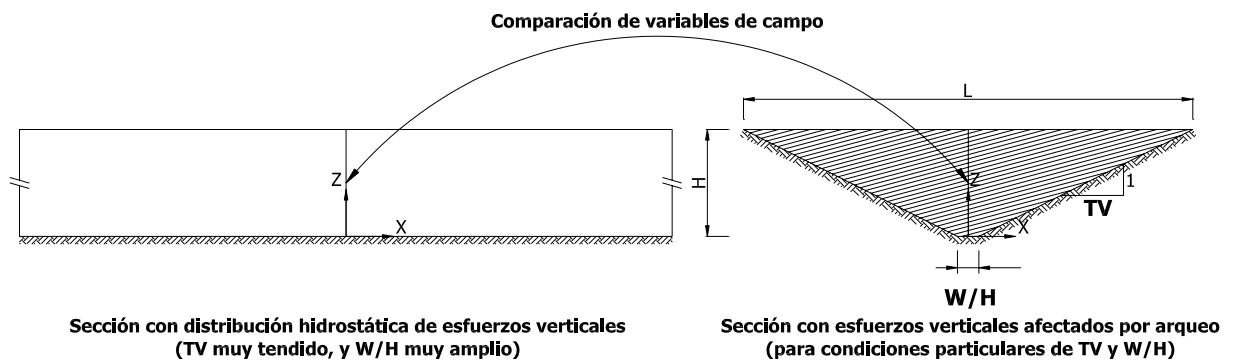
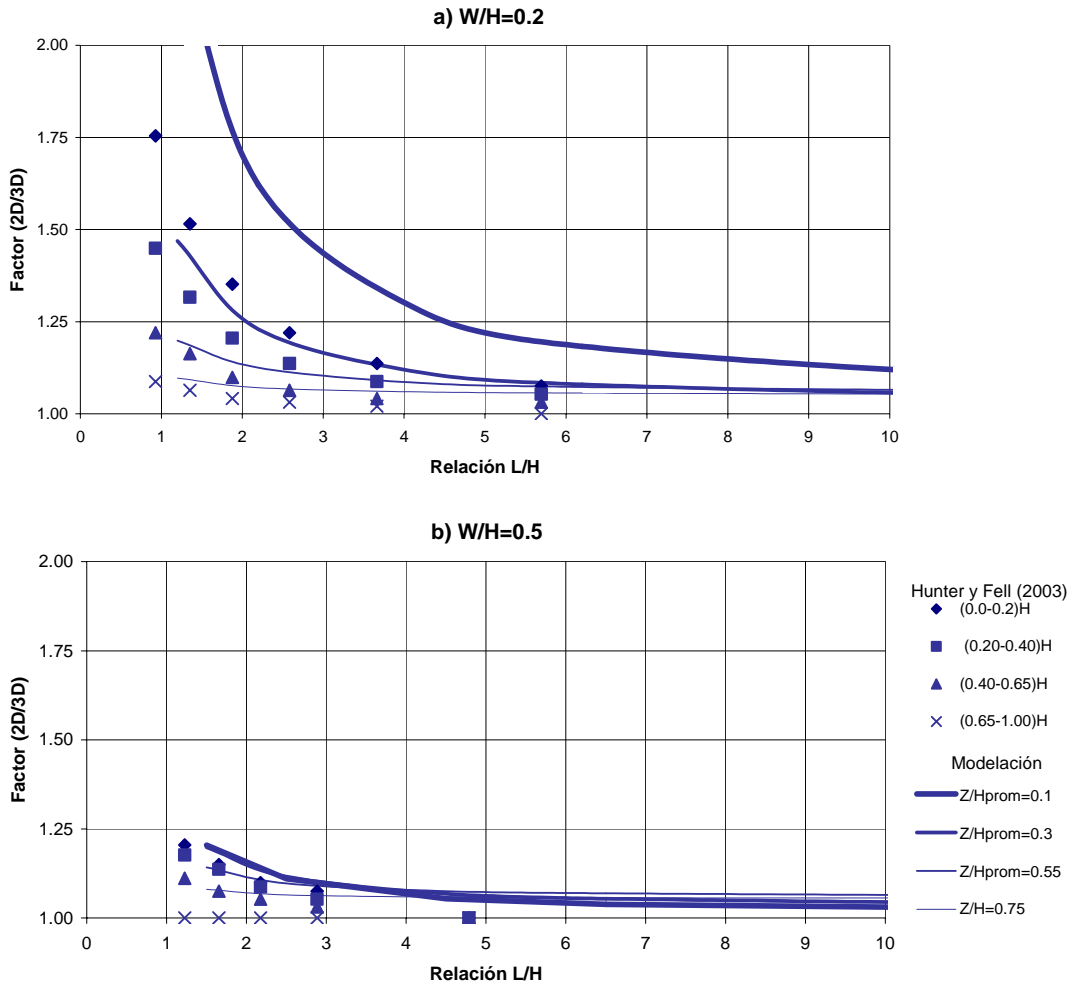


Figura 5.6 Comparación de esfuerzos entre modelaciones 2D sobre la sección máxima a lo largo de la cresta de la cortina

Los resultados de la variación de la relación de esfuerzos (factor $2D/3D$) respecto a la relación L/H , se graficaron para tres relaciones del ancho del río W/H (0.2, 0.5, y 1.0), y para cuatro rangos de alturas sobre el terraplén, normalizadas respecto a la altura total de la cortina (ver Figura 5.7).

Como se mencionó anteriormente, en los análisis bidimensionales se obtienen esfuerzos mayores respecto al caso tridimensional, para condiciones de valle estrecho con taludes muy inclinados en las que el efecto de arqueado es mucho más importante, y por la presencia de los taludes de la presa, que disminuye la carga de la columna de suelo sobre los elementos de la base de la cortina. Por lo anterior, la relación de esfuerzos obtenida en la modelación realizada en esta tesis, resulta mayor que la obtenida por Hunter y Fell, especialmente para secciones de valle angosto (W/H menores que 0.5), con inclinaciones de las paredes del valle importante (TV menores que seis, que corresponden a

relaciones L/H menores que tres), como se aprecia en la Figura 5.7 (a) . A medida que se amplía el ancho del río y se tienden los taludes del valle, ambos análisis resultan más similares, por la disminución de la intensidad del arqueo (ver Figura 5.7 (b) y Figura 5.7 (c)).



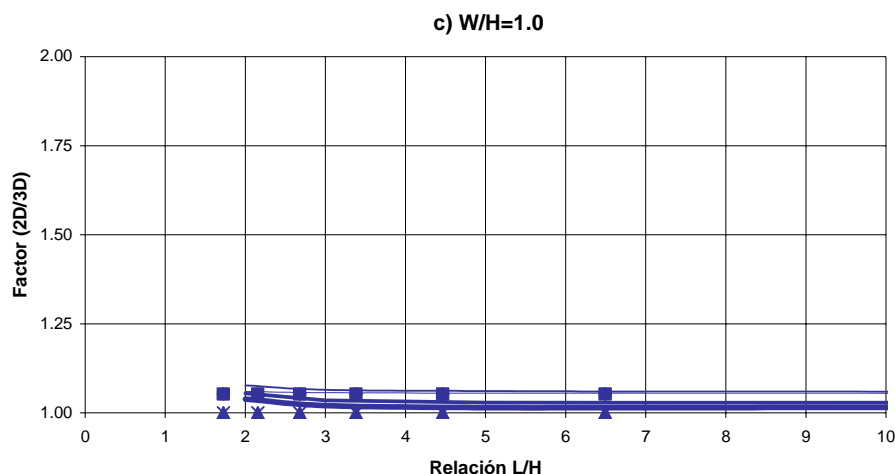


Figura 5.7 Variación del factor de esfuerzo vertical con las relaciones L/H y W/H - Hunter y Fell vs. "modelación" al final del proceso constructivo

5.3 EVALUACIÓN DEL EFECTO DE ARQUEO EN LOS ESFUERZOS Y ASENTAMIENTOS SOBRE LA SECCIÓN MÁXIMA DEL TERRAPLÉN EN DIRECCIÓN DEL RÍO

Para analizar la influencia del efecto de arqueo en la sección máxima en dirección del río, se determinó el factor $2D/3D$ entre las variables de campo (esfuerzos y desplazamientos), como se menciona en el numeral A.3.2 del Anexo A.3 de esta tesis, enfocando el análisis de resultados al final del proceso constructivo.

Las gráficas de resultados con los factores $2D/3D$ se organizaron en el anexo mencionado, en cuatro partes correspondientes a cada una de las variables de campo de interés: esfuerzos y desplazamientos, tanto verticales como horizontales en dirección del río. Para estas variables de campo a su vez, la información se ordena de acuerdo a cada una de las variables paramétricas, incluida la variación de la condición de linealidad del material. En los incisos siguientes se presentan las tendencias obtenidas del análisis de los resultados incluidos en el Anexo A.3

5.3.1 Factor $2D/3D$ de esfuerzos verticales al final del proceso constructivo

Esta es quizás la variable de campo sobre la cual se ha estudiado más el efecto de arqueo, como se presenta en las investigaciones de Lefebvre *et al.* (1973) y Hunter y Fell (2002 y 2003). Los resultados calculados de este factor para las tres condiciones de linealidad del material en términos de los esfuerzos verticales, se presentan en el numeral A.3.2.1 del Anexo A.3, en el cual se detallan tanto los valores máximos del factor de arqueo, así como la influencia que presentan el talud del valle TV y la

relación del ancho del río W/H en dicho factor, además de la similitud de los resultados en la modelación de condiciones elásticas del material, y las diferencias que existen considerando la no linealidad del material.

Según el análisis realizado en el numeral A.3.2.5 del Anexo A.3, se realizó una gráfica del factor $2D/3D$ para los esfuerzos verticales en función de las dos variables paramétricas TV y W/H , teniendo en cuenta la variación del factor de arqueo en altura y por condiciones de no linealidad del material. La gráfica se organizó de tal forma que en las abscisas se varió el talud del valle, en las ordenadas el factor de arqueo, y las series de datos fueron definidas por la relación del ancho del río, diferenciando las curvas correspondientes a una condición lineal elástica promedio (por la similitud de resultados en las dos condiciones elásticas analizadas) y las de la condición elástica no lineal del material (ver Figura 5.8).

Al evaluar la variación del factor de arqueo sólo en términos del ancho del río, se encontró que existe un valor crítico de esta variable, $(W/H)_{crit} = 0.5$, para el cual relaciones W/H menores generan altos efectos de arqueo, mientras que relaciones W/H mayores o iguales al valor crítico no presentan influencia sobre el arqueo, independientemente del valor del talud del valle. Teniendo en cuenta esta definición de $(W/H)_{crit}$, se graficaron para las dos condiciones del material y las tres elevaciones en el terraplén, tres curvas de W/H : el límite superior correspondientes a valores de $W/H = 0.1$, el valor crítico de 0.5, y el límite inferior que corresponde a valores de $W/H = 8.0$ (ver Figura 5.8).

En esta gráfica se observa que para elevaciones sobre el terraplén mayores que $0.25H$ los efectos de arqueo ya son despreciables, y de igual forma la condición de no linealidad del material no induce diferencias significativas respecto a la condición lineal. Por lo anterior, puede decirse entonces, que la variación de esfuerzos verticales por efecto de arqueo en la sección máxima en dirección del río, sobre la vertical en la zona media de la sección desde la cresta de la cortina hasta su base, sólo se da para elevaciones menores a $0.25H$, relaciones de ancho del río menores al valor crítico de 0.5, taludes del valle menores que seis, que globalmente definen un factor de arqueo que varía entre 1.2 y valores máximos que resultan mayores que tres. Adicionalmente, se presentan diferencias en el comportamiento al definir la condición del material como elástica lineal o no lineal.

Para elevaciones iguales a $0.25H$ la intensidad de arqueo disminuye a un rango de variación entre 1.2 y 1.8, manteniendo su importancia para relaciones del ancho del río menores a la crítica, pero ahora afectando sólo a geometrías con taludes del valle menores a 1.5. La variación de la condición de linealidad del material, puede considerarse como despreciable para esta altura en el terraplén.

5.3.2 Factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en el sentido del río al final del proceso constructivo

Los resultados calculados de este factor en términos de los esfuerzos horizontales en dirección del río, se presentan en el numeral A.3.2.2 del Anexo A.3, en el que de igual manera se detallan tanto los valores máximos del factor de arqueo, así como la influencia que presentan el talud del valle TV y la relación del ancho del río W/H ya mencionados, además de las diferencias que existen al considerar las condiciones de linealidad y no linealidad del material.

Al realizar la gráfica del factor $2D/3D$ para esta variable de campo en los mismos términos que se llevó a cabo para los esfuerzos verticales (ver Figura 5.9), se encontró de igual forma que la variación de esfuerzos horizontales en dirección del río por efecto de arqueo en la sección máxima, sólo se da para elevaciones menores que $0.25H$, relaciones de ancho del río menores al valor crítico de 0.5, taludes del valle menores que seis, con diferencias en el comportamiento al definir la condición del material como elástica lineal o no lineal. El factor de arqueo para esta condición presenta un rango similar al obtenido para el caso de los esfuerzos verticales, entre 1.2 y máximos superiores a tres.

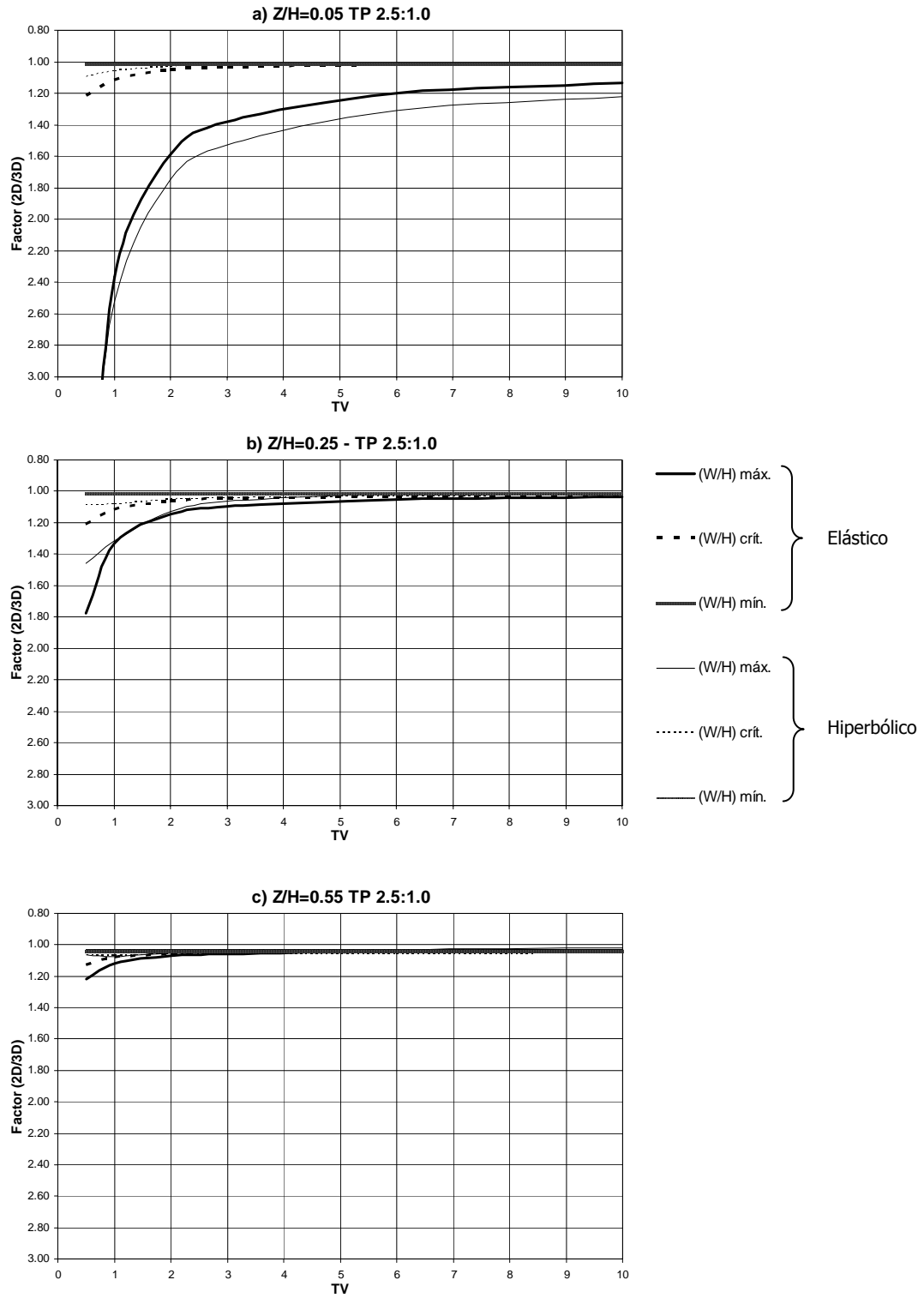


Figura 5.8 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H

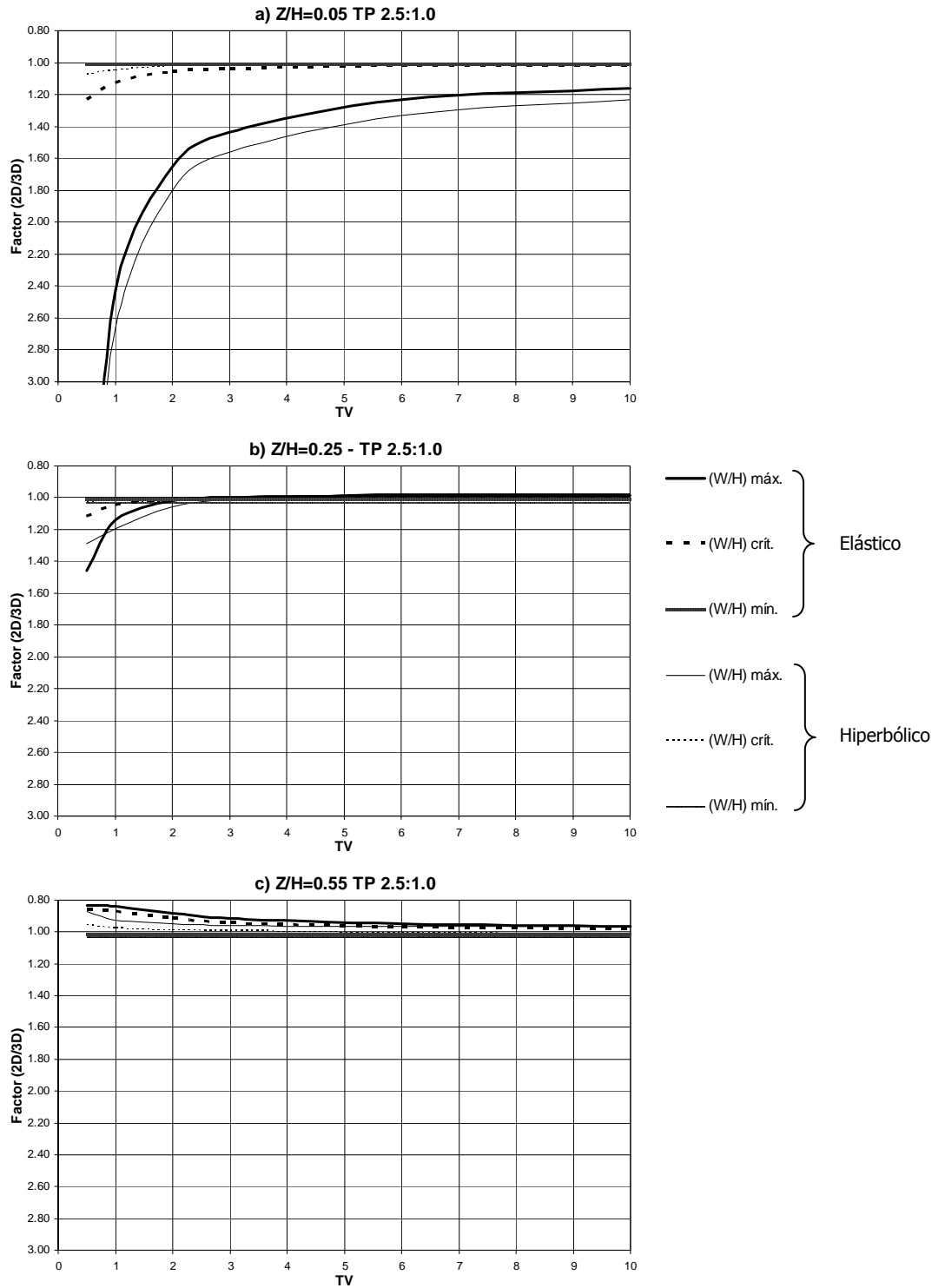


Figura 5.9 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H

Aunque para elevaciones de $0.25H$ la intensidad de arqueo disminuye su rango de variación entre 1.2 y 1.5, que corresponde a relaciones del ancho del río menores a la crítica y taludes del valle menores a 1.0, y en las que se presentan variaciones mínimas por las consideraciones de no linealidad del material, cabe mencionar que para alturas mayores se presentan factores de arqueo menores a la unidad, que indica una condición de esfuerzos tridimensionales mayores a los obtenidos en los análisis bidimensionales, pero de una magnitud tal que sólo alcanza a disminuir el factor a un mínimo de 0.8 para taludes del valle muy inclinados (inclinaciones de 2 y menores), por lo que se considera un efecto poco significativo, y asociado con el hecho de no modelar las condiciones de anisotropía del material.

5.3.3 Factor 2D/3D de desplazamientos verticales al final del proceso constructivo

Siguiendo con el mismo procedimiento de análisis que el realizado para los esfuerzos, en el numeral A.3.2.3 del Anexo A.3 se presentan los resultados para los desplazamientos verticales. En la Figura 5.10 se muestran las tendencias de esta variable de campo; el cambio de estos desplazamientos por efecto de arqueo, se da de manera muy importante para alturas del terraplén menores que $0.30H$, conservando tanto el límite crítico de las relaciones de ancho del río para valores menores que 0.5, así como taludes del valle menores que seis. El rango de variación del factor se encuentra entre 1.2 y valores máximos mayores que tres, pero ahora sí se presentan diferencias en las curvas al definir un comportamiento del material lineal o no lineal, que se mantiene incluso para taludes del valle hasta de 10.

Para elevaciones iguales a $0.30H$ se mantiene la influencia del ancho del río y la linealidad del material en la variación de la intensidad del arqueo, pero ahora los límites del factor varían entre 1.2 y 2.6, para taludes del valle menores que tres. Para elevaciones mayores que $0.30H$ disminuyen apreciablemente los efectos de arqueo, pero siguen siendo importantes para taludes del valle menores que, para anchos del río incluso iguales al ancho crítico de 0.5, con un rango de variación del factor entre 1.2 y 2.0, y ahora las diferencias por la variación de las condiciones de linealidad del material son menos significativas.

5.3.4 Factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río al final del proceso constructivo

En el numeral A.3.2.4 del Anexo A.3 se presentan los resultados para los desplazamientos horizontales, cuya gráfica resumen se da en la Figura 5.11. Se puede concluir que los efectos son más o menos similares, a los reportados para desplazamientos verticales, pero ahora la intensidad del factor es importante para elevaciones menores e incluso iguales a $0.30H$, con un rango de variación del factor

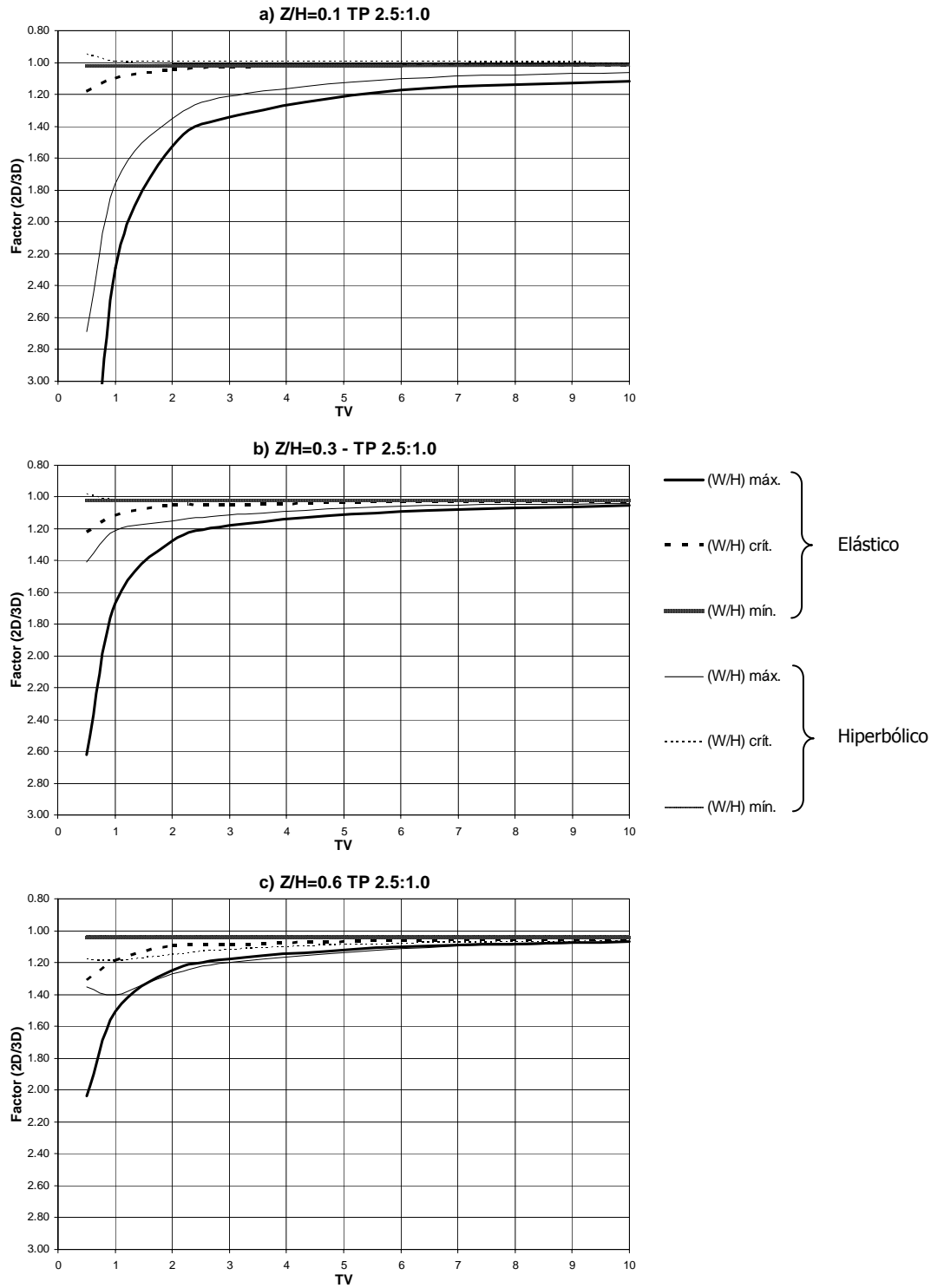


Figura 5.10 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H

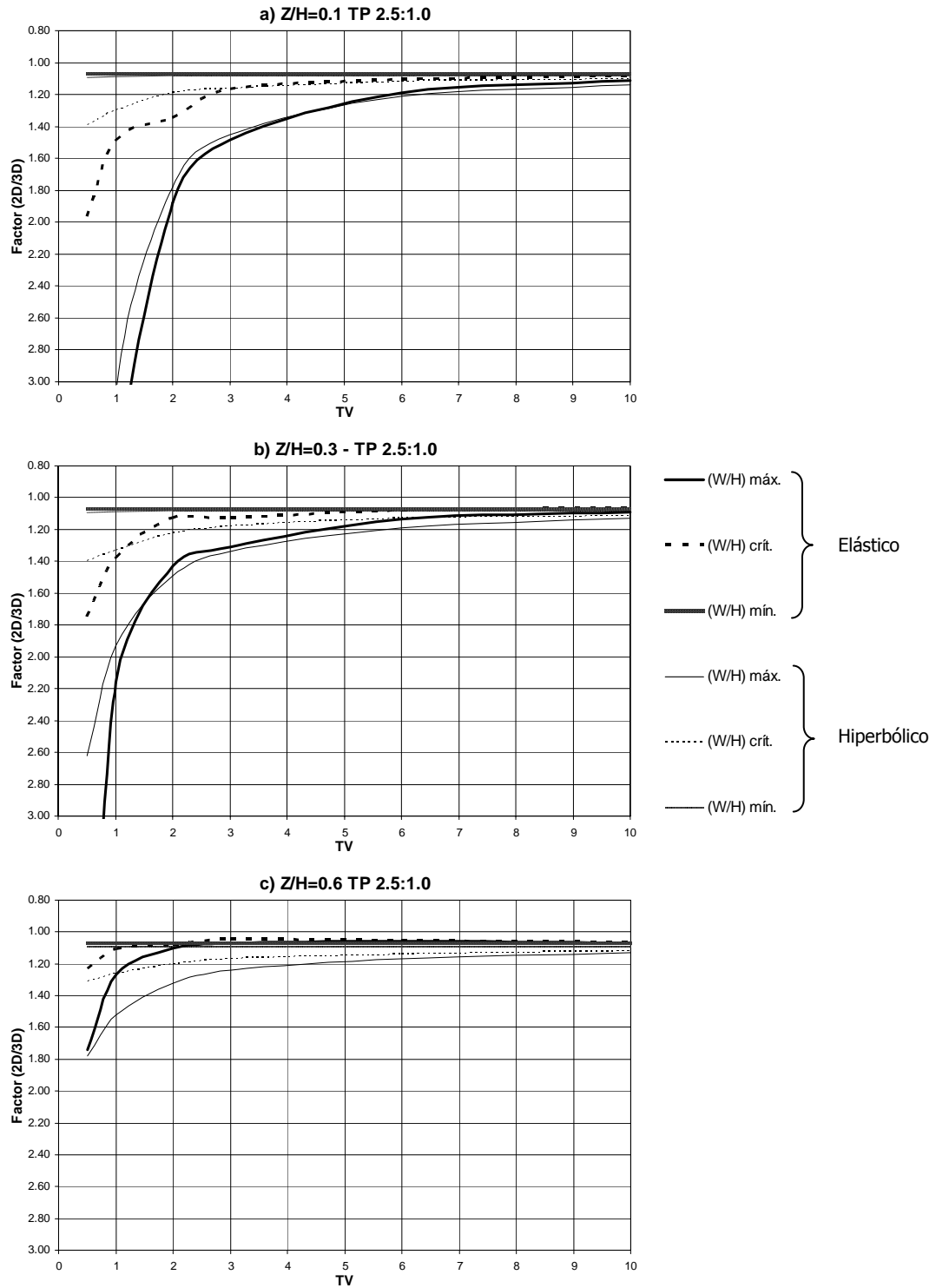


Figura 5.11 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H

entre 1.2 y máximos mayores que tres, que resulta representativo de relaciones de ancho del río menores o iguales al valor crítico de 0.5, taludes del valle menores que seis, pero ahora las diferencias entre el comportamiento del material lineal y no lineal, no son tan importantes. De igual forma, para alturas mayores que 0.30H se conservan ciertos efectos de arqueo para taludes del valle menores que tres, con magnitud del factor entre 1.2 y 1.8, pero ampliando las diferencias del comportamiento al tener en cuenta las condiciones de no linealidad del material.

5.4 EVALUACIÓN DEL EFECTO DE ARQUEO EN LOS DESPLAZAMIENTOS EN LA SECCIÓN MÁXIMA A LO LARGO DE LA CRESTA DE LA CORTINA

Para analizar la variación de los asentamientos máximos del terraplén por efectos de arqueo, sobre los modelos tridimensionales simétricos y homogéneos se calculan tales asentamientos a lo largo de la cresta de la cortina, cuya gráfica respecto a su abscisa correspondiente en el eje X permite evaluar la influencia del arqueo en su comportamiento. Secciones angostas con taludes del valle muy inclinados generan un fuerte arqueo, por lo que la magnitud de los asentamientos disminuye respecto a una sección amplia con taludes más tendidos, en la que la intensidad del arqueo resulta mucho menor y por tanto se obtienen asentamientos mayores, cuya magnitud depende únicamente de la rigidez del material predominante en esta sección de la cortina.

Para hacer comparables los resultados de cada modelo tridimensional, se normalizan tanto los asentamientos máximos respecto a la altura de terraplén con la relación S_{max_i}/H_i , así como las abscisas sobre el eje X a lo largo de la cresta, midiendo la distancia respecto al centro de la sección por medio de la relación $X_i/(L/2)$, lo que define los límites de esta variable normalizada (-1 y 1), como se observa en la Figura 5.12.

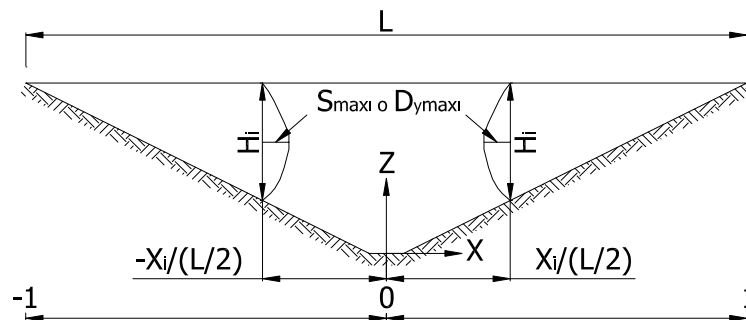


Figura 5.12 Medición de la relación de asentamientos máximos

Esta relación (S_{max_i}/H_i) se evalúa para el final del proceso constructivo, y se extiende no sólo a la evaluación de asentamientos máximos, sino también a los desplazamientos horizontales máximos en dirección del río, por medio de la relación $D_{y_{max_i}}/H_i$.

5.4.1 Relación de asentamientos máximos al final del proceso constructivo

En el numeral A.3.3.1 del Anexo A.3, se presentan los resultados del cálculo de la relación de asentamientos máximos S_{max_i}/H_i al final del proceso constructivo, para los nodos o vértices de los elementos ubicados sobre la sección máxima, escogiendo para cada abscisa (en dirección X) el valor del asentamiento máximo de los nodos ubicados sobre la vertical de dicha abscisa, como se observa en la Figura 5.13, y normalizándolo respecto a la elevación correspondiente.

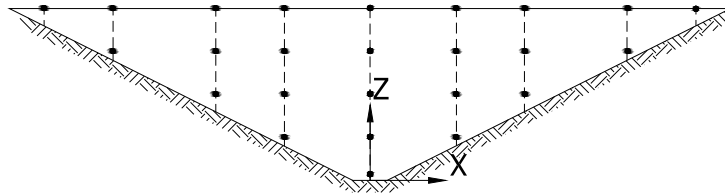


Figura 5.13 Abscisas donde se obtienen los asentamientos máximos

En el análisis de resultados presentado en el anexo, se encontró que los valores que alcanzan las relaciones de asentamientos, dependen tanto de la condición de arqueo como de la rigidez del material. Por tanto, para evaluar el efecto de arqueo en esta variable de campo, teniendo en cuenta que el talud del valle y la relación el ancho del río son las variables geométricas más influyentes en el factor, se realizó una gráfica de la relación S_{max_i}/H_i en función de TV , para un talud de la presa de 2.5:1.0, cuyas series de datos son cada una de las relaciones W/H para los dos materiales con comportamiento elástico (E_e) y otro hiperbólico (E_h) (ver Figura 5.14).

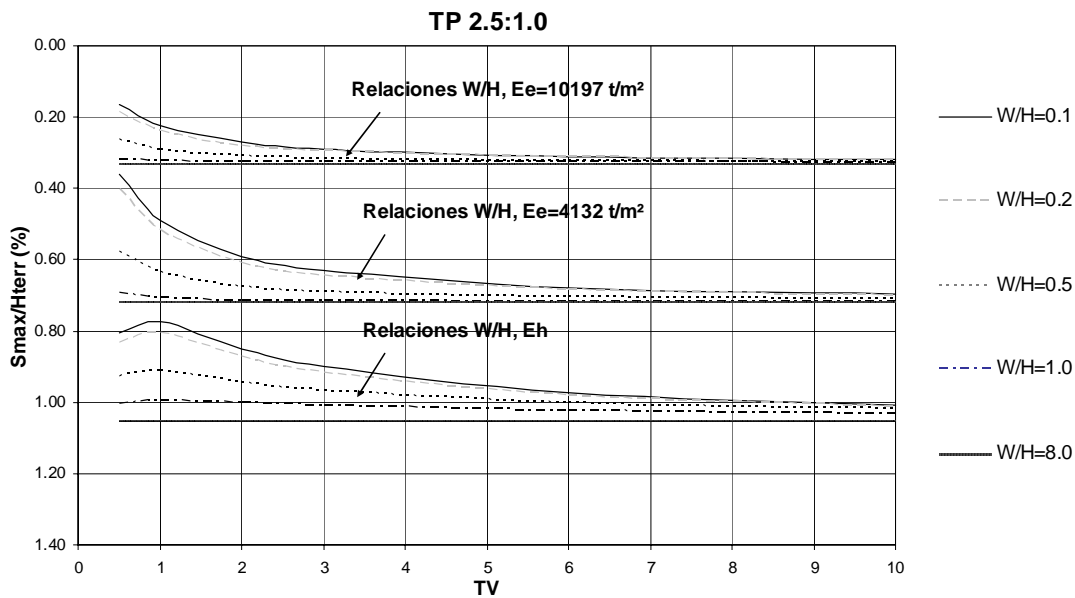


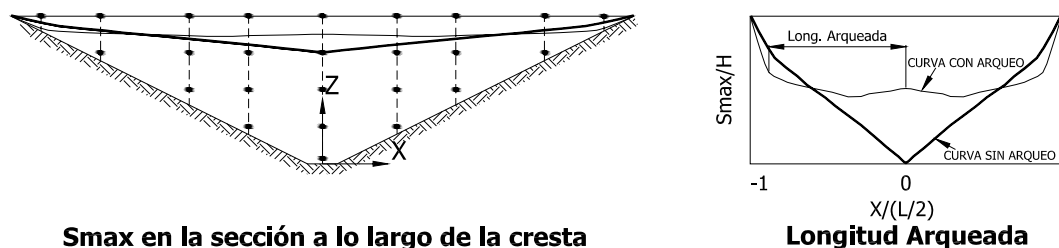
Figura 5.14 Variación de la relación de asentamientos máximos en el centro de la presa - Final proceso constructivo

En esta gráfica se presentan las relaciones de asentamientos máximos en la abscisa media de la sección, en la que se observa la dependencia que existe de los asentamientos máximos con la rigidez del material, la cual es necesaria tenerla en cuenta para una correcta evaluación de la influencia del arqueo en tales asentamientos.

Seguidamente, para cada condición del material se puede definir una relación de ancho del río crítica a partir de la cual se pueden despreciar los efectos de arqueo, ya que las curvas presentan un valor similar de la relación de asentamientos máxima para cualquier valor del talud del valle, y que se puede ubicar en un valor intermedio de W/H entre 0.5 y 1.0. Para valores más bajos de $(W/H)_{crit}$ se tienen importantes efectos de arqueo, y para valores mayores pueden considerarse despreciables.

Por lo anterior, para curvas de W/H menores o iguales a la crítica, con TV de inclinaciones iguales o mayores que tres, se pueden obtener asentamientos máximos que pueden llegar a ser de la mitad a los que se obtienen para condiciones libres de arqueo (líneas horizontales para todo TV), dependiendo de la rigidez del material. Se observa, también, que la condición de no linealidad del material, disminuye esta diferencia a un valor de 3/4 respecto a los asentamientos sin efecto de arqueo.

Al evaluar la relación S_{max_i}/H_i a lo largo de la cresta de la sección, las gráficas presentadas en el numeral A.3.3.1.1 del Anexo A.3 organizadas según el talud del valle TV , muestran como tendencia general una forma de V a medida que aumenta TV , con un valor único de asentamiento máximo cuando no se presenta el efecto de arqueo, como se explica en el mencionado numeral del anexo y se observa a continuación en la Figura 5.15.



Smax en la sección a lo largo de la cresta

Longitud Arqueada

Figura 5.15 Medición de la longitud arqueada en la sección a lo largo de la cresta

Partiendo de la condición del $TV = 10$, en la cual las curvas tienen una longitud arqueada nula medida desde la abscisa media hasta uno de los extremos de la sección (porque no existen efectos de arqueo como tal dado que la curva presenta una forma de V bien definida), a medida que los taludes TV se vuelven más inclinados las curvas pierden esta forma de V en una longitud cada vez más importante, lo que se convierte en un indicativo del ancho de la sección afectado por arqueo.

La Figura 5.16 presenta el resumen de la medición de la longitud arqueada sobre la sección a lo largo de la cresta, en la que partiendo de la condición del $TV = 10$, se observa una longitud nula (no existen efectos de arqueo), pero se vuelve significativa para TV más inclinados que 6, siendo independiente de la rigidez del material elástico.

Se presentan diferencias significativas entre la condición elástica no lineal (modelo hiperbólico) y la condición lineal, dada la mayor importancia de la transferencia de esfuerzos, y por ende, de la variación de la rigidez relativa de los elementos del modelo de la cortina, que hace que se amplíe la longitud de la zona donde varían los asentamientos máximos, pero se conserva el hecho de que el fenómeno es significativo para taludes del valle más inclinados que seis.

A pesar de lo anterior, para taludes del valle menores que dos se aprecia que la curva correspondiente a la condición no lineal, se vuelve horizontal y cruza la curva de comportamiento lineal, situación que se aparta de la tendencia general visualizada para taludes más tendidos que tres, y que puede ser explicado por el hecho de que en los taludes con alto arqueo, las longitudes afectadas por el fenómeno pueden ser del orden del ancho mismo de la sección, pero que no se representa correctamente en la respuesta por falta de refinamiento de los modelos geométricos hacia los taludes del valle, que induce ciertos errores numéricos ante la alta concentración de esfuerzos en esas zonas, que afecta más los modelos de comportamiento dependientes del nivel de esfuerzos y el confinamiento que a los lineales.

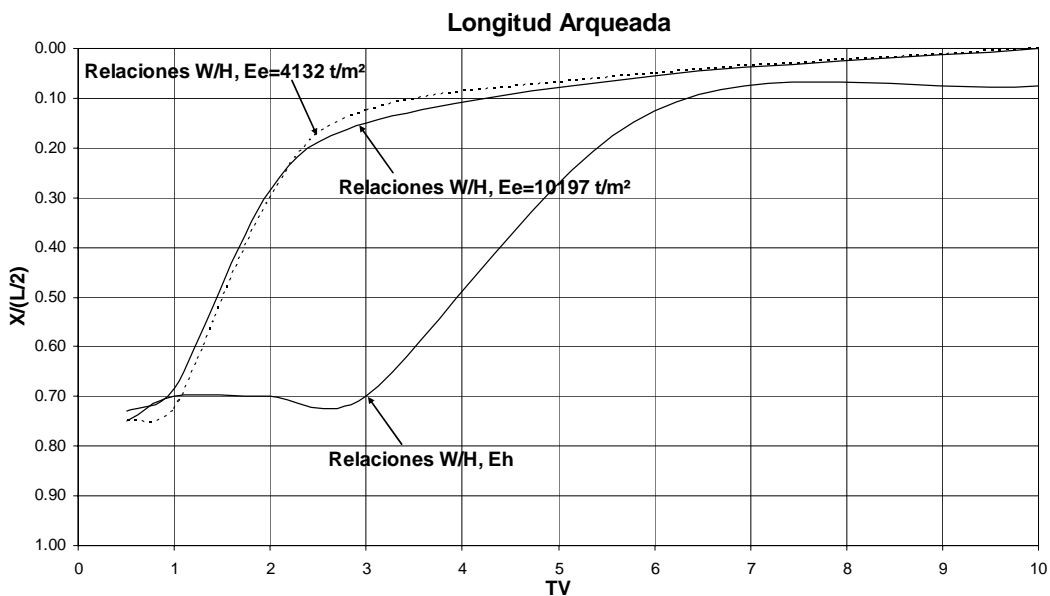


Figura 5.16 Longitud arqueada sobre la sección en la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo

5.4.2 Relación de desplazamientos horizontales máximos en dirección del río final del proceso constructivo

En el numeral A.3.3.2 del Anexo A.3 de esta tesis, se presenta el resultado del cálculo de la relación de desplazamientos horizontales máximos en dirección del río Dy_{max_i}/H_i al final del proceso constructivo, para los nodos o vértices de los elementos ubicados sobre la sección máxima, escogiendo para cada abscisa (en dirección X) el valor de los desplazamientos horizontales máximo de los nodos ubicados sobre la vertical de dicha abscisa, como se presentó en la Figura 5.13, y normalizando los desplazamientos respecto a la altura del terraplén correspondiente.

Los análisis de resultados realizados, se han llevado a cabo sobre la sección máxima a lo largo de la cresta de la cortina, ligeramente tendida hacia aguas arriba del centro de dicha cresta. Por tanto, los asentamientos horizontales en dirección del río durante el proceso constructivo no son de gran magnitud, dada la simetría del modelo, que tiene como resultado de su comportamiento que dichos desplazamientos sean nulos hacia el centro de la sección a lo largo de la cresta, pero a pesar de esto se puede evaluar la tendencia de las variables paramétricas geométricas sobre los resultados.

Un comportamiento similar que el encontrado para la relación de asentamientos máximos, se puede definir para la relación de desplazamientos horizontales máximos en dirección del río, en términos de la dependencia de la magnitud de los desplazamientos con la rigidez del material, así como de los parámetros geométricos influyentes en la generación del arqueo, aunque la diferencia de la respuesta por arqueo ya resulta menor, obteniendo desplazamientos 2/3 menores respecto a los obtenidos para la condición sin arqueo (ver Figura 5.17).

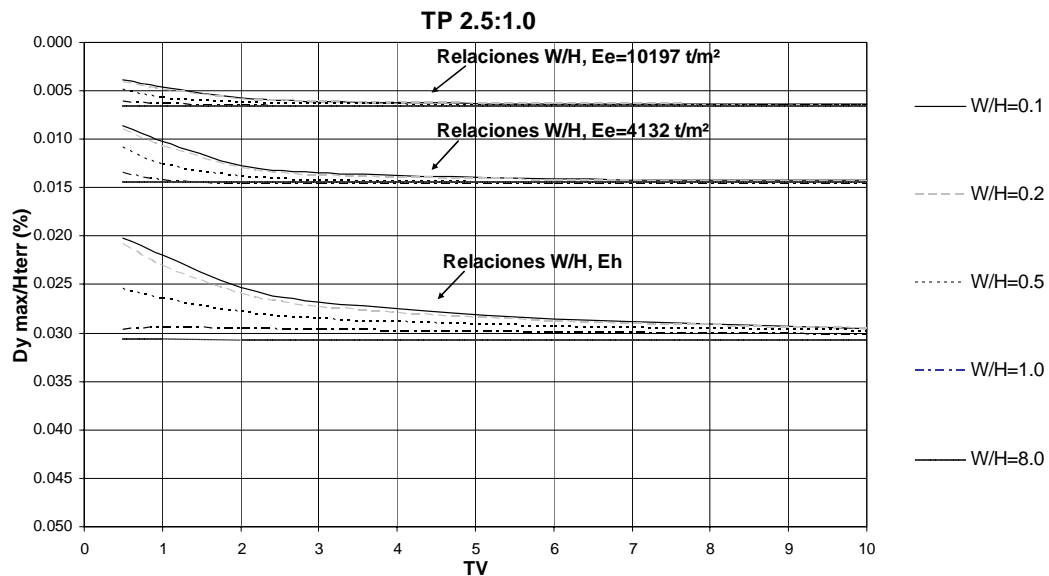


Figura 5.17 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en dirección del río en el centro de la presa - Final proceso constructivo

5.5 OTRAS CONDICIONES EN LAS QUE SE EVALUÓ EL EFECTO DE ARQUEO

Como se mencionó anteriormente, los análisis de efecto de arqueo se realizaron además del final del proceso constructivo, para simulaciones de la construcción en una sola etapa y para el final del primer llenado del embalse, los cuales no se incluyen en este escrito, pero de manera muy general se comenta que para la condición de análisis al final del primer llenado del embalse, se encontró un comportamiento muy similar de las variables de campo ante el arqueo respecto del obtenido al final del proceso constructivo, presentando un aumento significativo en la magnitud del factor para los desplazamientos y esfuerzos horizontal en dirección del río que deberán ser analizadas con más detalle.

También se realizaron análisis sobre la sección media sobre el talud del valle en dirección del río (ver ubicación de la sección en el talud de ambas márgenes en la Figura A.3.4 del Anexo A.3), cuyos resultados no se presentan en este informe, pero de los cuales se aprecia en general una disminución en la magnitud del factor de arqueo, del orden de la mitad respecto a la obtenida para la sección máxima, para las variables de campo de esfuerzos y desplazamientos, lo que permitirá limitar de una manera más clara el efecto de este fenómeno sobre el comportamiento de la cortina, al hacer las evaluaciones a este respecto con mucho más detalle.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el desarrollo de esta tesis, se realizaron estudios sobre varios temas relacionados con el análisis numérico de estructuras térreas mediante el elemento finito, entre los cuales se menciona el desarrollo de un algoritmo de generación de modelos geométricos tridimensionales, para emplearlos en programas de análisis numérico específicos mediante el MEF, de uso común en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. A este respecto se concluye que:

1. El algoritmo de generación permite detallar las condiciones geométricas del modelo tridimensional de presas y terraplenes, que facilitan la implementación de análisis incrementales en procesos constructivos o excavaciones mediante las herramientas numéricas disponibles, por lo cual se pueden llevar a cabo modelaciones más adaptadas a las condiciones reales del problema, que mejoren la calidad de los resultados numéricos.
2. Con dicho algoritmo se garantiza la compatibilidad entre los modelos geométricos y los requerimientos de las herramientas numéricas empleadas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, para el análisis de este tipo de estructuras térreas.
3. Este algoritmo debe seguirse mejorando con el fin de volverlo un paquete de generación, es decir, que permita refinar el control de errores en la interacción con el usuario, además de implementarle subrutinas para una mejor manipulación de las irregularidades del modelo del terreno, propias de las condiciones reales del problema. Bajo esta perspectiva se deben implementar por ejemplo, mapeos (proyecciones) en planta de modelos de mallas más regulares, así como subrutinas que permitan medir la calidad de la malla a partir de indicadores geométricos previos a los análisis numéricos.

En cuanto al modelo de curva esfuerzo-deformación elástico no lineal implementado en el presente trabajo, se puede concluir que:

4. A pesar de las ventajas y limitaciones enumeradas para el modelo hiperbólico en el amplio listado de referencias sobre este tema, se resalta la utilidad del modelo en el análisis de estructuras térreas como las presas y enrocamientos, que permite completar los modelos de comportamientos disponibles en la herramienta de análisis numérico.

5. Aspectos numéricos tales como la definición del esfuerzo confinante (dentro del modelo hiperbólico), quedan incorporados en el algoritmo para su análisis y calibración mediante instrumentación de campo, que junto a mejoras propuestas a este tipo de modelos en cuanto al cálculo de un módulo de compresibilidad volumétrica tangente y la modelación de deformaciones por cortante, permitan adecuarlos a condiciones más reales de comportamiento del tipo de estructuras térreas analizadas.

Por último, de los análisis del efecto de arqueo en las variables de campo, se puede concluir que:

6. Se implementó una metodología básica para la evaluación de la variación de las variables de campo como esfuerzos y desplazamientos por efectos de arqueo.
7. Se confirmó que el efecto combinado de los taludes de la boquilla y la relación del ancho del río respecto a la altura del terraplén, son los parámetros más influyentes en la generación de efectos de arqueo. De igual forma, se mostró la influencia de la rigidez del material y de las condiciones no lineales del comportamiento esfuerzo-deformación en la variación del factor de arqueo, en términos de desplazamientos y esfuerzos.
8. Se debe mejorar la metodología de evaluación del efecto de arqueo, con herramientas que posibiliten el manejo del amplio volumen de información disponible en las modelaciones numéricas, y que permitan tener en cuenta otras condiciones de carga tales como el final del llenado del embalse, así como la comparación de variables de campo en otras secciones de la presa, para evaluar su influencia en la generación del arqueo.

7 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abbott, P. A. (1967). "Arching for vertically buried prismatic structures", J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 93(SM5), Proc. Paper 5460, Sept, 1967, pp. 233-255.

Adikari, G. S. N., Dondald, I. B. y Parkin, A. K. (1982). "Analysis of the construction behaviour of Dartmouth Dam", Proc. 4th Int. Conf. on Numer. Meth. In Geotech. Engrg., Edmonton, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 2, 645-654.

Alberro, J. (1972). "Stress-strain analysis of El Infiernillo dam", Proc. Perf. of Earth and Earth-Supported Struct., ASCE, N.Y., Vol I, 837-852.

Alberro, J. y Gaziev, E. (2000). "Resistencia y deformabilidad de los enrocamientos", XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Oaxaca, noviembre de 2000, pp. 95-108.

Alberro, J. y Romo, M. P. (1969). "Método del elemento finito: Programa para materiales de comportamiento elástico lineal", Proyecto 218, elaborado para la Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, marzo, 1969.

Alberro, J., Macedo G. y González, F. (1998). "Deformabilidad in situ de los materiales constitutivos de varias presas de tierra y enrocamento", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, No. 604.

ASCE (1958). "Symposium on rockfill dams", J. Power División, Proceeding of the ASCE.

Borja, R. I., Hsieh, H. S. y Kavazanjian Jr. E. (1990). "Double-yield-surface model II: Implementation and verification", J. Geotech. Engrg., ASCE, 116(9), 1402-1421.

Boughton, N.O. (1970). "Elastic analysis for behavior of rockfill", J. Soil Mech. and Found. Div. ASCE, 96(5), 1715-1733.

Boscardin, M. D., Selig, E. T., Lin, R. y Yang, G. (1990). "Hyperbolic parameters for compacted soils", J. Geotech. Engrg., ASCE, 116(1), 89-104.

Carrillo, N. (1944). "El problema de una alcantarilla a la luz de la teoría de elasticidad", Solum S.A.

Cathie, D. N. y Dungar, R. (1978). "Evaluation of finite element predictions for constructional behavior of a rockfill dam", Proc. Instn. Civ. Engrgs, Part 2, 65, 551-568.

Chandrupatla, T. R. y Belegundu, A. D. (1999). "Introducción al estudio del elemento finito en ingeniería", 2ª edición, Prentice Hall, México.

Chelapati, C. V. (1964). "Arching in soil due to de deflection of a rigid horizontal strip", Symposium on Soil-Structure Interaction, University of Arizona, Engineering Research Lab., Tucson, Ariz., Sept. 1964, pp. 356-377.

CINME (2000). "GID: The personal pre and postprocessor ver. 6.3", International Center for Numerical Methods in Engineering.

Clough, G. W. y Duncan, J. M. (1971). "Finite element analyses of retaining wall behavior", J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 97(SM12), pp. 1657-1673.

Clough, R. W. y Woodward, R. J. (1967). "Analysis of embankment stress and deformations", J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 93(4), 529-549.

Cole, B. R. y Cummins, P. J. (1981). "Behavior of Dartmouth dam during construction", Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Foun. Engrg., Stockholm, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1, 81-85.

Cooke, J. Barry. (1984). "Progress in rockfill dams. 18th Terzaghi Lecture", J. Geotech. Engrg., ASEC, 110(10), 1381-1414.

Dascal, O. (1987). "Postconstruction deformations of rockfill dams", J. Geotech. Engrg., ASCE, 113(1), 46-59.

Desai, C. S. y Abel, J. F. (1972). "Introduction to the finite element method – A numerical method for engineering analysis", Van Nostrand Reindhold Company, New York.

Desai, C. S. y Christian, J. T. (1977). "Numerical methods in geotechnical engineering", Ed MacGraw-Hill, United States of America.

Desai, C. S. y Siriwardane, H. J. (1984). "Constitutive laws for Engineering materials with emphasis on geological materiales", Prentice-Hall, New Jersey. Citado por Kaliakin (1980).

Doležalova, M. y Leitner, F. (1981). "Prediction of Dalesice dam performance", Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., Stockholm, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1, 111-114.

Duncan, J. M. (1980). "Hyperbolic stress-strain relationships", Proceedings, Limit Equilibrium, Plasticity and Generalized Stress-Strain In Geotechnical Engineering, ASCE, McGill University, pp. 443-460.

Duncan, J. M. (1992). "State of the art: Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes", J. Geotech. Engrg., ASCE, 122(7), 577-596.

Duncan, J. M. (1996). "State of the art: Static stability and deformation analysis", ASCE Geotechnical Special Publication No. 31, (Seed y Boulanger ed.) Berkeley, California, Vol. 1, pp. 222-266.

Duncan, J. M. y Chang C. Y. (1970). "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 96(5), 1629-1653.

Duncan, J. M., Seed, R. B., Wong, K. S. y Ozawa, Y. (1984). "FEADAM84: A computer program for finite element analysis of dams", Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blackburg, VA.

Eisenstein, Z., Krishnayya, A. V. G., y Morgenstern, N. R. (1972). "An analysis of the cracking at Duncan dam", Proc. Perf. of Earth and Earth-Supported Struct., ASCE, N.Y., Vol I, 765-777.

Eisenstein, Z. y Law, S. C. T. (1977). "Analysis of consolidation Behavior of Mica dam", J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 103(8), 879-894.

Finn, W. D. (1963). "Boundary value problems of soil mechanics", J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 89(SM5), Proc. Paper 3648, Sept, 1963, pp. 39-72.

Fitzpatrick, M. D., Cole, B. A., Kinstler, F. L. y Knoop, B. P. (1985). "Design of concrete-face rockfill dams", Proceedings of the Symposium on Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance, (Cooke and Sherard ed.), Detroit, Michigan, ASCE, N.Y., pp 410-434.

George, P.L. (1991). "Automatic mesh generation. Application to Finite Element Methods", John Wiley & Sons, Paris.

Getzler, Z., Komornik, A. y Mazurik, A. (1968). "Model study on arching above buried structures", J. Soil Mech. And Fund. Div., ASCE, 94(SM5), 1123-1141.

Getzler, Z., Gellert, M. y Eitan, R. (1970). "Analysis of arching pressures in ideal elastic soil", J. Soil Mech. And Fund. Div., ASCE, 96(SM4), 1357-1372.

Giudici, S., Herweynen, R. y Quinlan, P. (2000). "HEC experience in concrete face rockfill dams – Past, present and future.", Proc., Int. Symp. On Concrete Faced Rockfill Dams, Beijing, China, 29-46.

- Gómez, J. E. (2000). "Development of an extended hyperbolic model for concrete-to-Soil Interfaces", dissertation presented to Virginia Polytechnic Institute and State University, at Blackburg, Virginia, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- Gómez, J. E., Filz, G. M., y Ebeling, R. M. (2003). "Extended hyperbolic model for sand-to-concrete interfaces", J. Geotech. Geoenv. Eng., Vol. 129 (11), pp. 993-1000.
- Goodman, L. E. y Brown, C. B. (1963). "Dead load stresses and the instability of slopes", J. Soil Mech. And Found. Div, ASCE, 89(SM3), Proc. Paper 3514, 103-134.
- Handy, R. L. (1985). "The arch in soil arching", J. Geotech. Engrg., ASCE, 111(3), 302-318.
- Herrmann, L. R. (1978). "User's manual for REA (General Two Dimensional Soils and Reinforced Earth Analysis Program)", Department of Civil Engineering Report, University of California, Davis.
- Hunter, G. y Fell, R. (2002). "Deformation behavior of rockfill", UNICIV Rep. No. R-405, School of Civil Engineering, Univ. of New South Wales, Sydney, Australia.
- Hunter, G. y Fell, R. (2003). "Rockfill modulus and settlement of concrete face rockfill dams", J. Geotech. and Geoenv. Engrg., ASCE, 129 (10), 909-917.
- ICG (2002). "FLAC3D: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions", Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota.
- Janbu, N. (1963), "Soil compressibility as determined by odometer and triaxial test", Proceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wissbaden, Germany, vol. 1, pp.19-25.
- Kagawa, T. Mejia, L. H., Seed H. B., y Lysmer J., (1981). "TLUSH - A computer program for three-dimensional dynamic analysis of earth dams", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, UCB/EERC-81/14.
- Kaliakin, V. N. (1999) "APES v. 3.1: Analysis program for earth structures – Appendix: Details concerning quasilinear elastic (hyperbolic) material idealization", Department of Civil and Environmental Engineering, University of Delaware.
http://www.ce.udel.edu/faculty/kaliakin/apes_3.0_appendix_hyperbolic.pdf
- Khalid, S., Singh, B, Kayak, G. C. y Jain, O. P. (1990). "Nonlinear analysis of concrete face rockfill dams", J. Geotech. Engrg., ASCE, 116(5), 822-837.

Kondner, R. L. (1963). "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils", J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 89(SM1), Proc. Paper 3429, Feb, 1963, pp. 115-143.

Kondner, R. L. y Zelasko, J. S. (1963). "A hyperbolic stress-strain formulation for sands", Proceedings, Second Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brasil, Vol 1, pp. 289-324.

Krishnamoorthy, C. S. (1987). "Finite element analysis – Theory and programming", Tata MacGraw-Hill, Delhi.

Kulhawy, F. H. y Duncan, J.M. (1972). "Stress and movements in Oroville Dam", J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 98(SM7), Proc. Paper 9016, 653-665.

Lee, K. L. e Idriss, I. M. (1975). "Static stress by linear and no linear methods", J. Geotech. Engrg. Div.,ASCE, 101(GT9), 871-887.

Lefebvre, G., Duncan, J. M. y Wilson, E. L. (1973). "Three-dimensional finite element analysis of dams", J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 99(SM7), 495-507.

León, J. L. (1970). "Aplicación del método del elemento finito al estudio de dos presas analizadas con modelos", Tesis Profesional, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.

Leps, T. M. (1970). "Review of shearing strength of rockfill", J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 96(SM4), 1159-1170.

Li, G. C., y Desai, C. S. (1983). "Stress and seepage analysis of earth dams", J. Geotech. Engrg., ASCE, 109(7), 946-960.

Li, X. y Romo, M. P. (1992). "TEST92, un programa de computadora para simular procesos constructivos en suelos elasto-plásticos", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Li, Xiangyue. (1992). "Análisis sísmico de presas de tierra y enrocamiento con cara de concreto", Tesis Doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.

Magaña, R., Romo, M. P. y Monterroso, B. M. (1995). "Análisis tridimensional de excavaciones profundas (2ª etapa)", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Marsal, R.J. y Resendiz, D. (1975). "Presas de tierra y enrocamiento", Ed. Limusa, México.

- Newmark, N. M. (1964). "The basis of current criteria for the design of underground protective construction", Symposium on Soil-Structure Interaction, University of Arizona, Engineering Research Lab., Tucson, Ariz., Sept. 1964, pp. 1-24.
- Ng, A., Small, J. C. (1999). "A case study of hydraulic fracturing using finite element methods". *Can. Geotech. J.*, (36), 861-875.
- Nobari, E. S. y Duncan, J. M. (1972). "Movements in dams due to reservoir filling", *Proc. Perf. of Earth and Earth-Supported Struct.*, ASCE, N. Y., 797-815.
- Penman, A. y Charles, A. (1973). "Constructional deformations in rockfill dam", *J. Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, 99(2), 139-163.
- Penman, A. D. M., Burland, J. B. y Charles, J. A. (1971). "Observed and predicted deformations in a large embankment dam during construction", *Proc. Instn. Civ. Engrgs.*, London, 49, 1-21.
- Penman, A. D. M. y Charles, J. A. (1985). "Behavior of rockfill dam with asphaltic membrane", *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, San Francisco, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 4, 2011-2014.
- Quigley, F. W., Duncan J. M., Caronna, S., Moroux, P. J., y Chang, C. S. (1976). "Three dimensional finite element analyses of New Melones Dam.", *Geotech. Engrg. Rep. No. TE-3*, Univ. of California, Berkeley, Calif.
- Reséndiz, D. y Romo, M. P. (1972). "Analysis of embankment deformations", *Proc. Perf. of Earth and Earth-Supported Struct.*, ASCE, N.Y., Vol I, 817-836.
- Romo M. P., Lysmer, J., y Seed, H. B., (1977). "PLUSH - A computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil-structure interaction", *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, UCB/EERC-77/01.
- Rossi, M. N. y Medeiros, L. V. (1985). "Análisis of movements of Foz de Areia rockfill dam", *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, San Francisco, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 4, 2031-2034.
- Pinto, N. L. y Marques Filho, P.L. (1998). "Estimating the maximum face deflection in CFRDs", *Hydropower & Dams*, 5(6), 28-31.

Seco E Pinto, P. S. and Marahna das Nevas, E. (1985). "Hydraulic fracturing in zoned Herat and rockfill dams", Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 4, 2025-2030.

Selig, E. T. (1988). "Soil parameters for design of buried pipelines", Proc. Pipeline Infrastructure Conf., ASCE, 99-116.

Sherard, J. L., Woodward, R. J., Gizienski, S. F., Clevenger, W. A. (1963). "Earth an Earth-Rock Dams, Engineering Problems of Design and Construction", Ed. John Wiley and Sons, Inc., New York.

Spangler, M. G. (1948). "Underground Conduits-An appraisal of modern research", Transactions, ASCE, vol. 113, pp 316-374.

SRH, CFE y II-UNAM (1976). "Comportamiento de presas construidas en México", Contribución al XII Congreso Internacional de Grandes Presas, México, 1976.

Take, W. A. y Valsangkar, A. J. (2001). "Earth pressures on unyielding retaining walls of narrow backfill with", Can. Geotech. J., 38(6), 1220-1230.

Terzaghi, K. (1936). "Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap door", Proc. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engringr, Harvard University, Cambridge, Mass., Vol 1, pp 307-311.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics, Jhon Wiley & Sons Inc., New York, pp 66-76, 194-197.

Wang, W. L. y Yen, B. C. (1974). "Soil arching in slopes", J. Geotech. Engrg., ASCE, 100(GT1), 61-78.

White, D. y Saigal, S. (2002). "Improved imprint and merge for conformal meshing", Proceedings 11th International Meshing Roundtable, Sandia National Laboratories, Ithaca, New York, september 2002, pp. 285-296.

Whitman, R. V. y Luscher, U. (1962). "Basic experiment into soil-structure interaction", J. Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 88(SM6), Proc. Paper 3366, Dec, 1962, pp. 135-167.

Wilkes, P. F. (1972). "An induced failure at a trial embankment at King's Lynn, Norfolk, England", Proc. Perf. of Earth and Earth-Supported Struct., ASCE, N.Y., Vol I, 29-64.

Wong, K. S. y Duncan, J. M. (1974). "Hyperbolic stress-strain parameters for nolinear finite element analyses of stress and movements in soil masses", Department of civil Engineering, Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, Report No. TE-74-3.

Wroth, C. P. y Simpson, B. (1972). "An induced failure at a trial embankment: Part II finite element computations", Proc. Perf. of Earth and Earth-Supported Struct., ASCE, N.Y., Vol I, 65-79.

Zienkiewicz, O. C. (1977). "The finite element method", 3^a edición aumentada y revisada, Ed. MacGraw-Hill, Gran Bretaña.



PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN INGENIERIA

ANEXOS



ÍNDICE

A.1	ALGORITMO DE GENERACIÓN DE MODELOS 3D	1
A1.1	INTRODUCCIÓN	1
A1.2	ANÁLISIS TOP-DOWN	2
A1.3	ANÁLISIS BOTTOM-UP	2
A1.3.1	Cañón de cimentación	2
A1.3.2	Sección de la presa	5
A1.3.3	Mapeo de la sección sobre el cañón de cimentación	10
A1.4	CONSTRUCCIÓN REAL DE LA MALLA	13
A1.4.1	Creación de los datos relevantes	13
A1.4.2	Generación real de la malla	15
A1.4.3	Generación del archivo de datos para el programa numérico	17
A1.5	EJEMPLO DE MODELO TRIDIMENSIONAL	17
A.2	MODELO HIPERBÓLICO DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN	21
A2.1	ANÁLISIS DE LAS CURVAS ESFUERZO DEFORMACIÓN	21
A2.1.1	No linealidad	21
A2.1.2	Dependencia del nivel de esfuerzos	23
A2.1.3	Comportamiento inelástico	26
A2.2	CONSIDERACIONES SOBRE EL CAMBIO DE VOLUMEN	27
A2.2.1	Relación de Poisson constante	27
A2.2.2	Relación de Poisson variable en función de la condición de esfuerzos	27
A2.2.2.1	No linealidad	27
A2.2.2.2	Dependencia con el nivel de esfuerzos	29
A2.2.3	Relación de Poisson en términos del módulo de compresibilidad volumétrica	30
A2.2.4	Cambio volumétrico en términos del módulo de compresibilidad volumétrica B	31
A2.2.4.1	B constante con el nivel de esfuerzos	31

A2.2.4.2	Variación de B con la presión de confinamiento	33
A2.2.4.3	Rango de variación de B	33
A2.2.5	Modelo hiperbólico para el módulo de compresibilidad volumétrica	34
A.3	ANÁLISIS PARAMÉTRICO DEL EFECTO DE ARQUEO	37
A3.1	MODELACIÓN DEL EFECTO DE ARQUEO EN PRESAS POR INTERACCIÓN ENTRE EL TERRAPLÉN Y EL VALLE FINAL DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA CORTINA	37
A3.1.1	Metodología paramétrica variando las condiciones geométricas	38
A3.1.2	Metodología paramétrica evaluando el efecto de la no linealidad del material	42
A3.1.3	Modelación de las condiciones constructivas	44
A3.1.4	Secciones asociadas a los modelos geométricos	44
A3.2	EFECTO DE ARQUEO EN LOS ASENTAMIENTOS Y ESFUERZOS DE LA SECCIÓN MÁXIMA DEL TERRAPLÉN EN DIRECCIÓN DEL RÍO	46
A3.2.1	Factor 2D/3D de esfuerzos verticales al final del proceso constructivo	47
A3.2.1.1	Modelo elástico rígido	48
A3.2.1.2	Modelo elástico medio	55
A3.2.1.3	Modelo hiperbólico medio	61
A3.2.2	Factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río al final del proceso constructivo	68
A3.2.2.1	Modelo elástico rígido	68
A3.2.2.2	Modelo elástico medio	75
A3.2.2.3	Modelo hiperbólico medio	81
A3.2.3	Factor 2D/3D de desplazamientos verticales al final del proceso constructivo	87
A3.2.3.1	Modelo elástico rígido	88
A3.2.3.2	Modelo elástico medio	95
A3.2.3.3	Modelo hiperbólico medio	101
A3.2.4	Factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río al final del proceso constructivo	107
A3.2.4.1	Modelo elástico rígido	108
A3.2.4.2	Modelo elástico medio	115
A3.2.4.3	Modelo hiperbólico medio	121
A3.2.5	Resumen del efecto del Factor 2D/3D en las variables de campo al final del proceso constructivo	127
A3.3	EFECTO DE ARQUEO EN LOS DESPLAZAMIENTOS DEL TERRAPLÉN SOBRE LA SECCIÓN MÁXIMA A LO LARGO DE LA CRESTA DE LA CORTINA	137

A3.3.1	Relación de asentamientos máximos al final del proceso constructivo	137
A3.3.1.1	Modelo elástico rígido	138
A3.3.1.2	Modelo elástico medio	147
A3.3.1.3	Modelo hiperbólico medio	153
A3.3.2	Relación de desplazamientos horizontales máximos en dirección del río al final del proceso constructivo	160
A3.3.2.1	Modelo elástico rígido	161
A3.3.2.2	Modelo elástico medio	167
A3.3.2.3	Modelo hiperbólico medio	173
A3.3.3	Resumen del efecto de arqueo en los asentamientos y desplazamientos horizontales máximos en dirección del río al final del proceso constructivo	179

LISTA DE FIGURAS

Figura A 1.1 Modelo tridimensional de una presa, visualizado mediante GID (CINME,2000) 1

Figura A 1.2 Subdivisión geométrica del modelo tridimensional 2

Figura A 1.3 Vista 3D de las curvas de nivel de la cimentación de la presa 2

Figura A 1.4 Vista en planta de las curvas de nivel de la cimentación de la presa 3

Figura A 1.5 Opción para exportar las curvas de nivel desde el programa de CAD 4

Figura A 1.6 Esquema de enumeración de polilíneas de curvas de nivel para exportarlas 4

Figura A 1.7 Subdivisión primaria mínima del modelo de una presa 5

Figura A 1.8 Esquema de sección 6

Figura A 1.9 Polilínea de aguas arriba 6

Figura A 1.10 Polilínea de aguas abajo..... 7

Figura A 1.11 Polilíneas superiores..... 7

Figura A 1.12 Polilíneas inferiores 7

Figura A 1.13 Polilíneas de materiales 8

Figura A 1.14 Arreglo matricial de los nodos característicos del modelo 3D 15

Figura A 1.15 Sección en el sentido del río – generación de incidencias 16

Figura A 1.16 Modelo tridimensional básico de la presa La Parota..... 18

Figura A 1.17 Detalle de elementos de conexión de la pesa con la cimentación 19

Figura A 1.18 Detalle del plinto y del material de lleno para soporte de la losa de concreto..... 19

Figura A 2.1 Esquema de ensayo triaxial de compresión aumentando el esfuerzo axial (Tomada de Selig, 1988)	22
Figura A 2.2 Curvas de esfuerzo-deformación real y modelada por hipérbola (Tomada de Selig, 1988)	22
Figura A 2.3 Transformación lineal de la curva esfuerzo deformación (Tomada de Selig, 1988).....	23
Figura A 2.4 Variación de E_i con σ_3 y determinación de K y n (Tomada de Selig, 1988)	24
Figura A 2.5 Variación de $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ con σ_3 (Tomada de Selig, 1988).....	24
Figura A 2.6 Determinación de ϕ_0 y $\Delta\phi$ (Tomada de Selig, 1988)	25
Figura A 2.7 Modulo de descarga-recarga (Tomado de Duncan, 1980)	26
Figura A 2.8 Relación hiperbólica de deformaciones axiales y radiales	28
Figura A 2.9 Transformación lineal de la hipérbola de deformaciones	29
Figura A 2.10 Variación de la relación de Poisson inicial con el confinamiento	29
Figura A 2.11 No linealidad y dependencia del nivel de esfuerzo de las curvas esfuerzo-deformación y cambio volumétrico (Tomada de Duncan, 1980)	31
Figura A 2.12 Variación de B con σ_3 (Tomada de Selig, 1988).....	33
Figura A 2.13 Ensayo de compresión hidrostática (Tomada de Selig, 1988)	34
Figura A 2.14 Transformación lineal de la hipérbola para B	35
Figura A 3.1 Comparación de modelaciones 3D y 2D sobre la sección máxima en dirección del río	37
Figura A 3.2 Comparación de resultados sobre la sección máxima a lo largo de la cresta de la cortina.	38
Figura A 3.3 Modelo geométrico para el análisis paramétrico	38
Figura A 3.4 Secciones asociadas a los modelos geométricos.....	44
Figura A 3.5 Obtención de los puntos de comparación en las secciones asociadas.....	45
Figura A 3.6 Obtención del factor $2D/3D$	47

Figura A 3.7 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – Variables TV, TP y W/H	49
Figura A 3.8 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 0.5 a 2.0	50
Figura A 3.9 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 3.0 a 10.0	51
Figura A 3.10 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5	52
Figura A 3.11 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 0.1 a 0.5	53
Figura A 3.12 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 1.0 a 8.0	54
Figura A 3.13 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – Variables TV, TP y W/H	55
Figura A 3.14 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 0.5 a 2.0	56
Figura A 3.15 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 3.0 a 10.0	57
Figura A 3.16 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TP de 1.5 a 2.5	58
Figura A 3.17 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 0.1 a 0.5.....	59
Figura A 3.18 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 1.0 a 8.0.....	60
Figura A 3.19 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – Variables TV, TP y W/H.....	62
Figura A 3.20 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 0.5 a 2.0	63

Figura A 3.21 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 3.0 a 10.0	64
Figura A 3.22 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TP de 1.5 a 2.5	65
Figura A 3.23 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 0.1 a 0.5	66
Figura A 3.24 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 1.0 a 8.0	67
Figura A 3.25 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – Variables TV, TP y W/H	69
Figura A 3.26 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 0.5 a 2.0	70
Figura A 3.27 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 3.0 a 10.0	71
Figura A 3.28 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5	72
Figura A 3.29 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 0.1 a 0.5	73
Figura A 3.30 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 1.0 a 8.0	74
Figura A 3.31 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – Variables TV, TP y W/H.....	75
Figura A 3.32 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 0.5 a 2.0	76
Figura A 3.33 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 3.0 a 10.0	77
Figura A 3.34 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TP de 1.5 a 2.5	78

Figura A 3.35 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 0.1 a 0.5	79
Figura A 3.36 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 1.0 a 8.0	80
Figura A 3.37 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – Variables TV, TP y W/H	81
Figura A 3.38 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 0.5 a 2.0	82
Figura A 3.39 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 3.0 a 10.0	83
Figura A 3.40 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TP de 1.5 a 2.5	84
Figura A 3.41 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 0.1 a 0.5	85
Figura A 3.42 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 1.0 a 8.0	86
Figura A 3.43 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – Variables TV, TP y W/H	89
Figura A 3.44 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 0.5 a 2.0	90
Figura A 3.45 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 3.0 a 10.0	91
Figura A 3.46 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5	92
Figura A 3.47 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 0.1 a 0.5	93
Figura A 3.48 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 1.0 a 8.0	94

Figura A 3.49 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – Variables TV, TP y W/H	95
Figura A 3.50 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 0.5 a 2.0.....	96
Figura A 3.51 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 3.0 a 10.0.....	97
Figura A 3.52 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TP de 1.5 a 2.5.....	98
Figura A 3.53 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 0.1 a 0.5	99
Figura A 3.54 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 1.0 a 8.0	100
Figura A 3.55 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – Variables TV, TP y W/H.....	101
Figura A 3.56 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 0.5 a 2.0.....	102
Figura A 3.57 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 3.0 a 10.0.....	103
Figura A 3.58 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TP de 1.5 a 2.5.....	104
Figura A 3.59 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 0.1 a 0.5	105
Figura A 3.60 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 1.0 a 8.0	106
Figura A 3.61 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – Variables TV, TP y W/H.....	109
Figura A 3.62 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 0.5 a 2.0	110

Figura A 3.63 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 3.0 a 10.0	111
Figura A 3.64 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5	112
Figura A 3.65 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 0.1 a 0.5	113
Figura A 3.66 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 1.0 a 8.0	114
Figura A 3.67 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – Variables TV, TP y W/H	115
Figura A 3.68 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 0.5 a 2.0	116
Figura A 3.69 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 3.0 a 10.0	117
Figura A 3.70 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TP de 1.5 a 2.5	118
Figura A 3.71 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 0.1 a 0.5	119
Figura A 3.72 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 1.0 a 8.0	120
Figura A 3.73 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – Variables TV, TP y W/H	121
Figura A 3.74 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 0.5 a 2.0	122
Figura A 3.75 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 3.0 a 10.0	123
Figura A 3.76 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TP de 1.5 a 2.5	124

Figura A 3.77 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 0.1 a 0.5	125
Figura A 3.78 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 1.0 a 8.0	126
Figura A 3.79 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Z/H de 0.05 – Variables TV, TP y W/H	128
Figura A 3.80 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en el sentido del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Z/H de 0.05 – Variables TV, TP y W/H.....	129
Figura A 3.81 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Z/H de 0.1 – Variables TV, TP y W/H.....	130
Figura A 3.82 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Z/H de 0.1 – Variables TV, TP y W/H.....	131
Figura A 3.83 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H.....	133
Figura A 3.84 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H	134
Figura A 3.85 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H.....	135
Figura A 3.86 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H	136
Figura A 3.87 Medición de la relación de asentamientos máximos	137
Figura A 3.88 Abscisas donde se obtienen los asentamientos máximos.....	138
Figura A 3.89 Medición de la longitud arqueada en la sección a lo largo de la cresta	140
Figura A 3.90 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – Variables TV, TP y W/H	141
Figura A 3.91 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 0.5 a 2.0.....	142

Figura A 3.92 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 3.0 a 10.0	143
Figura A 3.93 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5	144
Figura A 3.94 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 0.1 a 0.5.....	145
Figura A 3.95 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 1.0 a 8.0.....	146
Figura A 3.96 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – Variables TV, TP y W/H.....	147
Figura A 3.97 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 0.5 a 2.0	148
Figura A 3.98 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 3.0 a 10.0.....	149
Figura A 3.99 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5	150
Figura A 3.100 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 0.1 a 0.5	151
Figura A 3.101 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 1.0 a 8.0	152
Figura A 3.102 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – Variables TV, TP y W/H	154
Figura A 3.103 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 0.5 a 2.0.....	155
Figura A 3.104 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 3.0 a 10.0.....	156
Figura A 3.105 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TP de 1.5 a 2.5.....	157

Figura A 3.106 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 0.1 a 0.5.....	158
Figura A 3.107 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 1.0 a 8.0.....	159
Figura A 3.108 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – Variables TV, TP y W/H	161
Figura A 3.109 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 0.5 a 2.0.....	162
Figura A 3.110 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 3.0 a 10.0.....	163
Figura A 3.111 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5	164
Figura A 3.112 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 0.1 a 0.5	165
Figura A 3.113 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 1.0 a 8.0	166
Figura A 3.114 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – Variables TV, TP y W/H	167
Figura A 3.115 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 0.5 a 2.0	168
Figura A 3.116 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 3.0 a 10.0	169
Figura A 3.117 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5	170
Figura A 3.118 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 0.1 a 0.5	171
Figura A 3.119 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 1.0 a 8.0	172

Figura A 3.120 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río
 - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – Variables TV, TP y W/H173

Figura A 3.121 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río
 - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 0.5 a 2.0.....174

Figura A 3.122 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río
 - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 3.0 a 10.0.....175

Figura A 3.123 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río
 - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TP de 1.5 a 2.5.....176

Figura A 3.124 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río
 - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 0.1 a 0.5177

Figura A 3.125 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río
 - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 1.0 a 8.0178

Figura A 3.126 Variación de la relación de asentamientos máximos en el centro de la presa - Final
 proceso constructivo179

Figura A 3.127 Longitud arqueada sobre la sección en la relación de asentamientos máximos - Final
 proceso constructivo180

Figura A 3.128 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en dirección del río en
 el centro de la presa - Final proceso constructivo181

LISTA DE TABLAS

Tabla A 3.1 Rango de variación de los parámetros del análisis	39
Tabla A 3.2 Modelos tridimensionales para las relaciones W/H de 0.1 y 0.2	40
Tabla A 3.3 Modelos tridimensionales para las relaciones W/H de 0.5, 1.0 y 8.0.....	41
Tabla A 3.4 Modelos bidimensionales	42
Tabla A 3.5 Relaciones esfuerzo-deformación elásticas	43
Tabla A 3.6 Relación esfuerzo-deformación hiperbólica.....	43
Tabla A 3.7 Definición de las secciones asociadas a cada modelo geométrico	45
Tabla A 3.8 Comparaciones entre las secciones asociadas	46

A.1 ALGORITMO DE GENERACIÓN DE MODELOS 3D

A1.1 INTRODUCCIÓN

Para realizar la malla de un problema de presas, se presenta un esquema de un modelo previamente generado, que de una idea del entorno sobre el cual trabajar (ver Figura A 1.1).

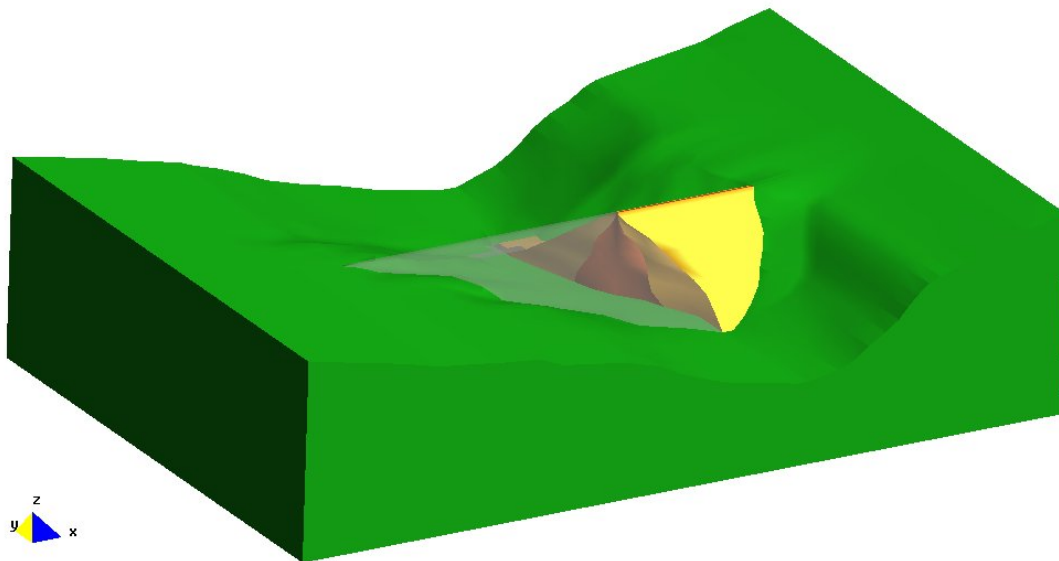


Figura A 1.1 Modelo tridimensional de una presa, visualizado mediante GID (CINME,2000)

En este esquema se observan los cuerpos constitutivos del modelo físico que se enumeran a continuación:

- El cuerpo de la presa.
- La cimentación de la misma.
- Los diferentes materiales constitutivos de la presa.

A1.2 ANÁLISIS TOP-DOWN

La obtención de la subdivisión geométrica primaria se hará entonces al considerar inicialmente como dos cuerpos separados la cimentación de la presa, y el cuerpo de la misma, esta última subdividida a su vez en los materiales constitutivos (ver Figura A 1.2).

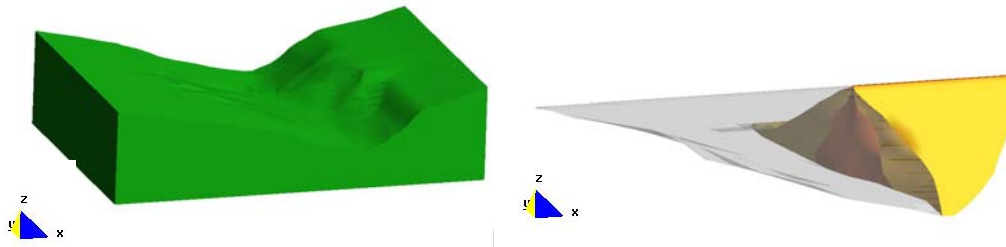


Figura A 1.2 Subdivisión geométrica del modelo tridimensional

A1.3 ANÁLISIS BOTTOM-UP

A1.3.1 Cañón de cimentación

La caracterización del cañón, se incluye dentro de la información suministrada por el usuario, y conforma el límite inferior del dominio del problema físico. Dicha caracterización se realiza mediante las curvas de nivel del medio de interés, procesadas en un programa de CAD, definidas como líneas continuas sobre el contorno de cada curva de nivel (ver Figura A 1.3 y Figura A 1.4).

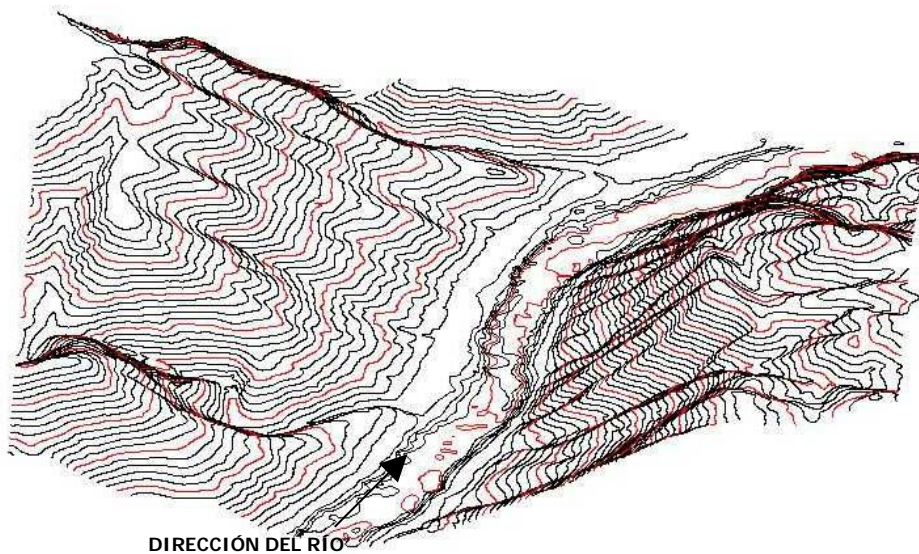


Figura A 1.3 Vista 3D de las curvas de nivel de la cimentación de la presa

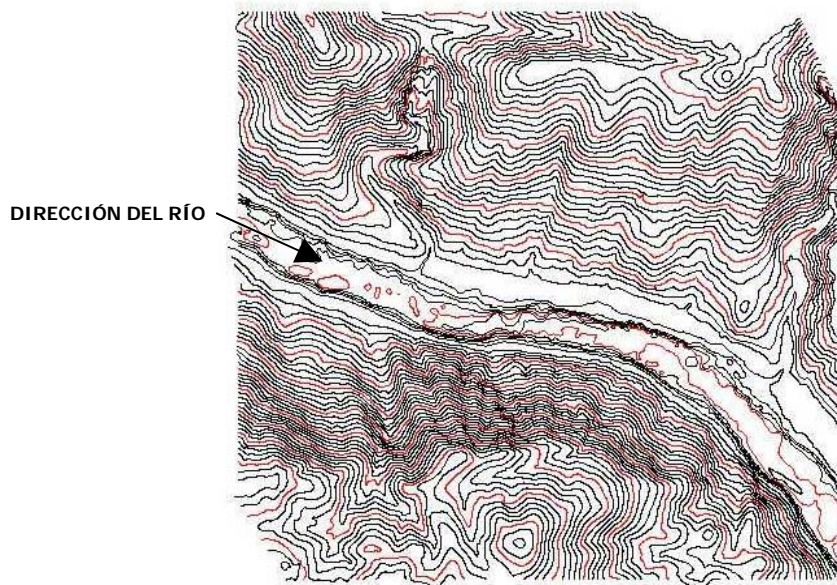


Figura A 1.4 Vista en planta de las curvas de nivel de la cimentación de la presa

Este preproceso resulta externo al algoritmo de generación, por tal motivo este algoritmo no se puede considerar como un paquete de generación, pero es una buena aproximación para la implementación futura de un paquete como tal.

La captura de la información desde el programa de CAD, se realiza exportando el par de curvas de nivel correspondientes a la misma cota, a un archivo DXF (Drawing Interchange Format), el cual pueda ser leído como un archivo de texto accesible fácilmente desde cualquier editor de texto.

En este proceso se deben seguir algunas reglas básicas que se definen a priori, para el correcto funcionamiento del programa de generación:

- Se deben generar dos curvas de nivel por cota, excepto en la cota del fondo del valle, donde se pueden generar algunas líneas intermedias. Lo anterior tiene como única finalidad, ayudar a volver más fino el modelo en la parte del cauce del río.
- El proceso de exportar las curvas de nivel se debe hacer con la opción de “grabar como un archivo de extensión DXF”, habilitando la opción de selección de objetos para poder escoger las líneas a exportar (ver Figura A 1.5). La selección de las líneas se debe hacer de derecha a izquierda, mirando el modelo desde aguas arriba hacia aguas abajo (ver Figura A 1.6).
- Exportar las curvas de interés de tal forma que se cubra la altura de la presa, más unas cuantas cotas superiores que permitan definir las características del cañón.

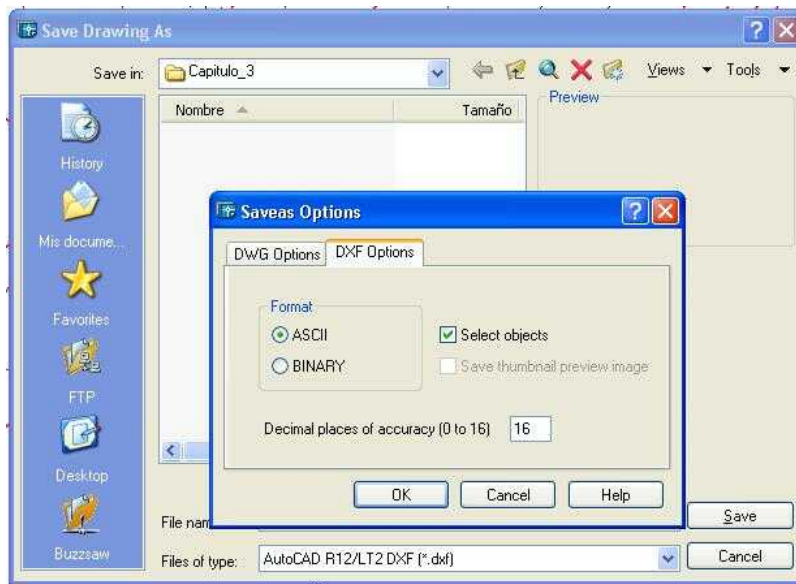


Figura A 1.5 Opción para exportar las curvas de nivel desde el programa de CAD

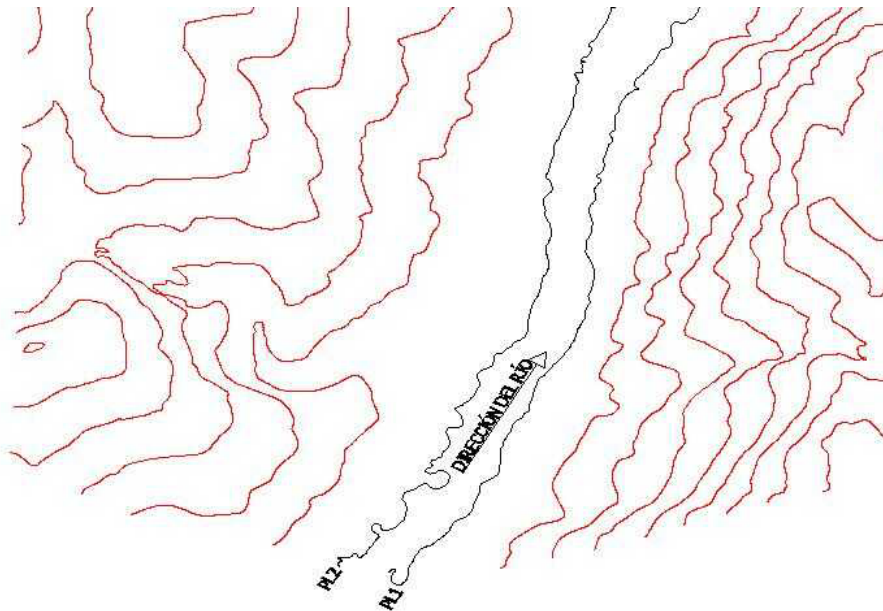


Figura A 1.6 Esquema de enumeración de polilíneas de curvas de nivel para exportarlas

Lo anterior garantiza que por medio de un listado de archivos DXF, se pueda acceder a la información característica de la topografía del cañón de cimentación, como son las de curvas de nivel por cada cota de interés, de una forma sistemática y sencilla. El archivo de texto adicional que se debe generar para que guarde dicho listado, será el archivo **AS1** nombrado como "**curvnroc.ctr**", y debe tener el siguiente formato:

Archivo AS1

15
 pavfr0180.dxf
 pavfr0300.dxf
 pavfr0450.dxf
 pavfr0600.dxf
 pavfr0750.dxf
 pavfr0900.dxf
 pavfr1050.dxf
 pavfr1200.dxf
 pavfr1300.dxf
 pavfr1400.dxf
 pavfr1500.dxf
 pavfr1600.dxf
 pavfr1700.dxf
 pavfr1750.dxf
 pavfr1800.dxf



Número de archivos

Listado de archivos

A1.3.2 Sección de la presa

Es la segunda parte de la subdivisión geométrica realizada sobre modelo tridimensional, y se define como una subdivisión primaria mínima porque servirá de base para la creación de la malla mediante el algoritmo de generación. Así mismo, esta subdivisión refleja los aspectos físicos del problema, por servir como base de generación del modelo del cuerpo de la presa, en la cual se identifican aspectos tales como su altura y taludes característicos, además de sus materiales constitutivos (ver Figura A 1.7).

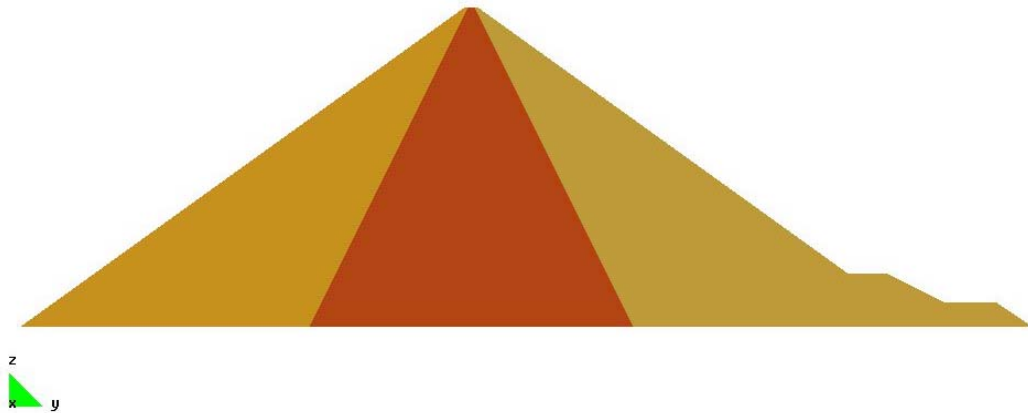


Figura A 1.7 Subdivisión primaria mínima del modelo de una presa

Esta también es una información suministrada por el usuario, y busca definir la disposición de los elementos mediante líneas verticales, inclinadas y horizontales. Este proceso presenta varias posibilidades para su realización, dependiendo de concepción de las características más relevantes del modelo que realice el usuario, por tanto la explicación se centrará en un modelo mas o menos general, pero no único, propuesto para ejemplificar este proceso (ver Figura A 1.8).

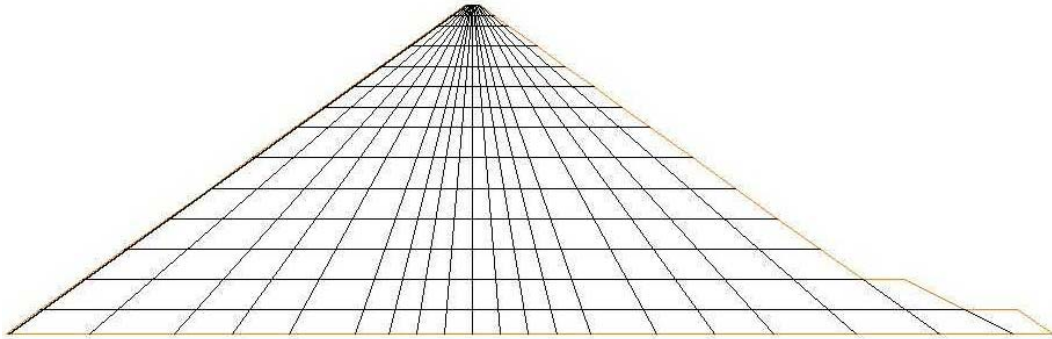


Figura A 1.8 Esquema de sección

Como la idea del preproceso es disminuir la cantidad de información que requiere ser suministrada por el usuario, la información constitutiva de la sección se puede expresar con la información contenida en los contornos de la misma.

Para lo anterior se identificarán cinco tipos de líneas

1. Polilínea de aguas arriba: esta define el contorno de aguas arriba del talud de la presa. Se concibe el talud continuo sin escalones, y en el caso de que se requiera definir dichos escalones, se podrá realizar aproximadamente, dándole quiebres a dicha polilínea pero nunca definiendo sectores horizontales.

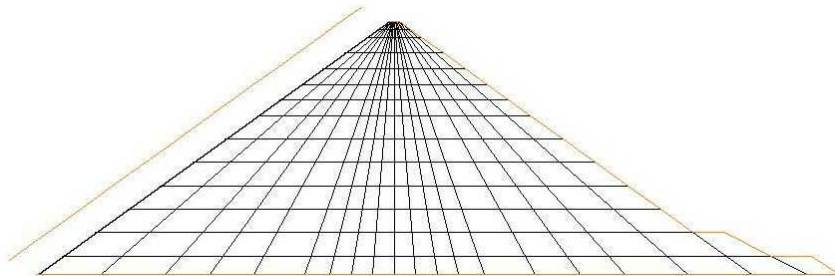


Figura A 1.9 Polilínea de aguas arriba

2. Polilínea de aguas abajo: define el contorno de aguas abajo del talud de la presa, sobre el cual se pueden presentar escalones.

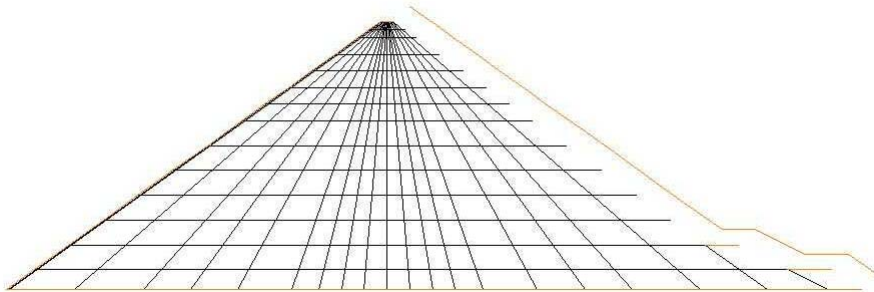


Figura A 1.10 Polilínea de aguas abajo

3. Polilíneas superiores: son todas aquellas líneas horizontales que definen el límite superior de la sección. En el caso de que existan escalones en el talud de aguas abajo, se deberá definir de forma redundante dichos segmentos horizontales como segmentos adicionales aislados.

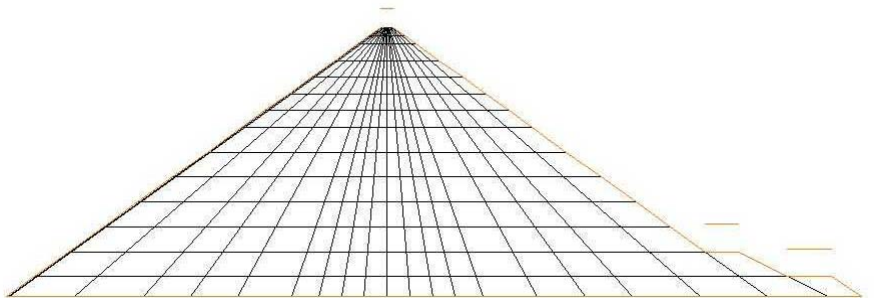


Figura A 1.11 Polilíneas superiores

4. Polilíneas inferiores: son todas aquellas líneas horizontales que definen el límite inferior de la sección. Estas líneas deben tener una correspondencia similar a las líneas que definen el límite superior, salvo el caso en que se generen modelos con elementos verticales, en los que no se usa esta información.

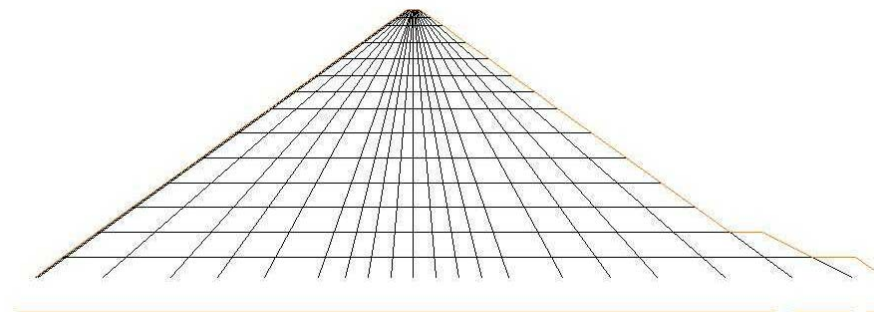


Figura A 1.12 Polilíneas inferiores

5. Polilíneas de materiales: se definen de forma independiente a los elementos de la sección, y sirven para ayudar a caracterizar los límites de los materiales para secciones con líneas verticales. Cada línea estará compuesta por dos nodos.

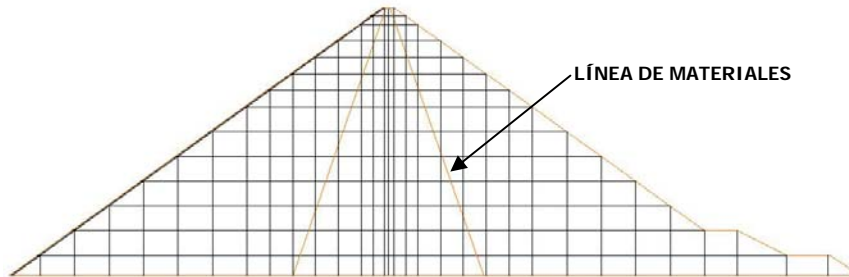


Figura A 1.13 Polilíneas de materiales

En resumen, la información contenida en los contornos de la sección junto con la línea de materiales, permite definir los tipos de mallas siguientes:

- Mallas con elementos verticales, en las cuales se usan las polilíneas de aguas arriba, aguas abajo y polilíneas superiores.
- Mallas con elementos inclinados, en las que usan las polilíneas de aguas arriba, aguas abajo, superior e inferior.
- Mallas mixtas con elementos verticales y líneas inclinadas para la definición de materiales, en las que se usan las polilíneas para elementos verticales más la polilínea para la definición de materiales.

De igual forma lo anterior, permiten definir modelos para estructuras térreas con las siguientes características:

- Presas de enrocamiento con cara de concreto, que tienen una pendiente constante en el talud de aguas arriba, materiales graduados en el terraplén, y escalones en el talud de aguas abajo.
- Presas de enrocamiento con materiales graduados y escalones en el talud de aguas abajo.

Estas líneas características deben ser exportadas por medio de un programa de CAD a archivos DXF, como se mencionó anteriormente, y organizadas de tal forma que cada archivo corresponda a un tipo de línea.

El archivo adicional que se debe generar para que guarde dicho listado, será el archivo de texto **AS2** nombrado como "**cdatasec.ctr**", que debe tener el siguiente formato:

Archivo AS2

PRESA CON ELEM INCL(1)REC(2)COMBIN(3)	(TELEM) :2
ETIQUETA PARA LOS ARCHIVOS	(ETIQ) :s193
NOMBRE DEL ARCHIVO POL. AGUAS ARRIBA	(PAAR) :s193aar.ctr
NOMBRE DEL ARCHIVO POL. AGUAS ARBAJO	(PAAB) :s193aab.ctr
NOMBRE DEL ARCHIVO POL. SUPERIORES	(PSUP) :s193sup.ctr
NOMBRE DEL ARCHIVO POL. INFERIORES	(PINF) :s193inf.ctr
NOMBRE DEL ARCHIVO POL. MATERIALES	(PMAT) :s193mat.ctr

Las dos primeras filas corresponden a la identificación del tipo de malla de la sección, mencionado anteriormente, y la etiqueta para los archivos a generar.

Las siguientes cinco filas corresponden a los archivos **"*.ctr"** que contienen los archivos **"*.dxf"** de las polilíneas características de la sección, que al usar un programa de preproceso, denominado **"dat_secc_presa6.exe"**, permite generar únicamente los nodos característicos del mallado de la sección, y los guarda en un par de tipos de archivos denominados archivos de coordenadas y archivos de control de coordenadas, como se muestra a continuación:

s193ar.ctr s193ab.ctr s193niv.ctr	}	Archivos de control
s193b0180.dxf s193b0300.dxf s193b0450.dxf . . s193b1800.dxf	}	Archivos de coordenadas de aguas arriba
s193d0180.dxf s193d0300.dxf s193d0450.dxf . . s193d1800.dxf	}	Archivos de coordenadas de aguas abajo
s193n0180.dxf s193n0300.dxf s193n0450.dxf . . s1931800.dxf	}	Archivos de coordenadas internas de la sección

En conclusión, este preproceso de información que involucra interacción con el usuario, permite obtener los nodos característicos de la subdivisión primaria mínima de la sección de la presa.

A1.3.3 Mapeo de la sección sobre el cañón de cimentación

Después de tener una interacción con el usuario para obtener la información del cañón de cimentación y de la subdivisión primaria de la sección de la presa, se realiza un mapeo de los nodos característicos de la sección de la presa sobre la topografía del terreno. Aunque el mapeo realizado en esta parte no es como tal un proceso de generación de malla, si permite obtener los nodos característicos de todo el modelo tridimensional de la presa.

La información necesaria para realizar este mapeo está contenida en el archivo de texto **AS3**, nombrado como "**cdatacur.ctr**", el cual requiere nuevamente una interacción con el usuario para completar la información que se requiere dentro de este archivo, como se explica en los párrafos siguientes y como se observa en el listado de este archivo.

La primera parte del archivo permite definir el tipo de mapeo que se realizará de los nodos característicos de la sección sobre el cañón de cimentación, bien sea apegado estrictamente a la topografía o si se requiere algún proceso de interpolación que le brinde más regularidad a la malla. De igual forma se debe introducir si se realizará la obtención únicamente de los nodos característicos de la presa, o si se realizará adicionalmente para la cimentación de la misma.

La segunda parte del archivo, retoma los archivos con la información característica de la topografía y la sección de la presa, después de la cual se preguntan los nombres de salida de los archivos de coordenadas y control de coordenadas característicos del modelo tridimensional de la presa, lo que se ubica en la tercera parte del archivo.

En la cuarta parte se introducen las coordenadas de ciertos puntos y líneas característicos de la presa, para poder manipular las coordenadas de los nodos característicos de la malla, que permita aplicar de una forma más simple las cargas externas al modelo tridimensional. El punto característico se define cercano a la base de la presa, sobre la margen derecha, el cual se emplea para la traslación de coordenadas. Las líneas características son la línea que cruza la cresta entre ambas márgenes, denominada como línea base, y una línea sobre el talud de aguas arriba perpendicular a la línea base, denominada línea en dirección de la presa, que se emplean para la rotación de coordenadas. Se busca con esto que se tenga un sistema coordinado local, el cual se pueda rotar para que la cara del talud de aguas arriba de la presa coincida con el eje "y" del plano cartesiano.

Esta información permite la obtención de los nodos característicos de la presa, y las partes 5 a 7 del archivo se usan para la obtención de los nodos característicos de la cimentación.

Archivo AS3

NOD INT BASE TOP(1) INT. LIN(2) VERT_AAR(3)	:1	}	PARTE 1
TOPOGRAFIA DE PRESA (1) O PRESA Y ROCA (2)	:1		
NOMBRE DEL ARCHIVO DE CONTROL DE TOPOGRAF	:curvnroc.ctr	}	PARTE 2
NOMBRE DEL ARCHIVO DE CONTROL DE SECCION	:s193niv.ctr		
NOMBRE DEL ARC. CONTROL DISTANCIA AGUAS ARR	:s193ar.ctr	}	PARTE 3
NOMBRE DEL ARC. CONTROL DISTANCIA AGUAS ABA	:s193ab.ctr		
NOMBRE DEL ARCHIVO DE SALIDA	:cc193p	}	PARTE 3
NOMBRE DEL ARCHIVO DE CONTROL DE SALIDA	:cc193p.ctr		
NOMBRE DEL ARCHIVO DE VERIFICACION TOPOGRAF	:cc193p.scr	}	PARTE 4
COORDENADA X DEL ORIGEN TRASALDADO	: 0.000000		
COORDENADA Y DEL ORIGEN TRASALDADO	: 0.000000		
COORDENADA X DEL PUNTO 1 LINEA BASE	: -10.000000		
COORDENADA Y DEL PUNTO 1 LINEA BASE	: 9.000000		
COORDENADA X DEL PUNTO 2 LINEA BASE	: 0.000000		
COORDENADA Y DEL PUNTO 2 LINEA BASE	: 9.000000		
COORDENADA X DEL PUNTO 1 LINEA DIR PRESA	: -5.000000		
COORDENADA Y DEL PUNTO 1 LINEA DIR PRESA	: 9.000000		
COORDENADA X DEL PUNTO 2 LINEA DIR PRESA	: -5.000000		
COORDENADA Y DEL PUNTO 2 LINEA DIR PRESA	: 27.950200		
NOMBRE DEL ARCHIVO DE CTR TOP. ROCA	:cnivroc.ctr	}	PARTE 5
NOMBRE DEL ARCHIVO DE VERIF TOP. ROCA	:cnivroc.scr		
NOMBRE DEL ARCHIVO DE COTA TOP. ROCA	:cotroc.ctr	}	PARTE 6
NOMBRE DEL ARCHIVO DE SALIDA ROCA	:cc193pr		
NOMBRE DEL ARCHIVO DE CONTROL DE SALIDA ROCA	:cc193pr.ctr	}	PARTE 7
NUMERO DE NIVELES DE ROCA BAJO LA PRESA	:4		
NUMERO DE LINEAS DE ELEMENTOS AGUAS ARRIBA	:3		
NUMERO DE LINEAS DE ELEMENTOS AGUAS ABAJO	:3		
NUMERO DE NODOS ADICIONALES PARA CIMENTACION	:1		

En la quinta parte, se introduce la topografía del terreno por encima de la cota superior de la cresta de la presa, con el fin de poder definir con más detalle el cañón de cimentación. Estos archivos contienen las curvas de nivel correspondientes a estos niveles adicionales del terreno, sus respectivas cotas, y un archivo en el cual se guarda la información generada para realizar verificaciones gráficas de dicha generación.

En la sexta parte se piden los nombres de los archivos de coordenadas y control de coordenadas característicos del modelo tridimensional de la cimentación.

En la séptima parte se pregunta la información correspondiente a que tanto se va a extender la topografía fuera del contorno de la presa, en profundidad, hacia aguas arriba y hacia aguas abajo, y el número de nodos adicionales necesarios para la conexión de la cimentación con la presa. Para lo anterior se introduce el número de niveles que se requieren de roca bajo la base de la presa, el número

de líneas de elementos que se quiere extender la cimentación hacia aguas arriba y hacia aguas abajo y por último se escribe cuantas líneas adicionales de los nodos de cimentación se desean generar, información útil para generar los elementos de contacto entre la presa y la roca, en la cara de aguas arriba de presas de enrocamiento con cara de concreto.

De una manera preestablecida internamente en el algoritmo, la altura de la cimentación se considera igual a la altura de la presa, y la longitud horizontal a prolongar aguas arriba y aguas abajo se considera como la mitad la longitud de la presa en el sentido del río.

Al usar el programa de preproceso, "**pdxmaroc10.exe**", con los datos del archivo **AS3** se generan los nodos característicos de los modelos tridimensionales de la presa y su cimentación, información que se almacena como tablas de datos en los archivos de coordenadas y control de coordenadas.

Los archivos de coordenadas "**cc193p y cc193pr**" mencionados en el archivo **AS3**, en esencia presentan la misma estructura de datos, en la cual los nodos se organizan en un orden jerárquico por niveles (columna 3), por polilínea dentro del nivel (columna 1), y por nodo dentro de la polilínea (columna 2). Este orden permite realizar una ubicación tridimensional del nodo dentro del modelo, restando solamente numerarlo y definirle su cota sobre el terreno.

Archivo de coordenadas

POLILIN	NODPOL	NIVEL	NODO	RENUME	COORD. X	COORD. Y
1	1	1	1	0	-900.00	97.68
1	2	1	2	0	-900.04	98.68
1	3	1	3	0	-900.09	99.68
1	4	1	4	0	-901.94	139.18
1	5	1	5	0	-906.87	180.68
1	6	1	6	0	-915.42	209.24
1	7	1	7	0	-928.04	237.79
1	8	1	8	0	-955.62	270.43
1	9	1	9	0	-964.24	286.79
1	10	1	10	0	-967.30	300.61
1	11	1	11	0	-972.93	314.42
1	12	1	12	0	-989.53	328.23
1	13	1	13	0	-992.23	342.05
1	14	1	14	0	-1006.03	355.86
1	15	1	15	0	-1005.18	369.67
1	16	1	16	0	-1030.29	386.34
1	17	1	17	0	-1042.57	419.21
1	18	1	18	0	-1050.05	448.03
1	19	1	19	0	-1039.76	476.84
1	20	1	20	0	-1045.09	517.81
1	21	1	21	0	-1088.69	558.78
1	22	1	22	0	-1091.49	594.98
1	23	1	23	0	-1092.90	615.38
2	1	1	24	0	-921.49	97.68
2	2	1	25	0	-921.53	98.68
2	3	1	26	0	-921.56	99.68
.
.
.
30	16	15	5053	0	-1577.13	329.64
30	17	15	5054	0	-1577.14	330.11
30	18	15	5055	0	-1577.15	330.57

30	19	15	5056	0	-1577.13	331.04
30	20	15	5057	0	-1577.09	331.50
30	21	15	5058	0	-1577.06	331.98

Los archivos de control de coordenadas "**cc193p.ctr** y **cc193pr.ctr**", complementan la información previamente generada, ya que contienen el número de niveles total y la cantidad de nodos existentes. La estructura del resto de los datos consiste en la identificación del nivel (columna 1), el número de nodos de las polilíneas del nivel (columna 2), el número de polilíneas por nivel (columna 3), el número de polilíneas de la ladera del valle que posee cada nivel respecto a las polilíneas de la base de la presa (columna 4), así como la coordenada vertical de cada nivel (columna 5).

Archivo de control de coordenadas

	15	5058		
1	23	2	0	18.00
2	23	4	1	30.00
3	22	6	2	45.00
4	21	8	3	60.00
5	21	10	4	75.00
6	21	12	5	90.00
7	21	14	6	105.00
8	21	16	7	120.00
9	21	18	8	130.00
10	21	20	9	140.00
11	21	22	10	150.00
12	21	24	11	160.00
13	21	26	12	170.00
14	21	28	13	175.00
15	21	30	14	180.00

A1.4 CONSTRUCCIÓN REAL DE LA MALLA

A1.4.1 Creación de los datos relevantes

Hasta el momento se cuenta con la información referente a los nodos característicos del modelo tridimensional de la presa y su cimentación, pero aún no se ha generado información explícita de la forma que tendrán los elementos de estas mallas.

En el numeral A1.3.2 (Sección de la presa) se mencionaron los tipos de malla que se podían generar; verticales, inclinadas y mixtas. Esto se definirá de forma explícita en el archivo de texto **AS4**, nombrado como "**corre.ini**".

La primera parte de este archivo pregunta los archivos de coordenadas y control de coordenadas resultado de la reorganización interna de nodos dentro del programa de generación, de acuerdo al tipo de programa de análisis numérico para el cual se requiera el modelo.

La segunda parte es una bandera de iniciación del proceso de generación de incidencias (indicada por un 2), luego de la cual viene la tercera parte en la que se introduce información que identifica para que tipo de programa de análisis se requiere el modelo (1 para PTLush ó 2 para Test en la primera línea de la parte 3), si el modelo lleva o no losa de cimentación aguas arriba (1 ó 2 respectivamente en la línea 2 de la parte 3), y si se requiere solamente el modelo de la presa (indicado por un 1), o el de la presa con cimentación (indicado por un 2) en la última línea de esta parte.

En la cuarta parte se introduce la información correspondiente a los archivos originales de coordenadas y control de coordenadas, y en la quinta parte se activan los procesos de lectura de coordenadas (indicado con un 2) y de generación de incidencias (indicado con un 1).

Para la generación de incidencias se requiere entonces definir en la sexta parte, para cada nivel de elementos, cuantos elementos paralelos al talud existen, tanto aguas arriba como aguas abajo, y el número de escalones que posee el talud de aguas abajo, que es la información que restaba por generar para realizar el proceso de mallado.

Archivo AS4

cc193p3	}	PARTE 1
cc193p3.ctr		
2	→	PARTE 2
2	}	PARTE 3
1		
1		
cc193p	}	PARTE 4
cc193p.ctr		
2	}	PARTE 5
1		
11,11,0	}	PARTE 6
11,10,1		
11,9,1		
11,9,0		
11,9,0		
11,9,0		
11,9,0		
11,9,0		
11,9,0		
11,9,0		
11,9,0		
11,9,0		
11,9,0		
11,9,0		
11,9,0		

La Figura A 1.15 da una idea del resultado de organizar la información de incidencias para la generación de elementos dentro del modelo, como se mostró previamente.

A1.4.2 Generación real de la malla

El mallado de la presa como tal se genera al correr el programa "gmt_pt7corr_roc.exe", que en esencia guarda en un formato tridimensional matricial el número de líneas de nodos con sus coordenadas, que posee el modelo en planta para cada nivel de elementos, presentando como ventaja la facilidad de asignarles números de referencia (ver Figura A 1.14).

Para la asignación de restricciones de los grados de libertad de los nodos que estén en contacto con la cimentación, si es que sólo se esta modelando el cuerpo de la presa, se identifican los nodos de la primera o última coordenada de "x" (perpendicular al eje del río), para todas las filas en "y" (paralelas al eje del río) y todos los niveles en "z". Los demás nodos no tienen restricciones en sus grados de libertad.

Para la identificación de los nodos del talud de aguas arriba, sobre los que se aplican las cargas externas por el llenado del embalse, y por ser los que pertenecen a la losa de concreto de presas de enrocamiento con cara de concreto, se distinguen por estar ubicados en la primera fila en "y" (paralela al eje del río) y todas las coordenadas "x" y "z".

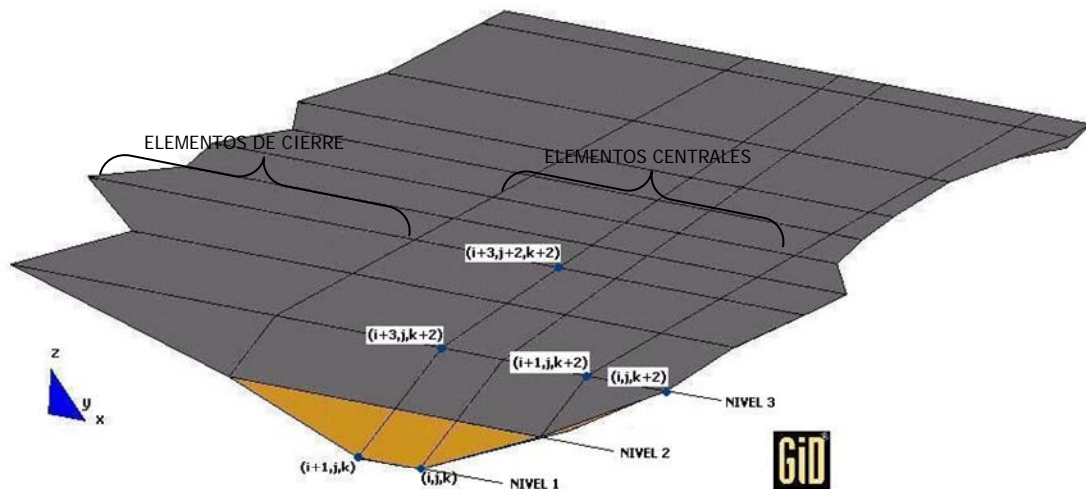


Figura A 1.14 Arreglo matricial de los nodos característicos del modelo 3D

Esta misma forma matricial de los nodos característicos, es aprovechada para la generación de las incidencias de cada uno de los niveles de elementos, ya que se realiza en los términos genéricos de la ubicación de los nodos $(i+m, j+n, k+o)$, y no en su valor de numeración. Los elementos se generan

para cada nivel por filas, en el sentido contrario al eje "x" (perpendicular al eje del río), por tanto, los nodos en contacto con la cimentación definen los elementos de contacto, mientras que los demás elementos forman parte de la zona central del modelo, entre los cuales existen diferencias para la generación de incidencias (ver Figura A 1.14).

Ahora, en el sentido paralelo al eje del río (eje "y" como se observa en la Figura A 1.15), se pueden identificar tanto los nodos como los elementos en contacto con el talud del terraplén, los elementos paralelos al talud de aguas arriba y aguas abajo, además de los escalones de aguas abajo, que de igual manera definen la forma como se generan las incidencias.

Otra ventaja de esta organización de los nodos, es que permite la asignación de números de subdominio a los elementos, ya que permite identificar su ubicación genérica tanto en el sentido vertical, como horizontal en el sentido del río, lo cual resulta útil para realizar un proceso sencillo de asignación de materiales, contando con un listado de coordenadas horizontales y verticales asociadas a un tipo de material. Así mismo permite identificar con su ubicación vertical, a que etapa constructiva pertenece el elemento, útil para la modelación de procesos incrementales de construcción o excavación.

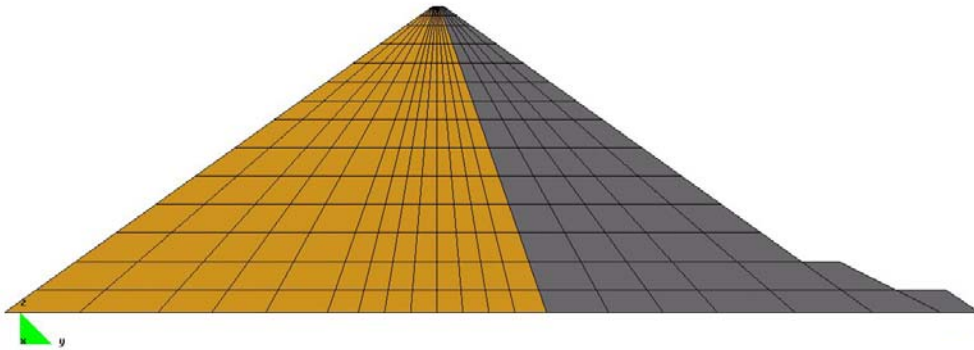


Figura A 1.15 Sección en el sentido del río – generación de incidencias

Para la generación del modelo de la cimentación se tienen datos de entrada similares a los mencionados anteriormente, pero ahora se usa otro algoritmo de generación, que se encuentra en el programa "**grt_pt4_2.exe**".

En el caso de que se tengan tanto el modelo de la presa como el de la cimentación, es necesario correr otro proceso de acoplamiento de modelos con el programa "**convropr2.exe**", el cual permite obtener un archivo único de incidencias y coordenadas para el modelo completo. El resultado de este proceso es el archivo de incidencias "**cc193p3.inc**".

A1.4.3 Generación del archivo de datos para el programa numérico

Con base en el archivo de incidencias, ya se realiza la generación de los datos en el formato particular del programa de análisis, y en el cual se implementa la asignación de los materiales al modelo. La estructura general de este archivo de texto **AS5**, nombrado como "**cdatte.ctr**", se presenta a continuación.

Archivo AS5

```

ARCHIVO PARA PTLUSH(1) O PARA TEST(2) (PROG) :2
PRESA SIN LOSA(1) O CON LOSA(2) (LOSA)      :1
ARCHIVO UBIC. PROP.(1) O SIN ARCHIVO(2)(UBP) :1
ARCHIVO VALOR PROP.(1) O SIN ARCHIVO(2)     :1
TEST
NOMBRE DEL ARCHIVO DE COORD. E INCID.        :cc193p3.inc
NOMBRE DEL ARCHIVO DE DATOS                  :cc193p3l.dat
TEST CASCARON
NOMBRE DEL ARCHIVO DEL CASCARON              :-----
NOMBRE DEL ARCH.DAT. PARA EL TESTIMPRIM     :-----
TEST PROPIEDADES
NOMBRE DEL ARCH.CON UBIC. PROP. SOLIDOS      :cc193p3l.uma
NOMBRE DEL ARCH. CON VAL. PROP. SOLIDOS      :cc193p3l.vma
PTLUSH
NOMBRE DEL ARCHIVO DE COORD. E INCID.        :-----
NOMBRE DEL ARCHIVO DE DATOS                  :-----
PTLUSH CASCARON
NOMBRE DEL ARCHIVO DEL CASCARON              :-----
NOMBRE DEL ARCH.DAT. PARA EL TESTIMPRIM     :-----
NOMBRE DEL ARCHIVO DE CONVERSION            :-----
NOMBRE DEL ARCH.DAT. PARA EL CASC DEL PTLUSH :-----
PTLUSH PROPIEDADES
NOMBRE DEL ARCH.CON UBIC. PROP. SOLIDOS      :-----
NOMBRE DEL ARCH. CON VAL. PROP. SOLIDOS      :-----

```

El resultado de este proceso es el archivos de datos a emplear en el programa de análisis numérico, sobre el cual se deben revisar condiciones particulares de restricción de grados de libertad, y definir específicamente las condiciones de carga externas sobre los nodos, así como variaciones al proceso incremental de carga y excavación, propias del problema real en modelación

A1.5 EJEMPLO DE MODELO TRIDIMENSIONAL

Las imágenes de modelos tridimensionales que se han mostrado hasta el momento, forman parte del modelo generado para la presa La Parota, que consiste del cuerpo de la presa mas su cimentación en roca (ver Figura A 1.16).

Este modelo básico fue empleado en el análisis de esta presa empleando el programa FLAC3D (ICG, 2002), el cual permite realizar refinamientos del mallado, para detallar las características particulares de esta estructura.

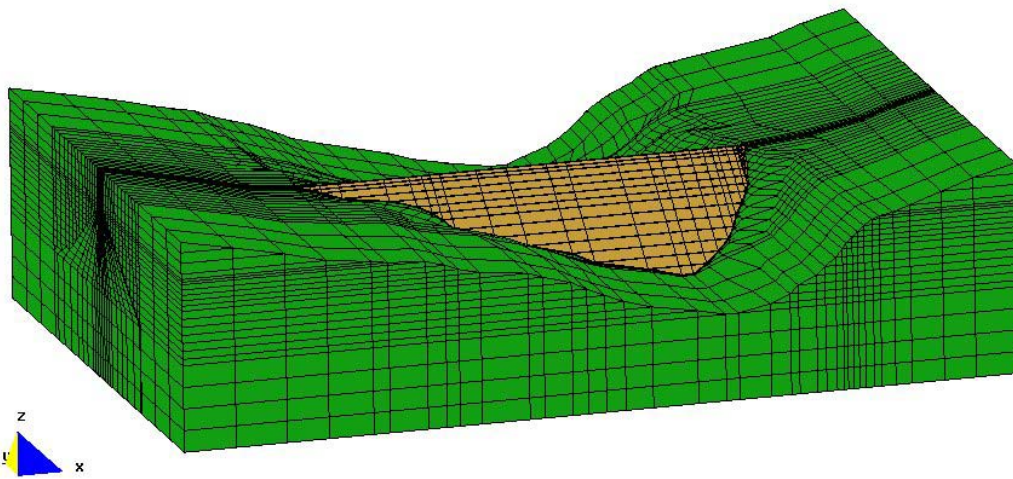


Figura A 1.16 Modelo tridimensional básico de la presa La Parota

Aparte de las bases geométricas mencionadas a lo largo de este anexo, empleadas para la creación del modelo tridimensional, se muestran ciertas características particulares de la conexión de la presa con la cimentación, que permiten visualizar el grado de detalle que permite modelar el algoritmo de generación creado (ver Figura A 1.17).

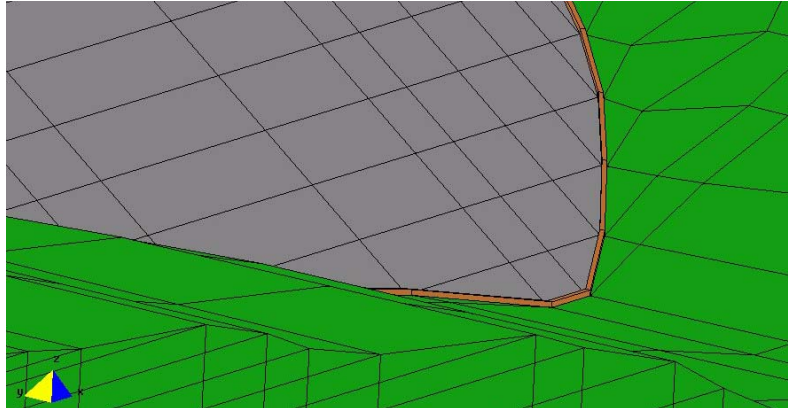


Figura A 1.17 Detalle de elementos de conexión de la pesa con la cimentación

De acuerdo con esto, el modelo presenta facilidades para contemplar dentro del proceso incremental de construcción, las condiciones especiales de la colocación del plinto de concreto, el material de soporte de la losa de cimentación, y la colocación de la losa como tal (ver Figura A 1.18). Lo anterior, unido a un proceso de refinamiento del mallado del modelo, permiten tener en cuenta condiciones complejas de modelación numérica, como es el la evaluación del comportamiento de las juntas constructivas verticales de la losa de concreto.

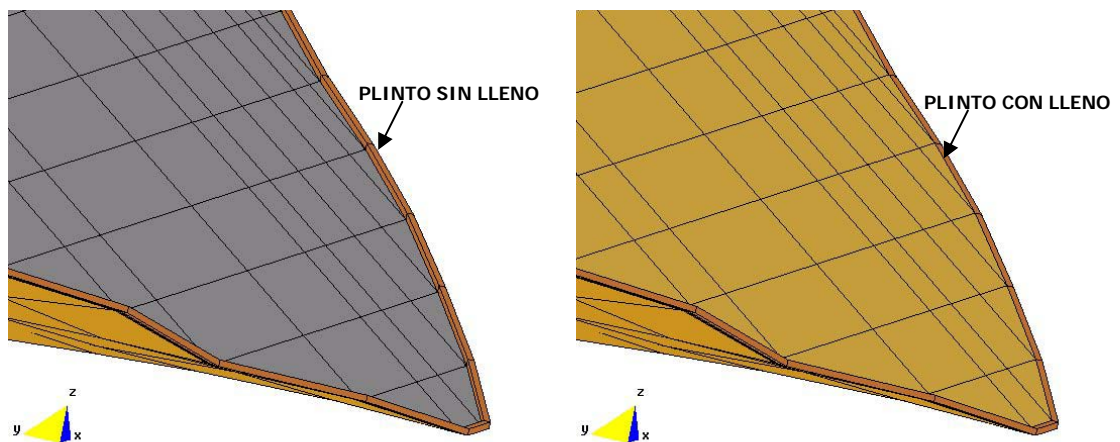


Figura A 1.18 Detalle del plinto y del material de lleno para soporte de la losa de concreto

A.2 MODELO HIPERBÓLICO DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN

La relación hiperbólica de esfuerzo-deformación se desarrolló para usarse en análisis incrementales de deformaciones del suelo donde el comportamiento no lineal se modela mediante una serie de incrementos lineales (Duncan, 1980).

Las relaciones entre incrementos de esfuerzos y deformaciones están gobernadas por las leyes generalizadas de Hooke para deformaciones elásticas, expresadas a continuación en términos de modulo de Young (E) y de compresibilidad volumétrica (B) para la condición de isotropía completa.

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{yz} \\ \Delta\tau_{xz} \end{Bmatrix} = \frac{3B}{9B-E} \begin{bmatrix} 3B+E & 3B-E & 3B-E & 0 & 0 & 0 \\ 3B-E & 3B+E & 3B-E & 0 & 0 & 0 \\ 3B-E & 3B-E & 3B+E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & E & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & E \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{yz} \\ \Delta\gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad (\text{ec. A 2.1})$$

Variando apropiadamente los módulos (E y B) en función de la variación de los esfuerzos en el suelo, es posible usar la (ec. A 2.1) para modelar tres características importantes del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo: no linealidad, dependencia del nivel de esfuerzos y comportamiento inelástico.

A2.1 ANÁLISIS DE LAS CURVAS ESFUERZO DEFORMACIÓN

A2.1.1 No linealidad

Kondner y sus colaboradores (Kondner, 1963; Kondner y Zelasko, 1963) mostraron que las curvas esfuerzo-deformación en pruebas triaxiales de compresión para arcillas y arenas pueden ser aproximadas en forma razonable por hipérbolas (ver Figura A 2.1 y Figura A 2.2), que se representan por ecuaciones del tipo:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (\text{ec. A 2.2})$$

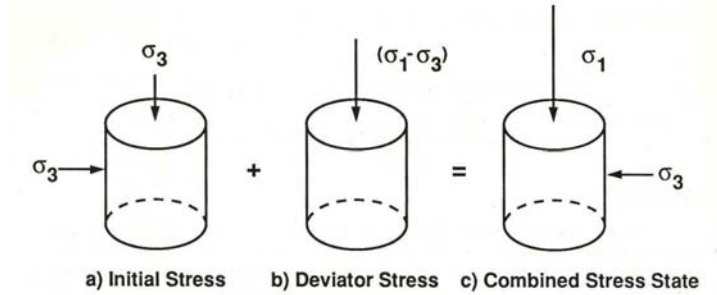


Figura A 2.1 Esquema de ensayo triaxial de compresión aumentando el esfuerzo axial (Tomada de Selig, 1988)

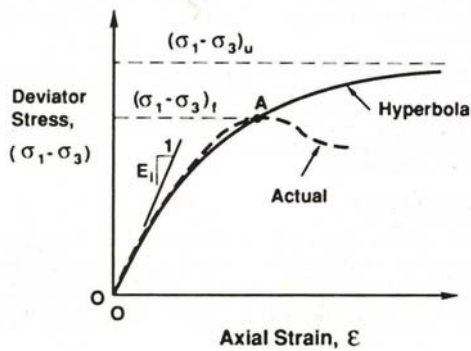


Figura A 2.2 Curvas de esfuerzo-deformación real y modelada por hipérbola (Tomada de Selig, 1988)

Una de las características que posee la ecuación es que los parámetros que aparecen en la ecuación de la hipérbola tienen significado físico. E_i es el módulo tangente inicial o pendiente de la curva esfuerzo-deformación y $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ es un valor asíntotico de la diferencia de esfuerzos principales a deformación infinita, el cual es cercano y siempre mayor a la resistencia del suelo. Otra característica es que dichos parámetros E_i y $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ se pueden determinar fácilmente, si se transforma la (ec. A 2.2) como se presenta a continuación (ver Figura A 2.3).

$$\frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad \text{(ec. A 2.3)}$$

Esta transformación representa una relación lineal entre $\frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$ y ϵ , la cual al graficarse se puede ajustarse a una línea recta, que caracteriza la hipérbola de mejor ajuste de la curva de esfuerzo deformación. Sin embargo, esta es una ecuación que relaciona deformaciones axiales con esfuerzos cortantes, que debería reformularse para relacionar tales esfuerzos con deformaciones desviadoras.

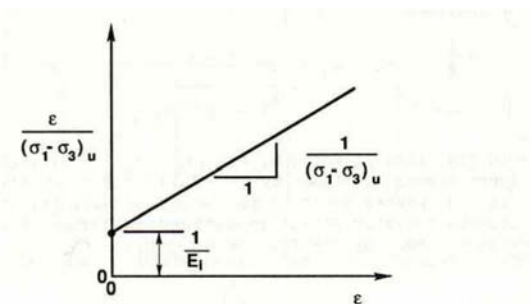


Figura A 2.3 Transformación lineal de la curva esfuerzo deformación (Tomada de Selig, 1988)

La gráfica transformada de una prueba, frecuentemente se desvía de la idealización lineal, volviéndose cóncava hacia arriba para materiales rígidos, y cóncava hacia abajo para los materiales blandos. Para solucionar esto Duncan y Chan (1970), basados en varias de pruebas realizadas sobre diferentes tipos de suelos, encontraron que al tomar en cuenta sólo los puntos correspondientes al 70% y 95% de la resistencia movilizada, se obtiene una buena línea recta de ajuste.

A2.1.2 Dependencia del nivel de esfuerzos

A excepción de los suelos saturados ensayados bajo condiciones no consolidadas-no drenadas, los demás tipos de suelo, ante un incremento en su presión de confinamiento, presentan una disminución en la amplitud de la curva esfuerzo-deformación, así como un aumento en la resistencia; es decir, los valores de E_i y de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ se incrementaran con el aumento de la presión de confinamiento σ_3 .

La variación de E_i con σ_3 (ver Figura A 2.4), puede representarse por la ecuación empírica formulada por Janbu (1963) que se presenta a continuación.

$$E_i = KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (\text{ec. A 2.4})$$

Donde:

- K : Número del módulo (adimensional)
- n : Exponente del módulo (adimensional)
- P_a : Presión atmosférica. Se introduce en la ecuación para realizar la conversión entre sistemas de unidades, por tanto K y n no varían entre sistemas, y las unidades de E_i son las mismas que las de P_a .

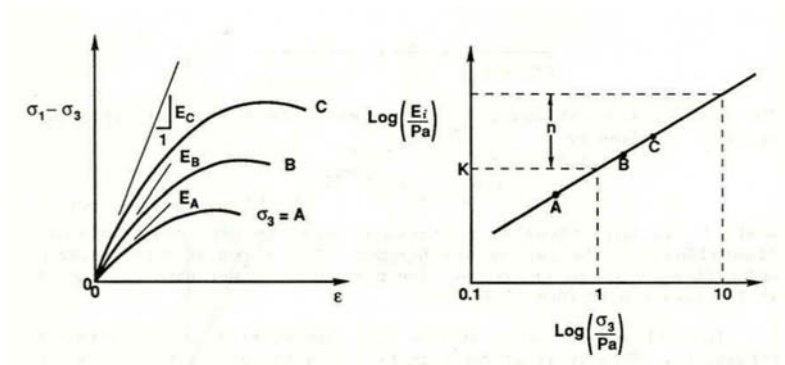


Figura A 2.4 Variación de E_i con σ_3 y determinación de K y n (Tomada de Selig, 1988)

Duncan y Chan (1970) proponen que la variación de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ con σ_3 se tome en cuenta partiendo de la relación de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ y la resistencia a la compresión o diferencia de esfuerzos a la falla $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, (ver Figura A 2.7), tal como se expresa mediante la siguiente expresión:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \tag{ec. A 2.5}$$

Donde:

R_f : Relación de falla. Como $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ es siempre menor que $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, el valor de R_f es menor que la unidad, y varía desde 0.5 a 0.9 para la mayoría de los suelos.

El esfuerzo desviador de falla $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ por tanto, es función de la presión de confinamiento σ_3 . Esto se observa en las curvas esfuerzo deformación de la Figura A 2.5, y los correspondientes círculos de Mohr en la falla. La envolvente de falla se representa por simplicidad como una línea recta con pendiente ϕ (ángulo de fricción interna del suelo) y con intercepto c (cohesión), siendo más conveniente considerarlos como parámetros de la envolvente de falla, y no con el significado físico que implican sus nombres (Selig, 1988).

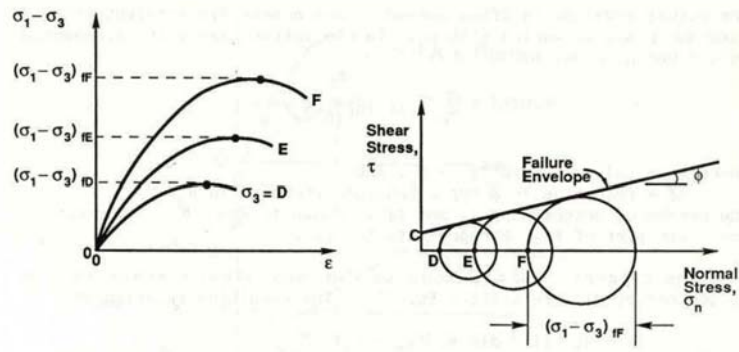


Figura A 2.5 Variación de $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ con σ_3 (Tomada de Selig, 1988)

La envolvente de falla se expresa matemáticamente como:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (\text{ec. A 2.6})$$

La envolvente real presenta a menudo una tendencia curvada, por tanto, se debe usar la línea recta de mejor ajuste o tener en cuenta la variación de ϕ con σ_3 . En este último caso ϕ se representa en el modelo hiperbólico de Duncan según la expresión de Leps (1970):

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right) \quad (\text{ec. A 2.7})$$

Donde

ϕ_0 : Valor de ϕ para $\sigma_3 = P_a$

$\Delta\phi$: Reducción en ϕ por un orden de magnitud el incremento en σ_3 .

El método para determinar ϕ_0 y $\Delta\phi$ se muestra en la Figura A 2.6, la cual corresponde a la (ec. A 2.7).

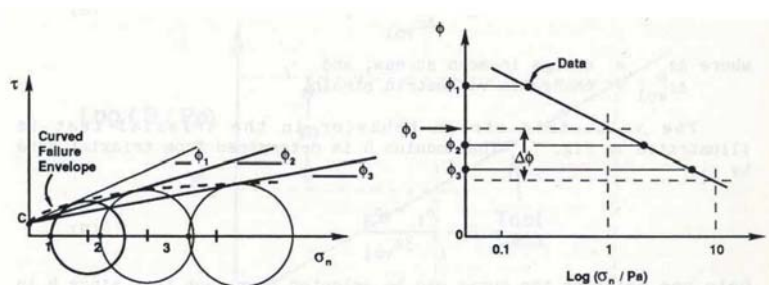


Figura A 2.6 Determinación de ϕ_0 y $\Delta\phi$ (Tomada de Selig, 1988)

Por último, la pendiente instantánea de la curva esfuerzo-deformación se denomina módulo tangente E_t . Diferenciando la (ec. A 2.2) con respecto a ε y sustituyendo las expresiones (ec. A 2.4), (ec. A 2.5), (ec. A 2.6), se obtiene la siguiente ecuación para el módulo tangente:

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \operatorname{sen} \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \operatorname{sen} \phi} \right]^2 K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (\text{ec. A 2.8})$$

Esta ecuación se usa para calcular valores apropiados de E_t para cualquier condición de esfuerzos σ_3 y $(\sigma_1 - \sigma_3)$, conocidos previamente los valores de K , n , c , ϕ y R_f . La diferenciación realizada

parte de la consideración de un σ_3 constante, lo cual sería mas representativo al diferenciar tanto respecto a σ_1 como a σ_3 .

A2.1.3 Comportamiento inelástico

Se puede decir que el comportamiento del suelo es inelástico debido a que las deformaciones que ocurren durante la carga primaria, solo se recuperan parcialmente en la descarga. En la subsecuente recarga se presentan algo de histéresis en la curva de esfuerzo-deformación, pero este comportamiento de descarga-recarga se aproxima a un comportamiento lineal elástico, ignorando los efectos histeréticos (Duncan, 1980).

Con base a la experiencia acumulada por Duncan en el análisis de curvas de esfuerzo-deformación realizadas en pruebas triaxiales en carga primaria, descarga y recarga (Duncan 1980), el comportamiento inelástico se simula mediante el uso de diferentes módulos tangentes para la etapa de carga, y las etapas de descarga y recarga, representado por un módulo E_{ur} de mayor pendiente que el módulo de carga primaria E_i (ver Figura A 2.7).

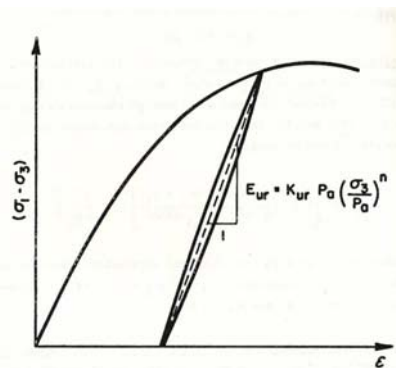


Figura A 2.7 Modulo de descarga-recarga (Tomado de Duncan, 1980)

En la relación hiperbólica de esfuerzo-deformación, se utiliza el mismo valor de E_{ur} para las etapas de descarga y recarga, y el efecto de la presión de confinamiento se tiene de igual forma que la (ec. A 2.4), tal como se muestra a continuación:

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \quad \text{(ec. A 2.9)}$$

Donde K_{ur} es el número del módulo de descarga-recarga, cuyo valor siempre es mayor que el número del módulo para carga primaria, K . Esta diferencia puede llegar a ser de un 20% superior para

arenas densas, o del orden de 3 veces mayor para arenas sueltas. El valor del exponente, n , siempre es similar tanto para carga primaria como para descarga, por lo cual en el modelo hiperbólico se asumirán iguales.

A2.2 CONSIDERACIONES SOBRE EL CAMBIO DE VOLUMEN

El desarrollo posterior del modelo de Duncan y Chang (1970) que se presentará a continuación, tiene en común lo expuesto anteriormente en cuando al modulo de elasticidad tangente, y las variaciones importantes de esta formulación se han concentrado en la definición del cambio volumétrico en términos de la relación de Poisson y del módulo de compresibilidad volumétrica. Las etapas en que se puede resumir dicho desarrollo se presenta a continuación (Duncan, 1996).

A2.2.1 Relación de Poisson constante

En la presentación inicial del modelo en 1970, se definió la relación de Poisson ν constante, lo cual ocasionó dificultades para la obtención lógica de dicho valor, por la dependencia que presenta este parámetro con la condición de esfuerzos a la que se somete el suelo.

Otro problema al considerar este parámetro constante es que al momento de la falla, el modelo asigna un valor del módulo de elasticidad muy bajo, intentando representar el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación alrededor de la falla, lo que hace que el suelo experimente grandes deformaciones ante un cambio poco significativo en los esfuerzos. Lo anterior, no es representativo de las condiciones reales del suelo después de la falla, ya que el suelo conserva su resistencia residual.

A2.2.2 Relación de Poisson variable en función de la condición de esfuerzos

A2.2.2.1 No linealidad

Kulhawy y Duncan (1972), Wong y Duncan (1974) proponen la representación del cambio volumétrico del suelo por medio de hipérbolas, analizando las deformaciones que ocurren durante una prueba triaxial cuya trayectoria de esfuerzos corresponde a un ensayo de compresión aumentando el esfuerzo axial. La relación entre la deformación volumétrica ε_v , la deformación axial ε_a y la deformación radial ε_r se deduce a partir del análisis de un sólido sometido a la trayectoria de esfuerzos anteriormente mencionada, considerando pequeñas deformaciones y puede representarse de la siguiente forma:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (\text{ec. A 2.10})$$

Despejando en la (ec. A 2.10) la deformación radial, se tiene que:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{2}(\varepsilon_v - \varepsilon_a) \quad (\text{ec. A 2.11})$$

Se debe tener en cuenta que en la expresión anterior, la deformación axial es de compresión y por tanto tiene signo positivo, la deformación radial es de extensión (con signo negativo), y la deformación volumétrica puede tener signo tanto positivo como negativo.

Las pruebas triaxiales normalmente presentan gráficos de deformaciones en términos de ε_a vs. ε_v , utilizando la (ec. A 2.11), y graficando ahora ε_r vs. ε_a (Figura A 2.8), las curvas de deformación se pueden expresar por una hipérbola cuya ecuación es:

$$\varepsilon_a = \frac{(-\varepsilon_r)}{v_i + d * (-\varepsilon_r)} = \frac{-\varepsilon_r}{v_i - d * \varepsilon_r} \quad (\text{ec. A 2.12})$$

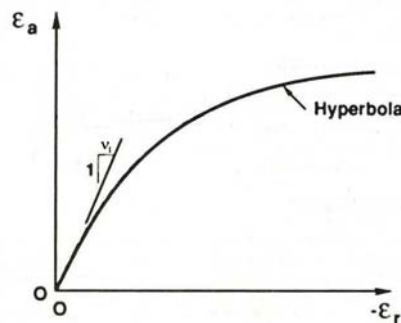


Figura A 2.8 Relación hiperbólica de deformaciones axiales y radiales

Expresando la (ec. A 2.12) en su forma transformada, se tiene:

$$\frac{-\varepsilon_r}{\varepsilon_a} = v_i - d * \varepsilon_r \quad (\text{ec. A 2.13})$$

Lo anterior expresa una relación lineal entre $\frac{-\varepsilon_r}{\varepsilon_a}$ y ε_a , en la que el intercepto con el eje y , v_i , es la relación de Poisson inicial para una presión igual a la atmosférica y para una deformación nula, y la pendiente de la recta, d , representa el cambio de v_i con la deformación radial, ver Figura A 2.9.

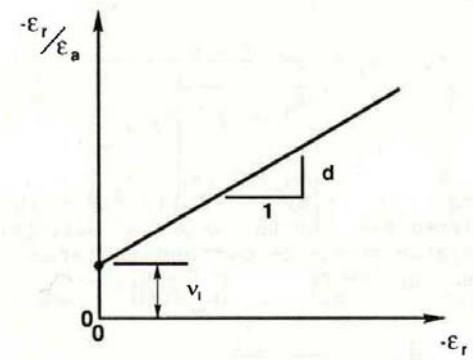


Figura A 2.9 Transformación lineal de la hipérbola de deformaciones

A2.2.2.2 Dependencia con el nivel de esfuerzos

Para suelos saturados bajo condiciones no drenadas, el valor de ν_i es igual a un medio, para cualquier valor de confinamiento. Para la mayoría de los otros tipos de suelos, el valor de ν_i decrece con la presión de confinamiento σ_3 , ver Figura A 2.10, (Kulhawy y Duncan, 1972), lo que se expresa matemáticamente como:

$$\nu_i = G - F \log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right) \quad (\text{ec. A 2.14})$$

Donde:

- G : Representa el valor de ν_i a una atmósfera de presión
- F Relación de cambio de ν_i con el confinamiento σ_3
- P_a Presión atmosférica en las mismas unidades que σ_3

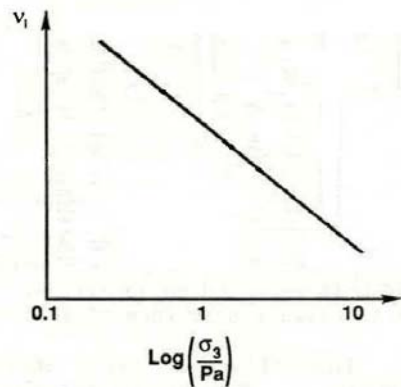


Figura A 2.10 Variación de la relación de Poisson inicial con el confinamiento

La pendiente instantánea de la curva que representa la variación de ε_a con ε_r es la relación de Poisson tangencial, tal como se expresa en la (ec. A 2.15):

$$(-\nu_t) = \frac{\partial \varepsilon_r}{\partial \varepsilon_a} \therefore (\nu_t) = \frac{\partial(-\varepsilon_r)}{\partial \varepsilon_a} \quad \text{(ec. A 2.15)}$$

El signo (-) en la (ec. A 2.15), se debe a que las deformaciones radiales son a extensión. Partiendo de la (ec. A 2.12), despejando el valor de ε_r en términos de ε_a , y al derivar esta expresión respecto a ε_a se tiene:

$$\frac{\partial(-\varepsilon_r)}{\partial \varepsilon_a} = \nu_t = \frac{\nu_i}{(1-d^* \varepsilon_a)^2} \quad \text{(ec. A 2.16)}$$

De las ecuaciones (ec. A 2.2), (ec. A 2.4), (ec. A 2.5) y la (ec. A 2.6), se obtiene la siguiente expresión para la deformación axial ε_a :

$$\varepsilon_a = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i \left(1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \text{sen} \phi)}{2(c \cos \phi + \sigma_3 \text{sen} \phi)} \right)} \quad \text{(ec. A 2.17)}$$

Reemplazando la (ec. A 2.14), la (ec. A 2.17) y la (ec. A 2.4) en la (ec. A 2.16), se obtiene la relación de Poisson tangencial así:

$$\nu_t = \frac{G - F \log \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)}{\left[1 - d^* \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \left(1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \text{sen} \phi)}{2(c \cos \phi + \sigma_3 \text{sen} \phi)} \right)} \right]^2} \quad \text{(ec. A 2.18)}$$

La (ec. A 2.18) proviene de una formulación lógica para la determinación de la relación de Poisson, sin embargo, como lo mencionan Cathie y Dungar (1978), los resultados obtenidos pueden llegar a ser erráticos o inestables.

A2.2.3 Relación de Poisson en términos del módulo de compresibilidad volumétrica

Kaliakin(1999) menciona un trabajo previo desarrollado por Hermann en 1978, en el que se corrige en el modelo hiperbólico un problema en regiones de la masa de suelo donde la presión de confinamiento

σ_3 es lo suficientemente baja para permitir bajos módulos de elasticidad, pero no lo suficiente bajas para permitir valores altos de la relación de Poisson. Cuando se modela el suelo en estas regiones se obtienen grandes deformaciones volumétricas, que en ocasiones indican que el cambio volumétrico es mayor al volumen inicial, lo cual viola el principio de conservación de la masa. Para prevenir este problema se propone una expresión alternativa para el cálculo de ν_t , en términos del módulo de compresibilidad volumétrica del suelo, el cual se supone constante:

$$\nu_t = 0.5 \left(1 - \frac{E_t}{3B} \right) \quad (\text{ec. A 2.19})$$

A2.2.4 Cambio volumétrico en términos del módulo de compresibilidad volumétrica B

A2.2.4.1 B constante con el nivel de esfuerzos

Muchos suelos exhiben un comportamiento no lineal del cambio de volumen y dependiente del nivel de esfuerzos, como se ilustra en la Figura A 2.11.

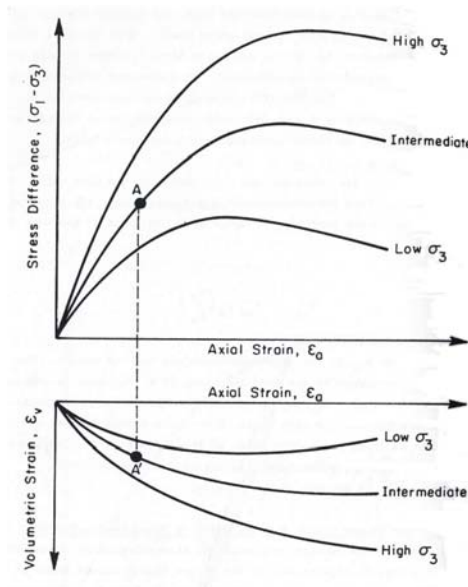


Figura A 2.11 No linealidad y dependencia del nivel de esfuerzo de las curvas esfuerzo-deformación y cambio volumétrico (Tomada de Duncan, 1980)

Duncan (1980) propone que el asumir al módulo de compresibilidad volumétrica del suelo independiente del nivel de esfuerzos ($\sigma_1 - \sigma_3$), y solo variando con la presión de confinamiento, se obtiene una aproximación razonable de la forma de las curvas de cambio volumétrico. Más aun, el

asumir que el módulo de compresibilidad volumétrica es independiente del nivel de esfuerzos, según Duncan, provee quizás la mejor representación del comportamiento del suelo dentro del marco de la elasticidad incremental, porque refleja correctamente el hecho de que la respuesta del suelo a cambios del esfuerzo medio, no está afectada por el valor de $(\sigma_1 - \sigma_3)$. Esto resulta cierto para niveles de esfuerzos desviadores alejados de la falla, sin embargo no es representativo para condiciones de esfuerzos cercanas al 70% de la resistencia última, para los cuales el nivel de esfuerzos sí influye en el cambio de volumen del material.

De acuerdo con la teoría de la elasticidad, el valor del módulo de compresibilidad volumétrica está definido en términos del promedio del cambio de los esfuerzos principales, y del cambio de la deformación volumétrica, dados por la siguiente ecuación:

$$B = \frac{\Delta\sigma_m}{\Delta\varepsilon_v} = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3\Delta\varepsilon_v} \quad (\text{ec. A 2.20})$$

Para un ensayo triaxial convencional, en el cual el esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)$ se incrementa desde cero $(\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3)$, mientras que la presión de confinamiento se mantiene constante $(\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0)$, de las curvas esfuerzo-deformación y cambio volumétrico (ver Figura A 2.11), la (ec. A 2.20) se puede expresar de la siguiente forma:

$$B = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3\varepsilon_v} \quad (\text{ec. A 2.21})$$

En realidad los suelos "in situ" experimentan cambio de volumen debido a cambios en los esfuerzos de cortante, adicionales a los cambios de volumen debidos a la variación de los esfuerzos normales. Por lo anterior, el valor de B expresado en la (ec. A 2.21) varía dependiendo de cual punto de las curvas esfuerzo-deformación se analice y del cambio de volumen que se emplee para el cálculo. Estudios del comportamiento del cambio volumétrico de una gran variedad de suelos, le permitieron a Duncan (1980) definir los siguientes criterios para seleccionar cuales puntos se usan en el cálculo de los valores de B .

1. Si la curva de cambio de volumen no alcanza una tangente horizontal antes del estado para el cual se moviliza el 70% de la resistencia, se debe usar el punto sobre las curvas esfuerzo-deformación y cambio de volumen correspondientes a un nivel de esfuerzos del 70%.
2. Si la curva de cambio de volumen alcanza una tangente horizontal antes del estado para el cual se moviliza el 70% de la resistencia, se debe usar el punto sobre la curva de cambio de volumen donde dicha curva se hace horizontal, y el punto correspondiente sobre la curva esfuerzo deformación.

A2.2.4.2 Variación de B con la presión de confinamiento

Al calcular los valores de B para ensayos sobre el mismo suelo variando la presión de confinamiento, se encuentra que el módulo de compresibilidad volumétrica B , usualmente incrementa con el aumento de σ_3 . Como se observa en la Figura A 2.12, esta variación se puede aproximar por una ecuación de la forma:

$$B = K_b P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad (\text{ec. A 2.22})$$

Donde:

- K_b : Número del módulo de compresibilidad volumétrica (adimensional)
- m : Exponente del módulo de compresibilidad geométrica (adimensional).
- P_a Presión atmosférica.

Para la mayoría de los suelos m varía entre 0.0 y 1.0, pero en el caso de pruebas no drenadas sobre arcillas compactadas por la rama seca, se pueden obtener valores menores a cero, lo que significaría un decremento de B al aumentar la presión de confinamiento. Este resultado se explica por el rompimiento del arreglo estructural de las partículas del suelo, debido a la aplicación de grandes presiones de confinamiento.

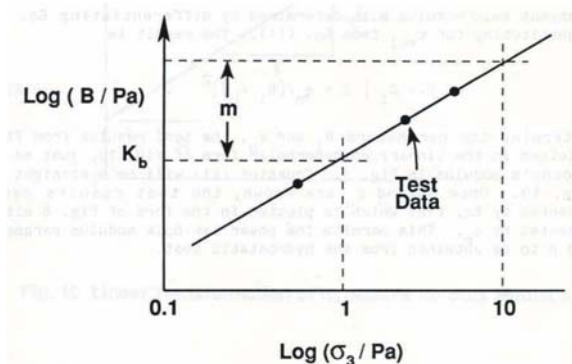


Figura A 2.12 Variación de B con σ_3 (Tomada de Selig, 1988)

A2.2.4.3 Rango de variación de B

El rango de variación de B se encuentra acotado por valores mínimos de $B = E_t/3$, lo cual produce valores de la relación de Poisson ν_t , cercanos a cero y siempre positivos (ver (ec. A 2.19)). Los valores máximos tienen como cota $B = 17E_t$ que producen en la (ec. A 2.19) valores de ν_t menores o iguales a 0.49.

A2.2.5 Modelo hiperbólico para el módulo de compresibilidad volumétrica

Boscardin et al (1990), dan a conocer dos limitaciones básicas de la definición del módulo de compresibilidad volumétrica mediante la metodología propuesta por Duncan (1980) que son: primero, las pruebas triaxiales convencionales generan datos de deformaciones volumétricas sólo para muestras saturadas, que excluyen las muestras compactadas en estado parcialmente saturado; segundo, se emplea un módulo de compresibilidad volumétrica secante en lugar de definirlo tangente.

Para superar las anteriores limitaciones, Selig (1988) propone una metodología para el cálculo del módulo de compresibilidad volumétrica B basada en el esfuerzo medio normal. Partiendo de la (ec. A 2.20) que expresa B en términos del promedio de los esfuerzos principales, y de la deformación volumétrica, se plantea un método más directo para obtener en módulo de compresibilidad volumétrica a partir de pruebas de compresión hidrostática, como se observa en la Figura A 2.13. En este ensayo el espécimen de suelo se comprime bajo incrementos de la presión de confinamiento aplicados iguales en todas las direcciones. De acuerdo con la (ec. A 2.20) el módulo tangente de compresibilidad volumétrica es la pendiente de la curva hidrostática de esfuerzo-deformación.

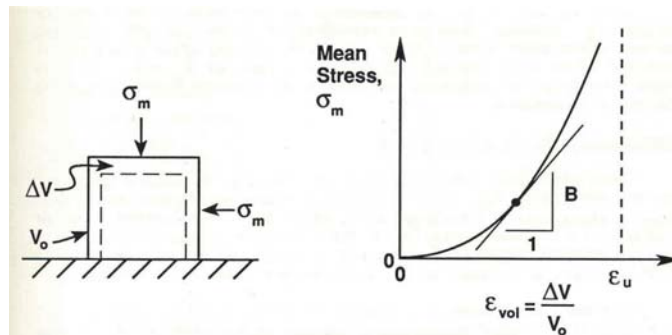


Figura A 2.13 Ensayo de compresión hidrostática (Tomada de Selig, 1988)

La curva que relaciona σ_m con ϵ_v se encuentra razonablemente representada, según Selig (1988), por una ecuación hiperbólica en los siguientes términos:

$$\sigma_m = \frac{B_i \epsilon_v}{1 - \left(\frac{\epsilon_v}{\epsilon_u} \right)} \tag{ec. A 2.23}$$

Donde

- B_i : Módulo de compresibilidad volumétrica tangente inicial
- ϵ_u : Deformación volumétrica última a grandes esfuerzos

Con lo anterior, diferenciando la (ec. A 2.23) y despejando de esta expresión el valor de ε_v , se define a B de la siguiente manera:

$$B = B_i \left[1 + \frac{\sigma_m}{B_i \varepsilon_u} \right]^2 \quad (\text{ec. A 2.24})$$

Para la determinación de los parámetros B_i y ε_u , los resultados de la prueba compresión hidrostática se grafican en la forma hiperbólica linealizada tal como se ilustra en la Figura A 2.14, de forma similar a como se determinó el módulo elasticidad tangente.

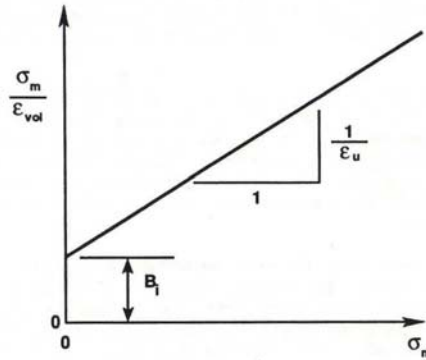


Figura A 2.14 Transformación lineal de la hipérbola para B

Definidos estos dos parámetros, los resultados de la prueba se pueden representar por medio de la (ec. A 2.24), la cual se puede graficar en la forma de la Figura A 2.14, pero ahora σ_3 se reemplaza por σ_m , lo que permite que los parámetros K_b y m de la ley potencial del módulo de compresibilidad volumétrica, se puedan obtener a partir de la prueba de compresión hidrostática.

A.3 ANÁLISIS PARAMÉTRICO DEL EFECTO DE ARQUEO

A3.1 MODELACIÓN DEL EFECTO DE ARQUEO EN PRESAS POR INTERACCIÓN ENTRE EL TERRAPLÉN Y EL VALLE FINAL DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA CORTINA

Como ya se mencionó en el Capítulo 5 del cuerpo de este estudio, se realizará una primera evaluación del efecto de arqueo, por medio de la comparación de variables de campo como esfuerzos y desplazamientos, al hacer modelaciones bidimensionales en estado plano de deformaciones y tridimensionales, evaluados sobre la sección máxima de la presa en dirección del río (ver Figura A 3.1). Tradicionalmente, la variación de la relación de esfuerzos verticales entre ambas modelaciones, graficada sobre la vertical de esta sección, ha sido la forma más común de evaluar el efecto, lo cual se ampliará en la presente tesis al obtener relaciones similares para los asentamientos, así como los esfuerzos y los desplazamientos en dirección del río.

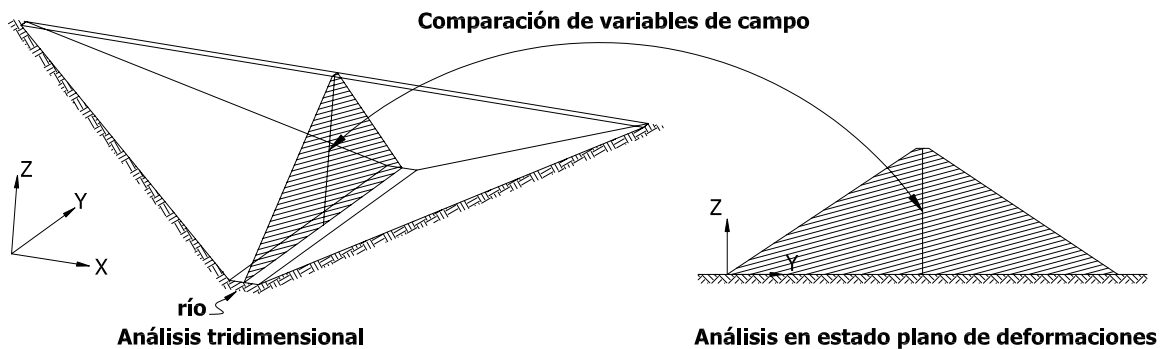
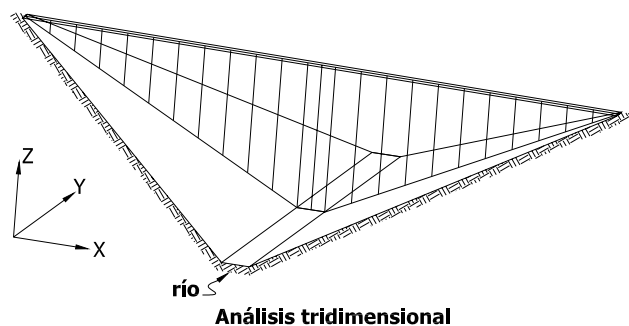


Figura A 3.1 Comparación de modelaciones 3D y 2D sobre la sección máxima en dirección del río

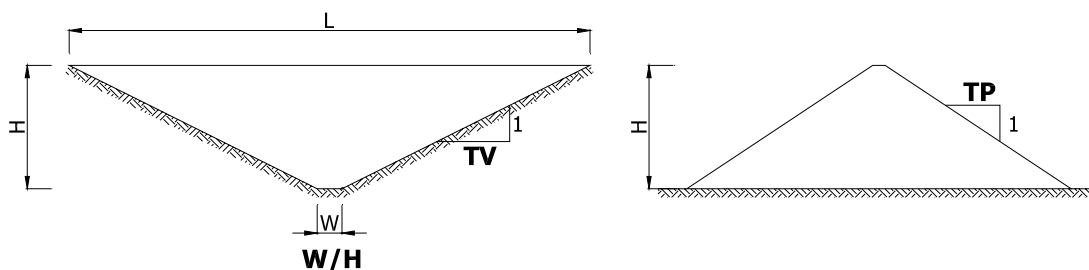
Otra forma en la que se evaluará el efecto en el presente estudio, consiste en la comparación de desplazamientos verticales y horizontales en la dirección del río, sobre la sección máxima a lo largo de la cresta de la presa, entre los modelos tridimensionales generados al variar sus propiedades geométricas (ver Figura A 3.2).



Análisis tridimensional

Figura A 3.2 Comparación de resultados sobre la sección máxima a lo largo de la cresta de la cortina

Para realizar una evaluación paramétrica del efecto de arqueo, se tendrán en cuenta efectos puramente geométricos al variar los taludes de la presa TP , los taludes del valle TV y la relación del ancho del lecho del río respecto a la altura del terraplén W/H , variables que se pueden visualizar en la Figura A 3.3. Adicionalmente se realizará una evaluación somera de la variación de la respuesta al tener en cuenta la no linealidad del material, al introducir una relación de esfuerzo-deformación hiperbólica.



Sección a lo largo de la cresta de la cortina

Sección en dirección del río

Figura A 3.3 Modelo geométrico para el análisis paramétrico

A3.1.1 Metodología paramétrica variando las condiciones geométricas

La base general de este análisis fue realizar comparaciones entre modelos bidimensionales en estado plano de deformaciones y tridimensionales, de presas simétricas y homogéneas con propiedades mecánicas elásticas, para poder evaluar únicamente los efectos geométricos del cambio de las variables paramétricas TP , TV y W/H , en la generación del efecto de arqueo.

El rango de variación de los parámetros se presenta en la Tabla A 3.1, y se escoge básicamente en función de las condiciones reales de las presas y en los estudios previos realizados sobre el tema, por tanto se incluyen geometrías del valle que varían desde valles estrechos con forma típica en V , hasta valles amplios con forma típica en U , reflejados ambos límites en la variación de la relación W/H .

Los taludes del valle permiten también modelar condiciones tanto de valles muy abruptos hasta valles muy tendidos. Se buscó de igual forma la representatividad de la variación de los taludes de la presa, por tanto se modelan simétricos para el talud de aguas arriba como el de aguas abajo, siendo más o menos típico el talud de 1.5:1.0 para presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC), y el de 2.5:1.0 para presas de tierra y enrocamiento (PTE).

Para completar la información básica necesaria para el análisis, se incluye en la misma Tabla A 3.1 los datos correspondientes a los tipos de modelos bidimensionales y tridimensionales generados, así como las secciones sobre las que se realizarán las comparaciones entre las variables campo de ambos tipos de modelos.

Tabla A 3.1 Rango de variación de los parámetros del análisis

Variación en la relación ancho del río/altura de la presa (W/H)	
Relación WH1	0.1
Relación WH2	0.2
Relación WH3	0.5
Relación WH4	1.0
Relación WH5	8.0
Variaciones en el talud del valle (TV)	
Talud TV1	0.5:1.0
Talud TV2	1.0:1.0
Talud TV3	2.0:1.0
Talud TV4	3.0:1.0
Talud TV5	6.0:1.0
Talud TV6	10.0:1.0
Variaciones en el talud de la presa (TP)	
Talud TP1	1.5:1.0
Talud TP2	2.0:1.0
Talud TP3	2.5:1.0
Tipos de modelos	
Tipo 1	Bidimensional, correspondientes a la sección máxima de la presa en dirección del río y secciones medias en margen derecha e izquierda, con taludes de la presa variables.
Tipo 2	Tridimensional, en presa con valle en forma de V y U, con taludes variables del valle y de la presa.
Secciones de comparación	
Sección 1	Sección máxima en dirección del río.
Sección 2	Secciones medias en dirección del río, en las márgenes derecha e izquierda.
Sección 3	Sección máxima a lo largo de la cresta de la cortina.

Con base en lo anterior se generaron 81 modelos geométricos tridimensionales, cuyo listado se presenta en la Tabla A 3.2 y la Tabla A 3.3, las que permiten una rápida referencia para la identificación de los modelos, y sus correspondientes condiciones geométricas.

En la Tabla A 3.2 los modelos agrupados corresponden a relaciones W/H de 0.1 y 0.2, que contienen un número de elementos de 1110 y de nodos de 1144, variando entre ellas únicamente las coordenadas de los nodos, de acuerdo con las pendientes de los taludes tanto del valle como de la presa, así como del ancho mismo del río.

Tabla A 3.2 Modelos tridimensionales para las relaciones W/H de 0.1 y 0.2

Relación W/H	Talud valle TV	Numeración Interna	Talud presa TP	Numeración Interna	Identificación del modelo
0.1	0.5:1.0	12	1.5:1.0	02	P1202
			2.0:1.0	07	P1207
			2.5:1.0	08	P1208
	1.0:1.0	11	1.5:1.0	02	P1102
			2.0:1.0	07	P1107
			2.5:1.0	08	P1108
	2.0:1.0	03	1.5:1.0	02	P0302
			2.0:1.0	07	P0307
			2.5:1.0	08	P0308
	3.0:1.0	05	1.5:1.0	02	P0502
			2.0:1.0	07	P0507
			2.5:1.0	08	P0508
6.0:1.0	08	1.5:1.0	02	P0802	
		2.0:1.0	07	P0807	
		2.5:1.0	08	P0808	
10.0:1.0	10	1.5:1.0	02	P1002	
		2.0:1.0	07	P1007	
		2.5:1.0	08	P1008	
0.2	0.5:1.0	32	1.5:1.0	02	P3202
			2.0:1.0	07	P3207
			2.5:1.0	08	P3208
	1.0:1.0	31	1.5:1.0	02	P3102
			2.0:1.0	07	P3107
			2.5:1.0	08	P3108
	2.0:1.0	23	1.5:1.0	02	P2302
			2.0:1.0	07	P2307
			2.5:1.0	08	P2308
	3.0:1.0	25	1.5:1.0	02	P2502
			2.0:1.0	07	P2507
			2.5:1.0	08	P2508
6.0:1.0	28	1.5:1.0	02	P2802	
		2.0:1.0	07	P2807	
		2.5:1.0	08	P2808	
10.0:1.0	30	1.5:1.0	02	P3002	
		2.0:1.0	07	P3007	
		2.5:1.0	08	P3008	

Tabla A 3.3 Modelos tridimensionales para las relaciones W/H de 0.5, 1.0 y 8.0

Relación W/H	Talud Valle TV	Numeración Interna	Talud presa TP	Numeración Interna	Identificación del modelo
0.5	0.5:1.0	52	1.5:1.0	02	P5202
			2.0:1.0	07	P5207
			2.5:1.0	08	P5208
	1.0:1.0	51	1.5:1.0	02	P5102
			2.0:1.0	07	P5107
			2.5:1.0	08	P5108
	2.0:1.0	43	1.5:1.0	02	P4302
			2.0:1.0	07	P4307
			2.5:1.0	08	P4308
	3.0:1.0	45	1.5:1.0	02	P4502
			2.0:1.0	07	P4507
			2.5:1.0	08	P4508
6.0:1.0	48	1.5:1.0	02	P4802	
		2.0:1.0	07	P4807	
		2.5:1.0	08	P4808	
10.0:1.0	50	1.5:1.0	02	P5002	
		2.0:1.0	07	P5007	
		2.5:1.0	08	P5008	
1.0	0.5:1.0	72	1.5:1.0	02	P7202
			2.0:1.0	07	P7207
			2.5:1.0	08	P7208
	1.0:1.0	71	1.5:1.0	02	P7102
			2.0:1.0	07	P7107
			2.5:1.0	08	P7108
	2.0:1.0	63	1.5:1.0	02	P6302
			2.0:1.0	07	P6307
			2.5:1.0	08	P6308
	3.0:1.0	65	1.5:1.0	02	P6502
			2.0:1.0	07	P6507
			2.5:1.0	08	P6508
6.0:1.0	68	1.5:1.0	02	P6802	
		2.0:1.0	07	P6807	
		2.5:1.0	08	P6808	
10.0:1.0	70	1.5:1.0	02	P7002	
		2.0:1.0	07	P7007	
		2.5:1.0	08	P7008	
8.0	0.5:1.0	01	1.5:1.0	02	P0102
			2.0:1.0	07	P0107
			2.5:1.0	08	P0108
	2.0:1.0	00	1.5:1.0	02	P0002
			2.0:1.0	07	P0007
			2.5:1.0	08	P0008
	10.0:1.0	80	1.5:1.0	02	P8002
			2.0:1.0	07	P8007
			2.5:1.0	08	P8008

En la Tabla A 3.3 se encuentran los modelos que corresponden a relaciones W/H de 0.5 y 1.0, que por tener un mayor ancho del río contienen un número de elementos y nodos mayores, 1590 y 1672 respectivamente, y variando igualmente sólo las coordenadas de los nodos respecto a los parámetros mencionados anteriormente. En esta misma tabla se encuentran los modelos que corresponden a relaciones W/H de 8.0, que al tener un ancho del río mayor, aumentan en gran medida el número de elementos y nodos, llegando a modelos de 4440 y 5430 elementos, 5016 y 5896 nodos, cuyas variaciones se deben ahora principalmente a los distintos taludes del valle modelados.

Las 6 secciones bidimensionales modeladas, que se emplearon en los análisis para realizar el proceso de comparación respecto a los modelos tridimensionales, contienen 120 y 35 elementos, con 132 y 45 nodos para la sección máxima y la sección media respectivamente en dirección del río, que se presentan en la Tabla A 3.4

Tabla A 3.4 Modelos bidimensionales

Sección	Talud presa TP	Numeración Interna	Identificación del modelo
Máxima	1.5:1.0	02	S02
	2.0:1.0	07	S07
	2.5:1.0	08	S08
Media	1.5:1.0	05	S05
	2.0:1.0	10	S10
	2.5:1.0	11	S11

A3.1.2 Metodología paramétrica evaluando el efecto de la no linealidad del material

Dentro del presente estudio se comenzaron a realizar los análisis bajo condiciones elásticas de tres características básicas:

- Basado en el modelo elástico utilizado en el trabajo de Hunter y Fell (2002 y 2003), que permitió calibrar los resultados de la modelación realizada en la presente tesis, y que puede asociarse con parámetros de enrocamientos con material parental de alta resistencia.
- Utilizando las propiedades empleadas en los análisis realizados por Lefebvre *et al.* (1973), para efectos únicamente de calibración.
- Empleando la condición elástica inicial de un modelo no lineal elástico (hiperbólico), asociada a enrocamientos de resistencia media

Las propiedades de cada una de estas condiciones se presentan en la Tabla A 3.5, y el significado de cada una de las variables mencionadas, se puede consultar en la Tabla 4.1 del cuerpo de la tesis.

Tabla A 3.5 Relaciones esfuerzo-deformación elásticas

Parámetros modelo elástico rígido (Hunter y Fell)	
γ (ton/m ³)	1.8
E (ton/m ²)	10197
ν	0.27
Parámetros modelo elástico de Lefebvre, Duncan y Wilson (no incluido en el análisis paramétrico)	
γ (ton/m ³)	1.93
E (ton/m ²)	977
ν	0.40
Parámetros modelo elástico medio	
γ (ton/m ³)	1.6
E (ton/m ²)	4132
ν	0.313

Para evaluar el efecto de la no linealidad, se empleó un modelo hiperbólico de las curvas esfuerzo-deformación, que puede asociarse con un material de una resistencia baja dado el nivel de esfuerzos y confinamiento inducido, que influye en la estimación del módulo de elasticidad. Los parámetros de este modelo se presentan en la Tabla A 3.6.

Tabla A 3.6 Relación esfuerzo-deformación hiperbólica

Parámetros modelo hiperbólico medio	
γ (ton/m ³)	1.6
K	400
Kur	600
n	0.4
Rf	0.7
Kb	200
m	0.5
C (ton/m ²)	5.4
ϕ°	33.0
$\Delta\phi^\circ$	0.0
Ko	0.5
Ei (ton/m ²)	4132
ν	0.313
Rt	$1.0 \cdot 10^6$
Patm (ton/m ²)	10.33

A3.1.3 Modelación de las condiciones constructivas

Como se había mencionado ya en el cuerpo del informe de esta tesis, el análisis se enfocó a evaluar resultados al final del proceso constructivo de las presas, por tanto se analizaron 243 modelos tridimensionales y 18 bidimensionales, basados en los 81 modelos geométricos tridimensionales y los 6 bidimensionales, cubriendo todos los aspectos geométricos y las tres condiciones de linealidad del material (elástico rígido, elástico medio, hiperbólico).

Igualmente, se generaron modelos para evaluar condiciones de construcción en una sola etapa de cargas, y simulando el llenado del embalse, pero no se detallará a este respecto por estar fuera del alcance del presente estudio.

A3.1.4 Secciones asociadas a los modelos geométricos

Como se mencionó en el numeral 5.2.3 del presente estudio, sobre estos modelos se generaron tablas resumen principalmente para la sección máxima en dirección del río y a lo largo de la cresta de la cortina, que agilizaron el proceso de comparación de las variables de campo para cada una de las condiciones evaluadas en el análisis.

Básicamente, el proceso realizado consistió en identificar las secciones de interés de los modelos agrupados según sus características topológicas (en cuanto a la cantidad de elementos y nodos), que de igual forma esta asociado al parámetro geométrico del ancho del río. Estas secciones se denominarán secciones asociadas a los modelos geométricos, y como se pueden apreciar en la Figura A 3.4, están divididas en tres grupos principales: secciones máximas en el lecho del río, secciones medias sobre el talud del valle, y secciones máximas a lo largo de la cresta.

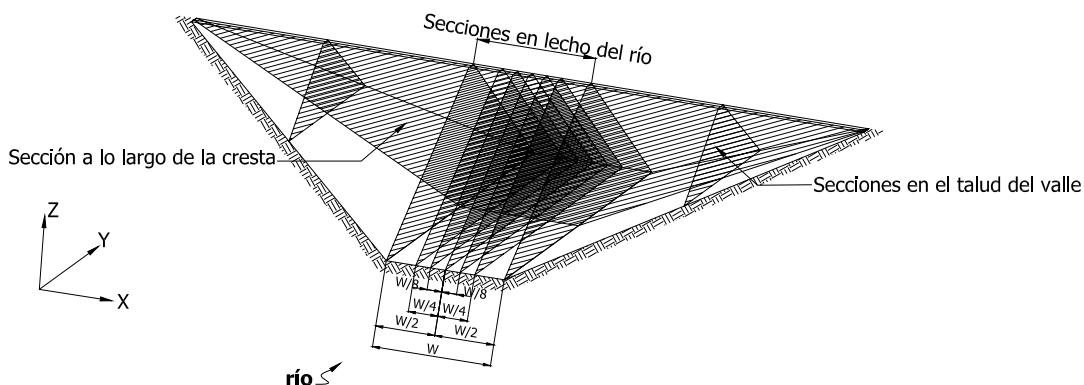


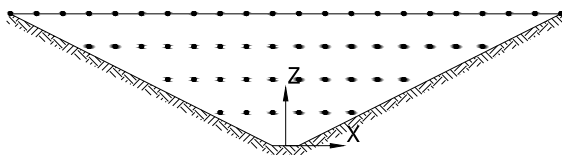
Figura A 3.4 Secciones asociadas a los modelos geométricos

En la Tabla A 3.7 se presenta un resumen de estas secciones asociadas, en cuanto a su identificación, tipo, dirección y ubicación, aclarando que para las secciones máximas en dirección del río sobre su lecho, su ubicación está definida por la distancia desde el centro del lecho, y la margen en la que sitúa.

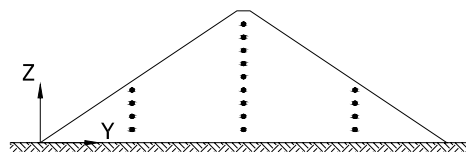
Tabla A 3.7 Definición de las secciones asociadas a cada modelo geométrico

Modelo	No. Elem.	No. Nodos	Relación W/H	No. Sección Asociada	Tipo de Sección	Dirección de Sección	Ubicación de Sección
2D	120	132	-	1	Max.	Río	Río Centro
2D	35	45	-	2	Med.	Río	Talud
3D	1110	1144	0.1 y 0.2	3	Máx.	Río	Río Centro
				4	Med.	Río	Talud MD
				5	Med.	Río	Talud MI
				33	Máx.	Cresta	-
3D	1590	1672	0.5 y 1.0	11	Máx.	Río	Río Centro
				12	Máx.	Río	Río MD (W/2)
				13	Máx.	Río	Río MI (W/2)
				14	Med.	Río	Talud MD
				15	Med.	Río	Talud MI
				34	Máx.	Cresta	-
3D	4440	5430	8.0 (TV 0.5)	6	Máx.	Río	Río Centro
				7	Máx.	Río	Río Centro MD (W/8)
				8	Máx.	Río	Río Centro MI (W/8)
				9	Máx.	Río	Río Centro MD (W/4)
				10	Máx.	Río	Río Centro MI (W/4)
				35	Máx.	Cresta	-
3D	5016	5896	8.0 (TV 2 y 10)	16	Máx.	Río	Río Centro
				17	Máx.	Río	Río MD (W/2)
				18	Máx.	Río	Río MI (W/2)
				19	Med.	Río	Talud MD
				20	Med.	Río	Talud MI
				37	Máx.	Cresta	-

La definición de las secciones asociadas resultó fundamental para poder realizar los análisis del presente estudio, ya que permitió definir los valores de las variables de campo en puntos específicos de estas secciones (ver Figura A 3.5), para realizar la comparación paramétrica entre modelos tridimensionales, o entre la relación de modelos bidimensionales y tridimensionales. Para el caso de las secciones en dirección del río, las comparaciones se realizan entre aquellas secciones pertenecientes a modelos tridimensionales y bidimensionales, con un mismo talud de la presa.



Sección a lo largo de la cresta de la cortina



Sección en dirección del río

Figura A 3.5 Obtención de los puntos de comparación en las secciones asociadas

A3.2 EFECTO DE ARQUEO EN LOS ASENTAMIENTOS Y ESFUERZOS DE LA SECCIÓN MÁXIMA DEL TERRAPLÉN EN DIRECCIÓN DEL RÍO

Para analizar la influencia del efecto de arqueo en la sección máxima en dirección del río, se determinó el factor $2D/3D$ entre las variables de campo (desplazamientos y esfuerzos), enfocando el análisis de resultados a la modelación realizada para el final del proceso constructivo. Este factor se utilizará ampliamente en el presente estudio, y simplemente es la forma de relacionar cualquiera de las variables de campo entre análisis $2D$ en estado plano de deformaciones y análisis $3D$, particularmente para la sección máxima en dirección del río, sobre la vertical proyectada desde la cresta hasta la base de la sección. Este factor en un sentido más amplio, puede ser interpretado como una relación de no arqueo/arqueo entre las variables de campo que se evalúan en los análisis.

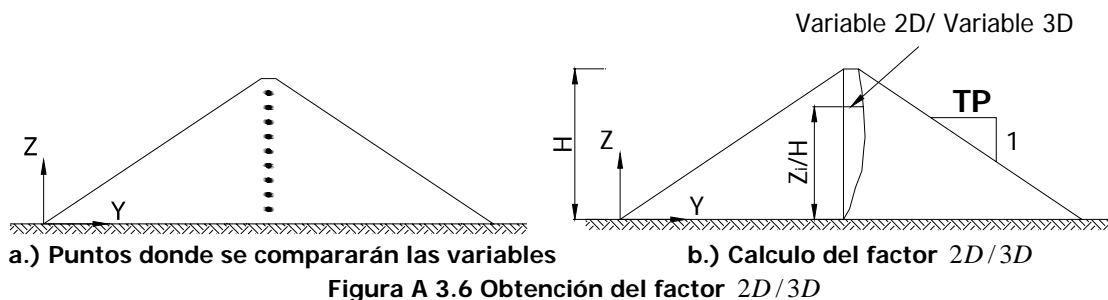
Las comparaciones de las variables de campo, se realizaron teniendo en cuenta el esquema presentado en la Figura A 3.1, para lo cual se definieron las secciones asociadas respectivas a cada modelo geométrico, las cuales se comparan entre sí como se muestra en la Tabla A 3.8.

Tabla A 3.8 Comparaciones entre las secciones asociadas

Sección Asociada 2D	Sección Asociada 3D	Tipo de Sección	Dirección de Sección	Ubicación de Sección
1	3	Máx.	Río	Río Centro
2	4	Med.	Río	Talud MD
2	5	Med.	Río	Talud MI
1	11	Máx.	Río	Río Centro
1	12	Máx.	Río	Río MD (W/2)
1	13	Máx.	Río	Río MI (W/2)
2	14	Med.	Río	Talud MD
2	15	Med.	Río	Talud MI
1	6	Máx.	Río	Río Centro
1	7	Máx.	Río	Río Centro MD (W/8)
1	8	Máx.	Río	Río Centro MI (W/8)
1	9	Máx.	Río	Río Centro MD (W/4)
1	10	Máx.	Río	Río Centro MI (W/4)
1	16	Máx.	Río	Río Centro
1	17	Máx.	Río	Río MD (W/2)
1	18	Máx.	Río	Río MI (W/2)
2	19	Med.	Río	Talud MD
2	20	Med.	Río	Talud MI

Definidas las secciones asociadas, se procedió a identificar los nodos y elementos sobre los que se realizarán las comparaciones de las variables de campo. Para el caso particular de este análisis, se escogieron los elementos y nodos ubicados en la vertical a partir de la cresta hasta la base de la

sección (ver Figura A 3.6 parte a.), sobre los que se calculó el factor $2D/3D$ entre el par de secciones asociadas de los modelos bidimensionales y tridimensionales, para varias alturas Z_i del terraplén, por medio de la relación de dicha variable con al altura de la cortina, Z_i/H (ver Figura A 3.6 parte b.)



A3.2.1 Factor $2D/3D$ de esfuerzos verticales al final del proceso constructivo

A continuación se presenta el resultado del cálculo del factor $2D/3D$ para la primera variable de campo de interés, el esfuerzo vertical al final del proceso constructivo. Este cálculo se realizó para el punto medio de los elementos ubicados en la parte central de la sección, como producto del promedio del esfuerzo vertical en los nodos gaussianos internos al elemento. Las gráficas se organizaron en tres grupos de acuerdo a la condición de linealidad del material:

1. Análisis realizados con el modelo elástico rígido (ver Tabla A 3.5), para el cual se generaron de la Figura A 3.7 a la Figura A 3.12
2. Análisis con el modelo elástico medio, generando de la Figura A 3.13 a la Figura A 3.18.
3. Análisis realizados con el modelo no lineal elástico (modelo hiperbólico en la Tabla A 3.6), con el que se generaron de la Figura A 3.19 a la Figura A 3.24.

En cada uno de estos grupos se grafica en primera instancia el resultado del cálculo del factor $2D/3D$ para el conjunto de las variables paramétricas que definen los distintos modelos geométricos (Figura A 3.7, Figura A 3.13 y Figura A 3.19 para las tres condiciones de linealidad del material respectivamente). En estas gráficas se observa la variación general del factor que define el arqueo en función tanto de la altura sobre el terraplén como de las variables paramétricas geométricas, pero no se puede evaluar de manera clara cuales de dichas variables son las que más influyen en el comportamiento y modifican los esfuerzos verticales por el arqueo.

Por tal motivo, se realizan otras cinco gráficas para cada condición de linealidad del material, en las que se fija un par de variables paramétricas, y se observa que tan importante es el efecto de arqueo

por la variación de la tercera variable. Este proceso se repitió para todas las variables de campo, y en cada caso se detallará acerca de los resultados obtenidos.

A3.2.1.1 Modelo elástico rígido

Para esta condición del material, se observa que el valor máximo del factor de arqueo ($2D/3D$) llega a ser de 4.5 para alturas cercanas a la base de la cortina de 0.05H, con una zona de alta intensidad de arqueo hasta una elevación de 0.30H, es decir, que en la modelación bidimensional se obtiene a una elevación de 0.05H, esfuerzos verticales de 4.5 veces los que se alcanzan en la modelación tridimensional, pero a medida que aumenta dicha altura, ambas modelaciones tienden a resultados más similares (ver Figura A 3.7). Por encima de 0.7H se tendrían valores del factor muy cercanos a la unidad, pero los efectos de las fronteras cercanas que representan la cresta y los taludes de la cortina a esas alturas, hacen que se presenten ciertas diferencias en las trayectorias de esfuerzos ante condiciones estáticas entre los modelos bidimensionales y tridimensionales, las cuales no se tendrán en cuenta dentro de los análisis.

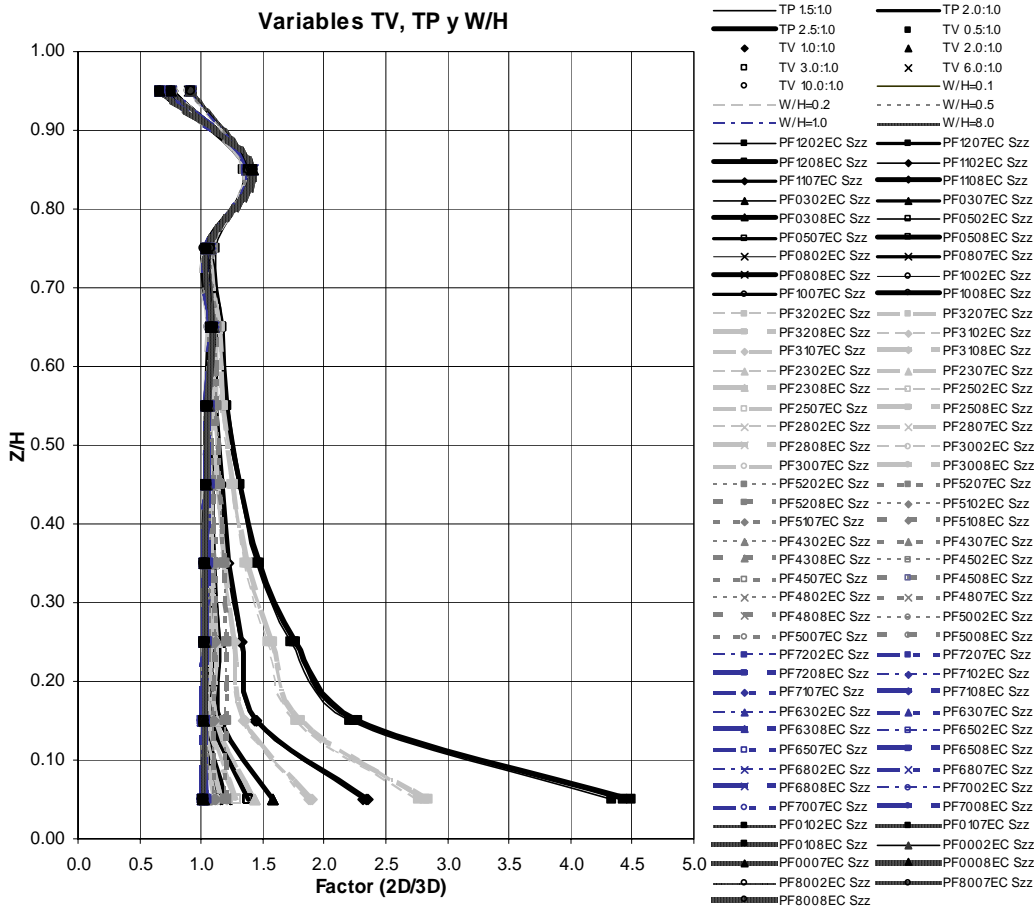


Figura A 3.7 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – Variables TV, TP y W/H

Para una mejor comprensión de la gráfica anterior, se procedió a realizar otras figuras adicionales, en las que se mantienen fijas dos de las variables paramétricas geométricas, dejando libre una tercera variable, con el fin de evaluar el efecto de dicha variable en el cambio de los esfuerzos verticales por arqueado.

En la Figura A 3.8 y la Figura A 3.9, se varía el talud del valle (TV) dentro del rango definido para este parámetro (ver Tabla A 3.1), y se observa que para condiciones de alta inclinación del talud (TV de 0.5), se presentan fuertes efectos de arqueado (factores $2D/3D$ del orden de 4.5) en alturas muy cercanas a la base de la cortina, con una zona intensa comprendida entre alturas menores que $0.30H$, disminuyendo apreciablemente el efecto para elevaciones mayores que $0.6H$ (ver Figura A 3.8 parte a.).

A medida que se tienden los taludes del valle se tiene una disminución del efecto de arqueado y a partir de taludes de tres, se tienen valores máximos del factor de 1.4, con una influencia importante para elevaciones menores que $0.20H$. Para taludes más tendidos y alturas mayores ya se considera despreciable el efecto de arqueado.

En la Figura A 3.10 se grafica la variación de la intensidad del arqueado respecto a los taludes de la presa (TP), y como se aprecia en las tres partes de esta figura, no se observan variaciones del factor $2D/3D$ por el aumento de TP , por lo cual se puede considerar que esta variable no influye en la intensidad del arqueado.

Por último se grafica en la Figura A 3.11 y la Figura A 3.12 la variación de la intensidad de arqueado respecto a la variación de la relación del ancho del río (W/H), observando que el arqueado resulta importante para valores de W/H de 0.1 y 0.2 para alturas cercanas a la base de la cortina, pero para anchos mayores, ya se presenta una disminución muy importante de este factor.

De lo anterior entonces, se puede resumir que las variables que más influencia tienen en la intensidad del arqueado son el efecto combinado del talud del valle y la relación del ancho del río.

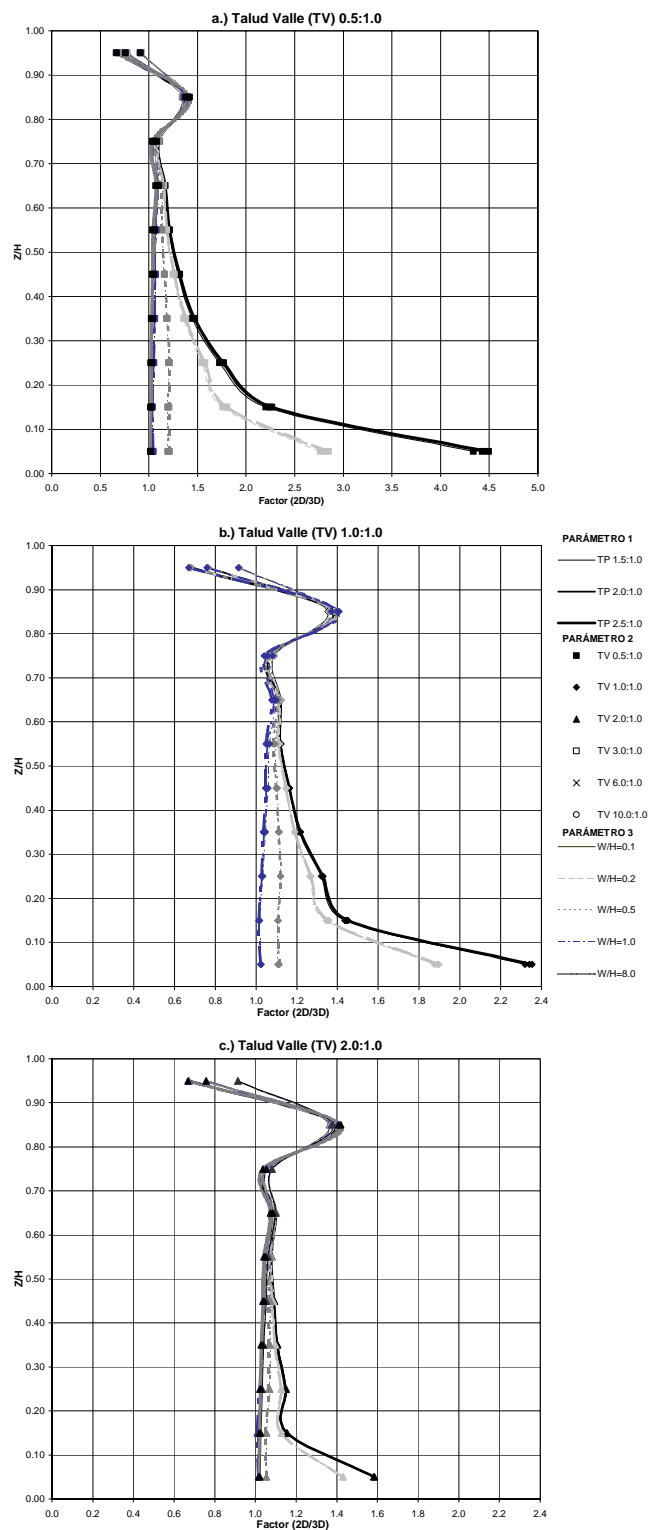


Figura A 3.8 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 0.5 a 2.0

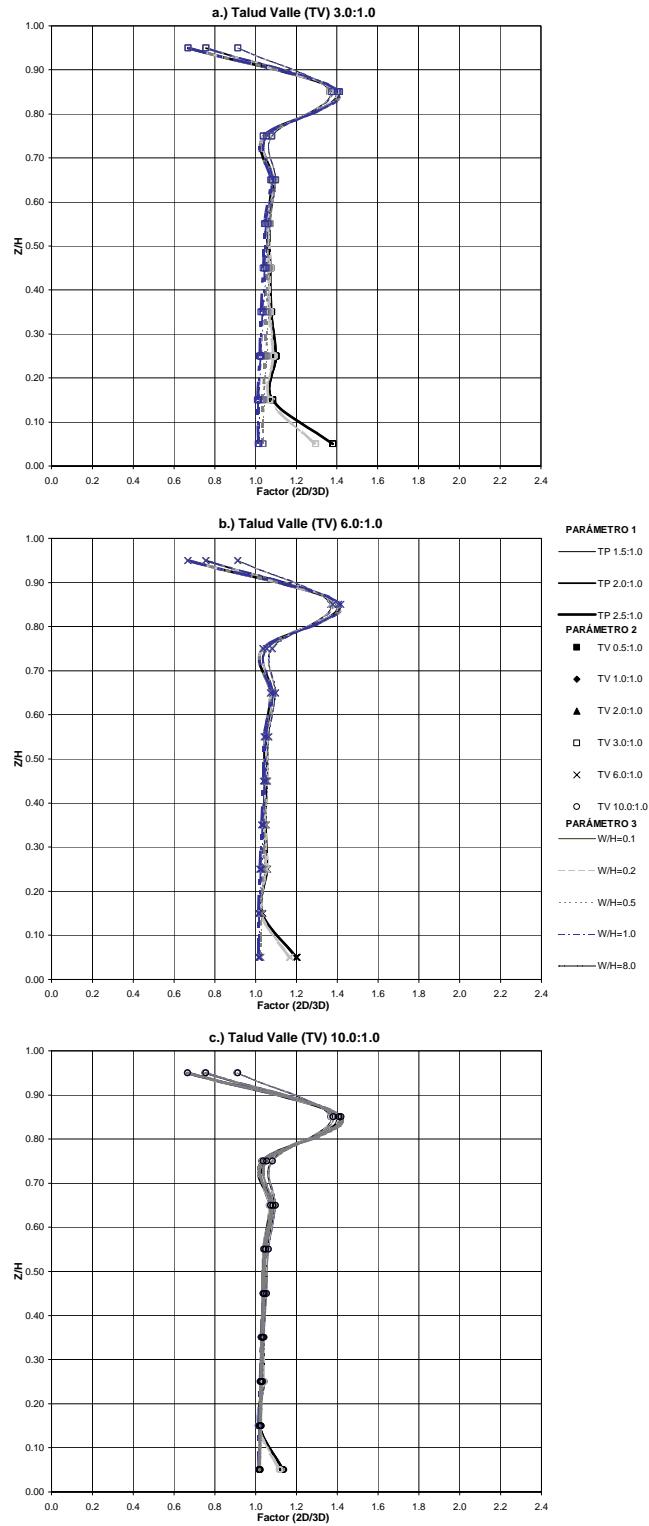


Figura A 3.9 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 3.0 a 10.0

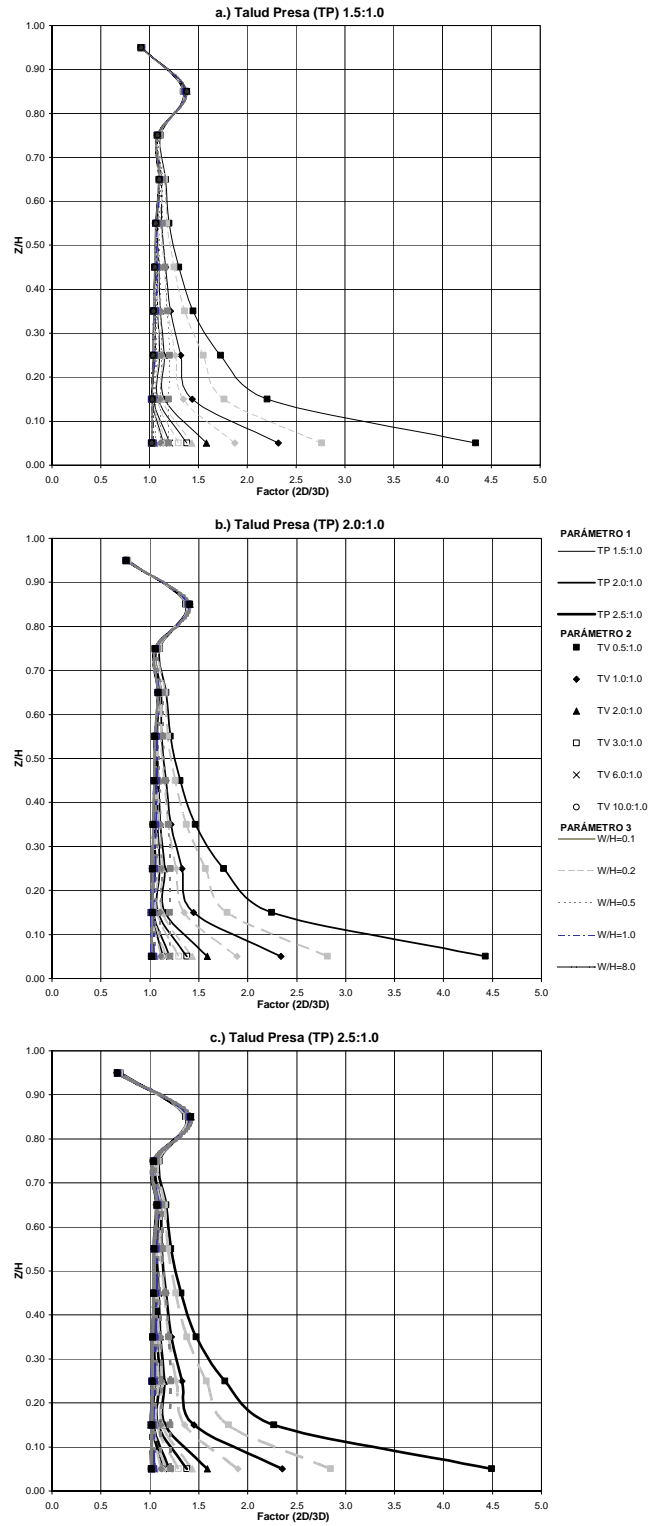


Figura A 3.10 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5

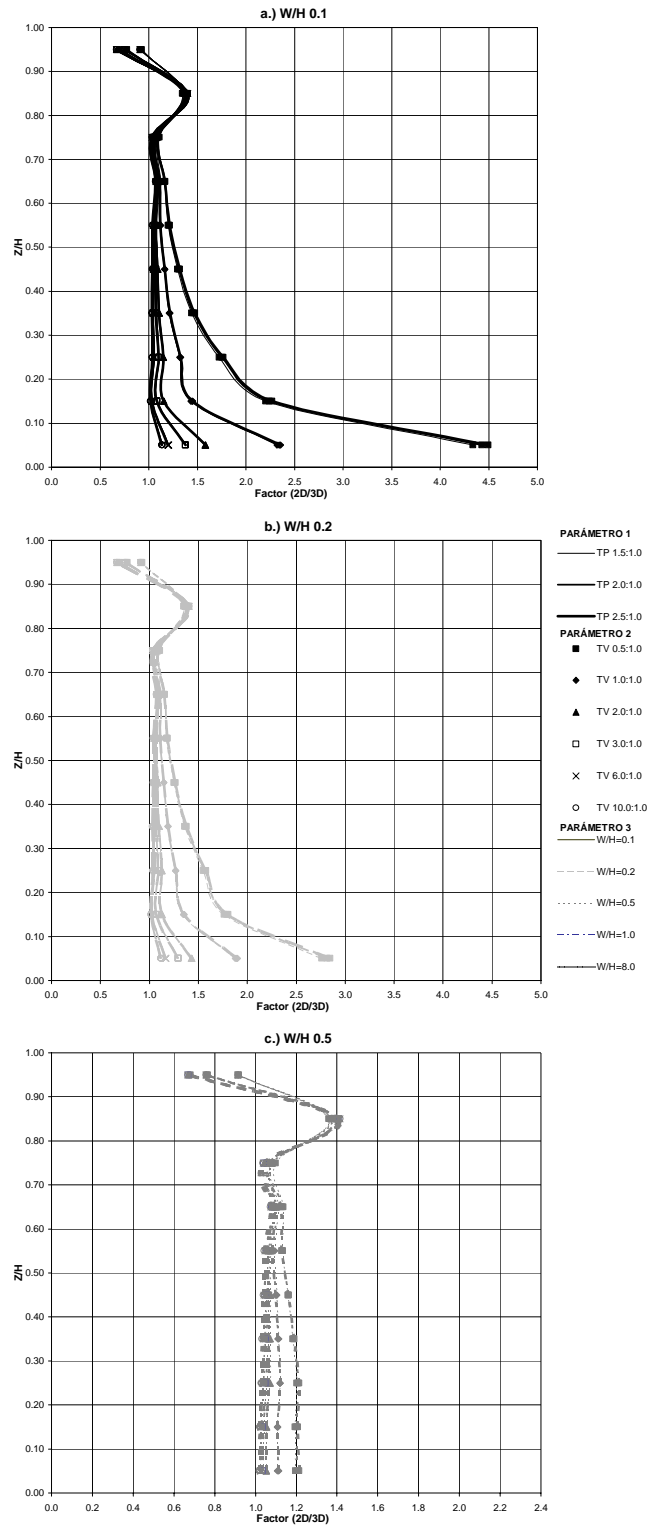


Figura A 3.11 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 0.1 a 0.5

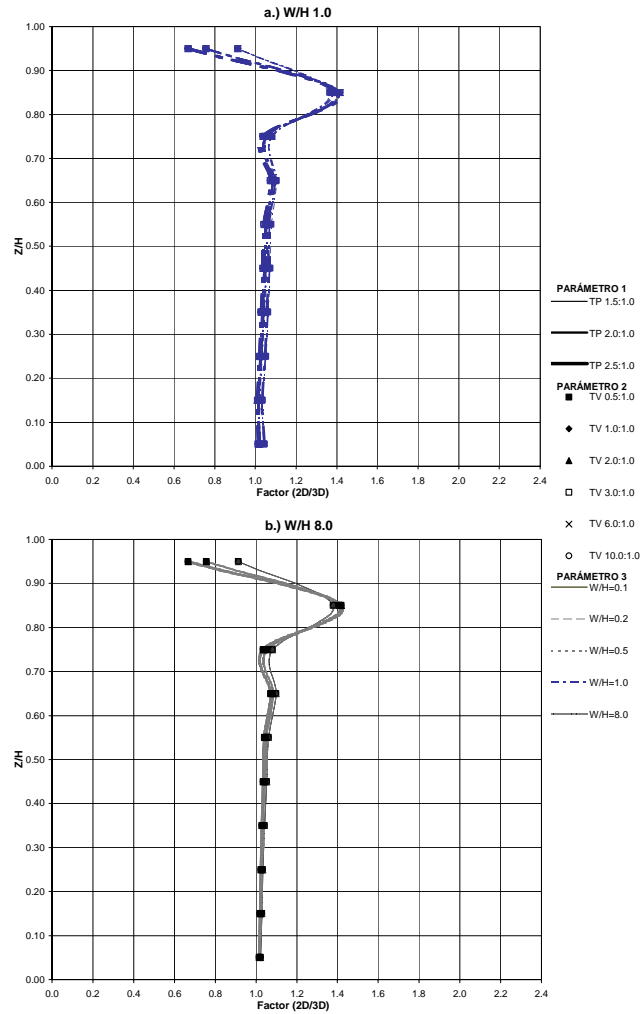


Figura A 3.12 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 1.0 a 8.0

A3.2.1.2 Modelo elástico medio

Básicamente, para esta condición del material se presentan resultados muy similares al caso del material elástico rígido, tanto en la magnitud de los factores $2D/3D$, como en la influencia de las variables paramétricas, dada la independencia del estado de esfuerzos respecto a la condición de rigidez del material, como lo mencionan Clough y Woodward (1967), que de igual forma se refleja en la relación de esfuerzos bidimensionales y tridimensionales.

Por tanto, se conservan las conclusiones obtenidas para el caso del material elástico rígido, en las que se mencionan que las variables más influencia tienen en la intensidad del arqueo son el talud del valle y la relación del ancho del río.

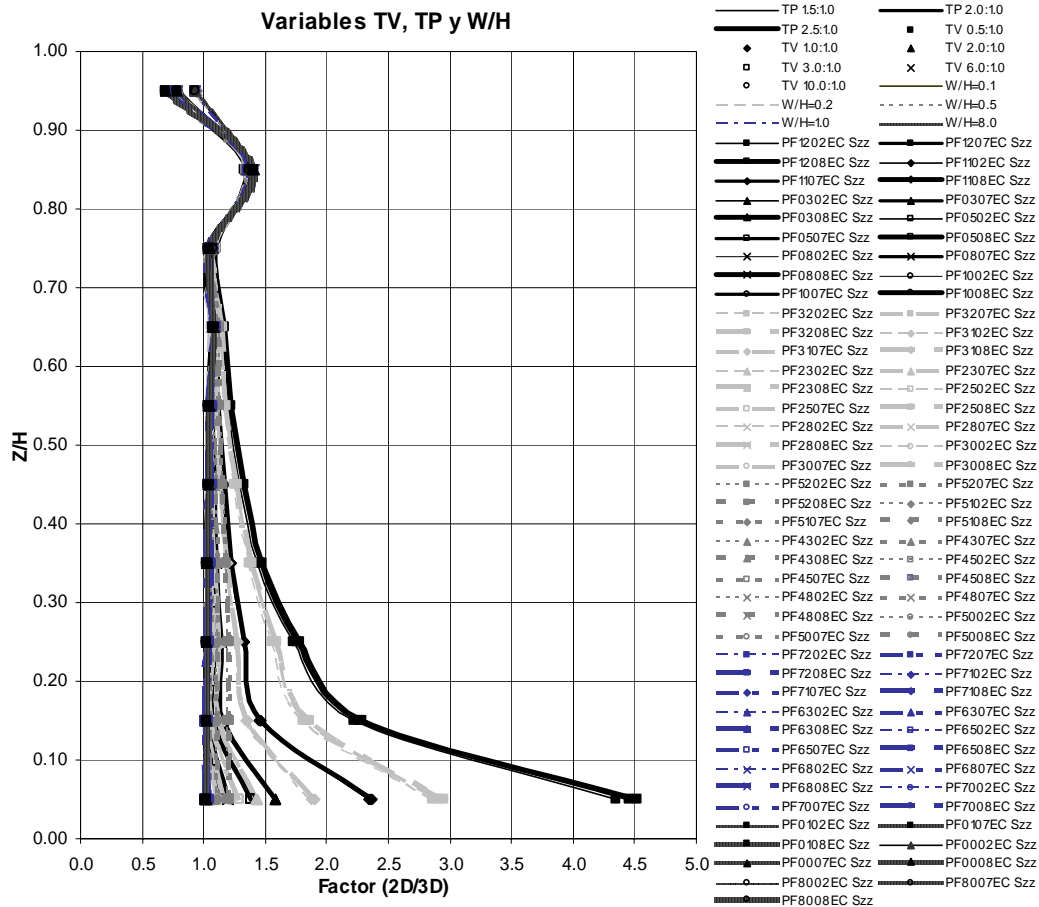


Figura A 3.13 Variación factor $2D/3D$ de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – Variables TV, TP y W/H

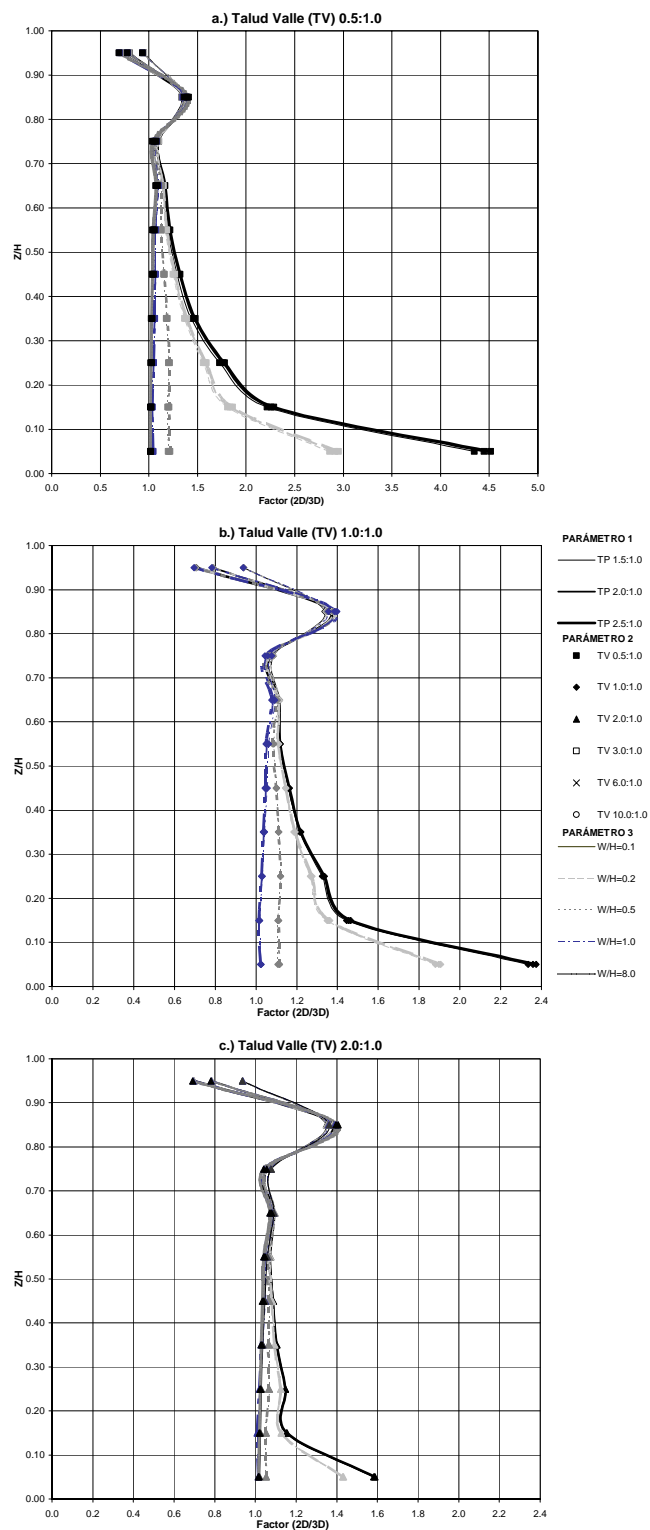


Figura A 3.14 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 0.5 a 2.0

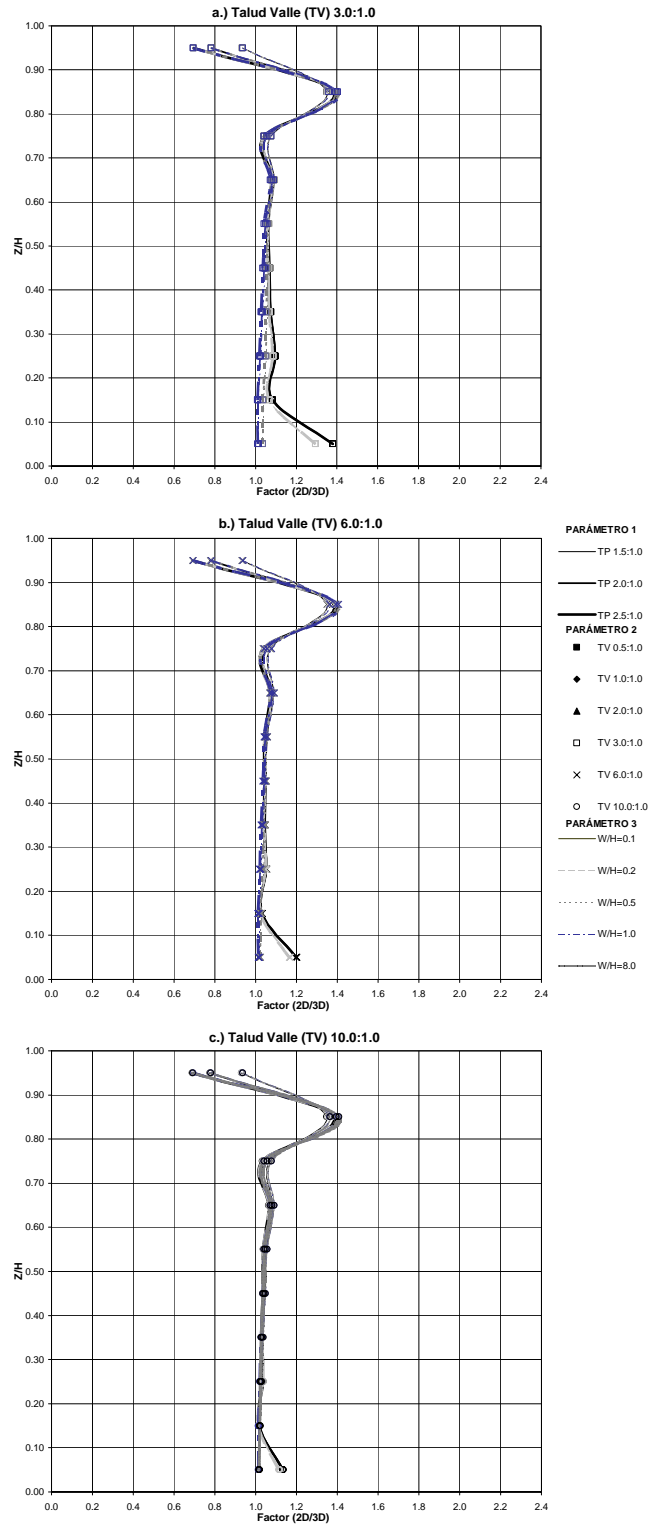


Figura A 3.15 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 3.0 a 10.0

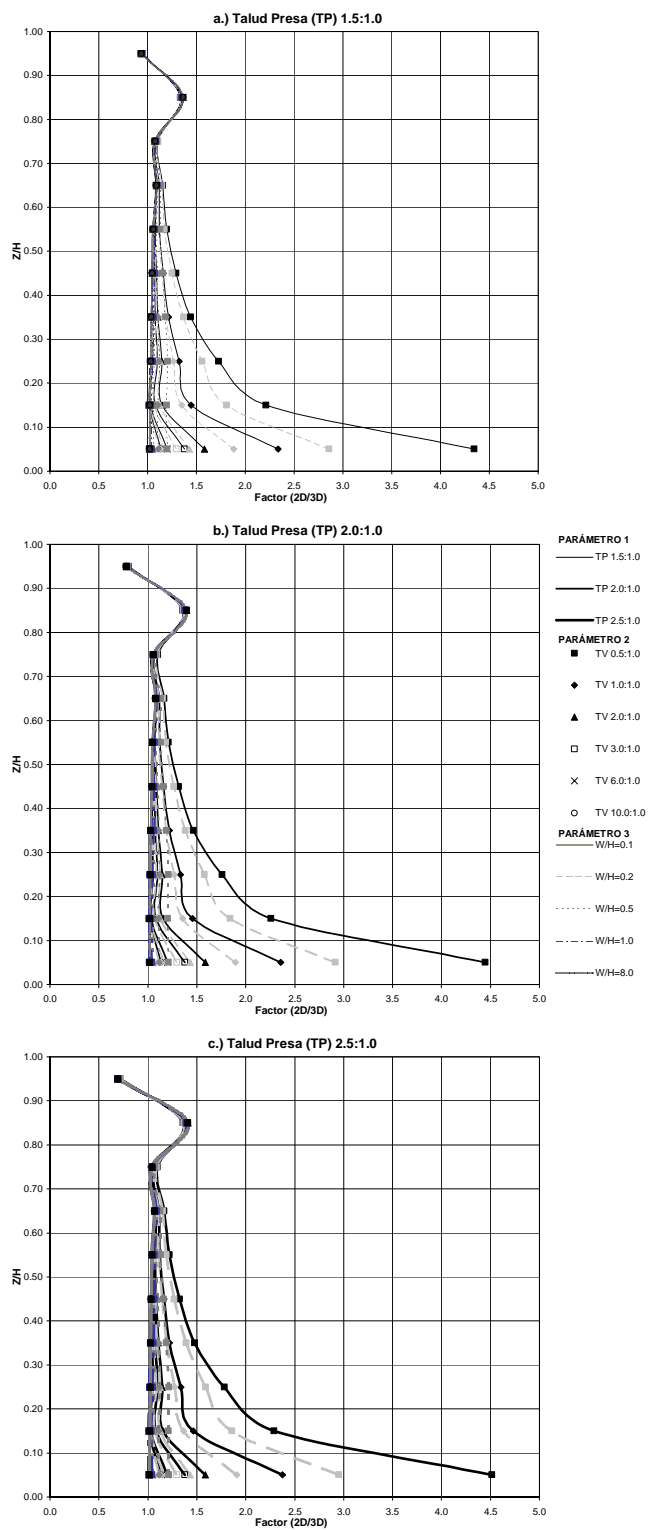


Figura A 3.16 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TP de 1.5 a 2.5

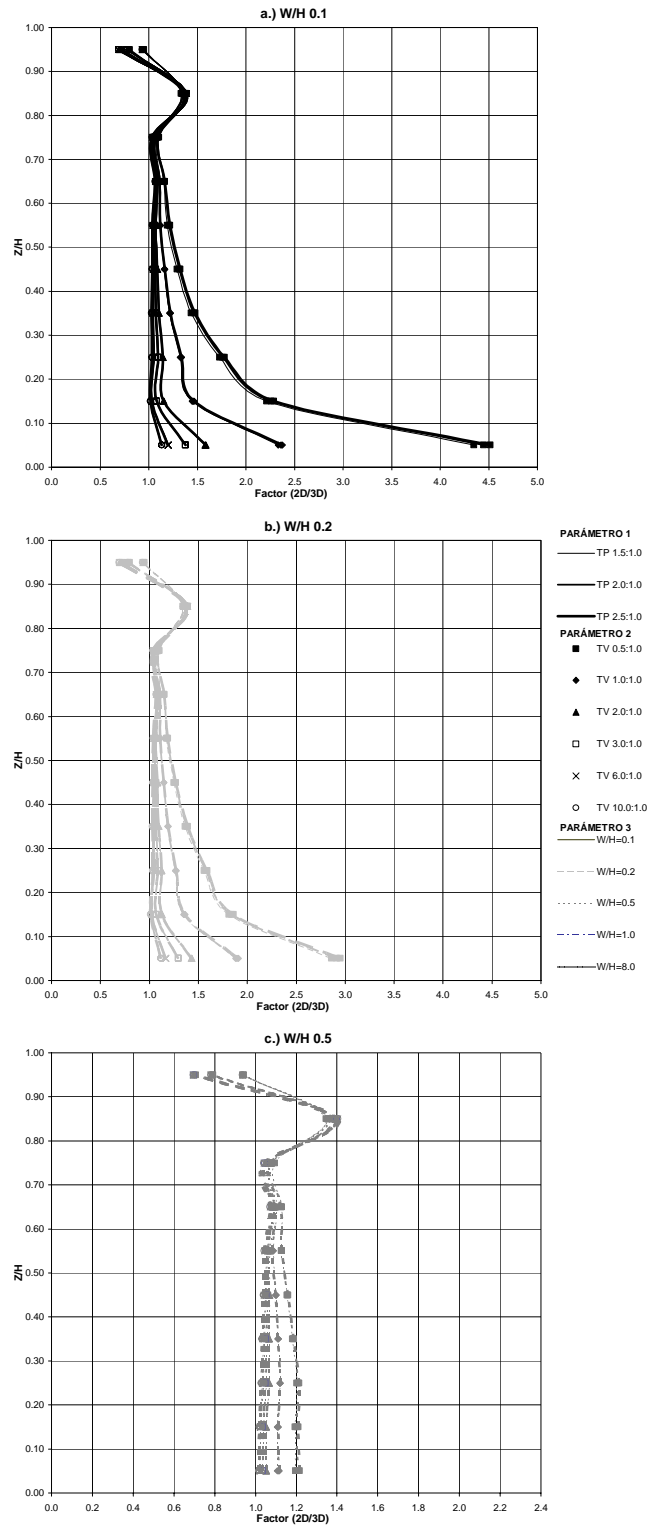


Figura A 3.17 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 0.1 a 0.5

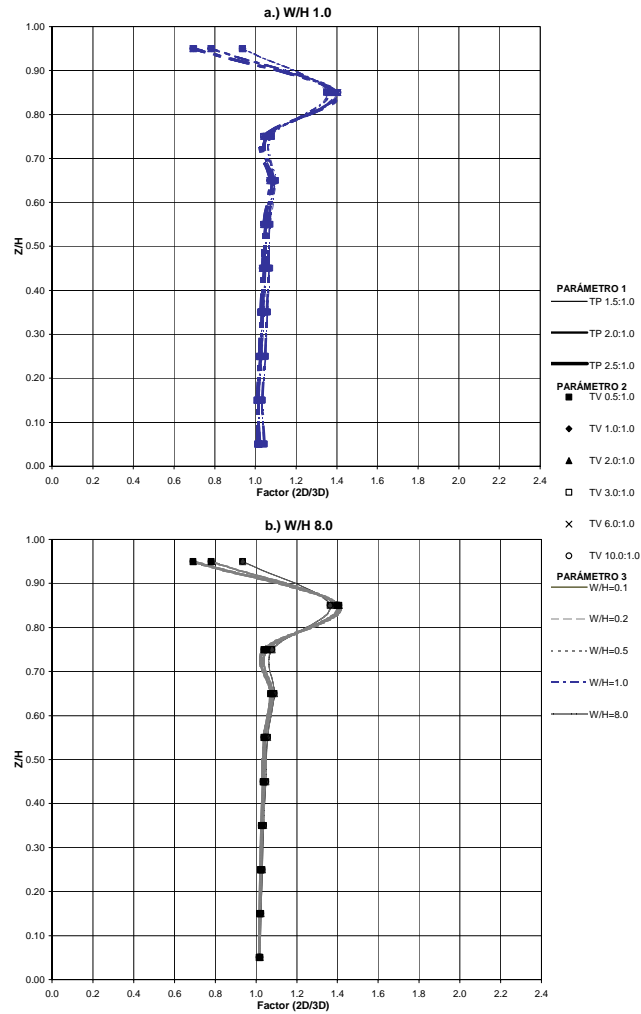


Figura A 3.18 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 1.0 a 8.0

A3.2.1.3 Modelo hiperbólico medio

Como se ha mencionado a lo largo del análisis del efecto de arqueo en los esfuerzos verticales sobre la sección máxima, la variación del estado de esfuerzos en función de las condiciones de linealidad o no linealidad del material, es mínima según lo expresado por Clough y Woodward (1967). De igual forma en el presente estudio, al evaluar la sensibilidad del efecto de arqueo por la no linealidad del material, se encuentran que existen ciertas variaciones en cuanto a la magnitud y forma de las curvas del factor $2D/3D$ respecto a la altura del terraplén en comparación al caso lineal.

Como se aprecia en la Figura A 3.7 y la Figura A 3.19, los factores $2D/3D$ alcanzan valores de 4.5 y 4.0 para el caso elástico rígido e hiperbólico respectivamente, con elevaciones en las que se presenta una mayor intensidad de arqueo de 0.30H y 0.20H para ambas condiciones del material, lo cual ratifica las pequeñas diferencias que existen en la modelación de los esfuerzos verticales al variar las condiciones de linealidad del material. De igual forma se obtiene que los parámetros de mayor influencia en la generación del arqueo son el efecto combinado del talud del valle y la relación del ancho del río (ver Figura A 3.20 a Figura A 3.24).

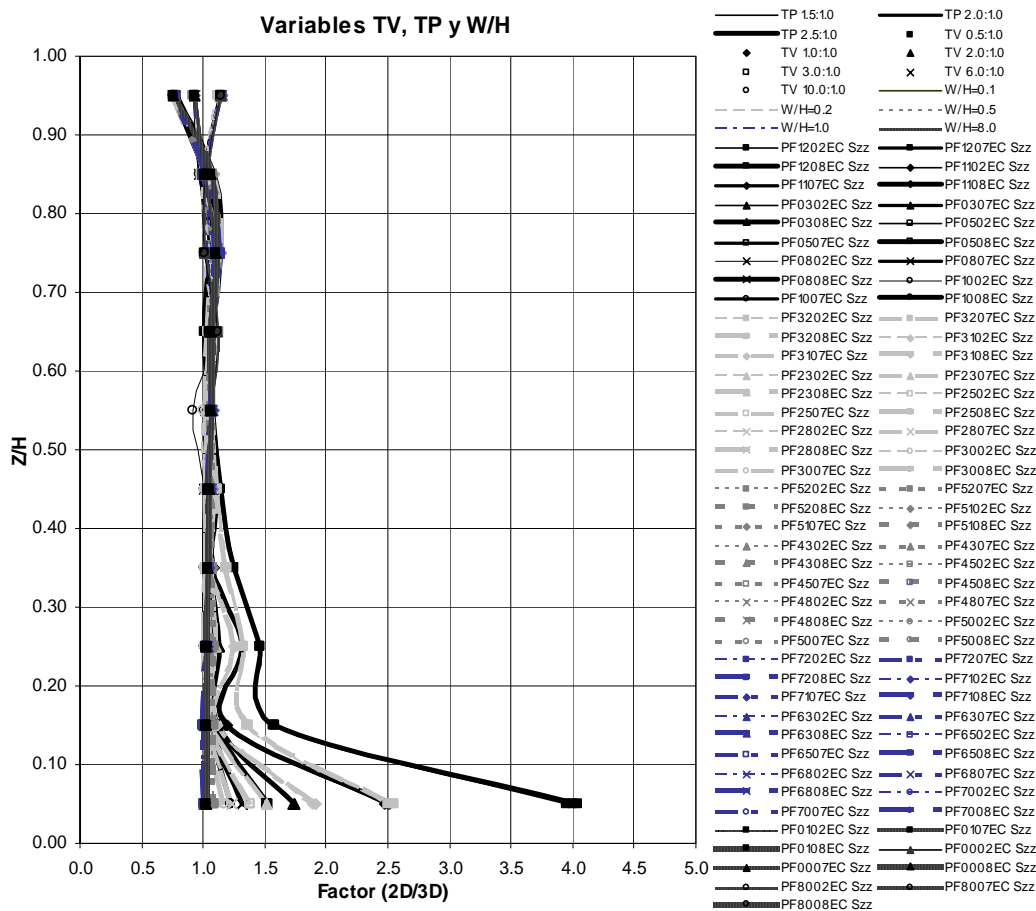


Figura A 3.19 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – Variables TV, TP y W/H

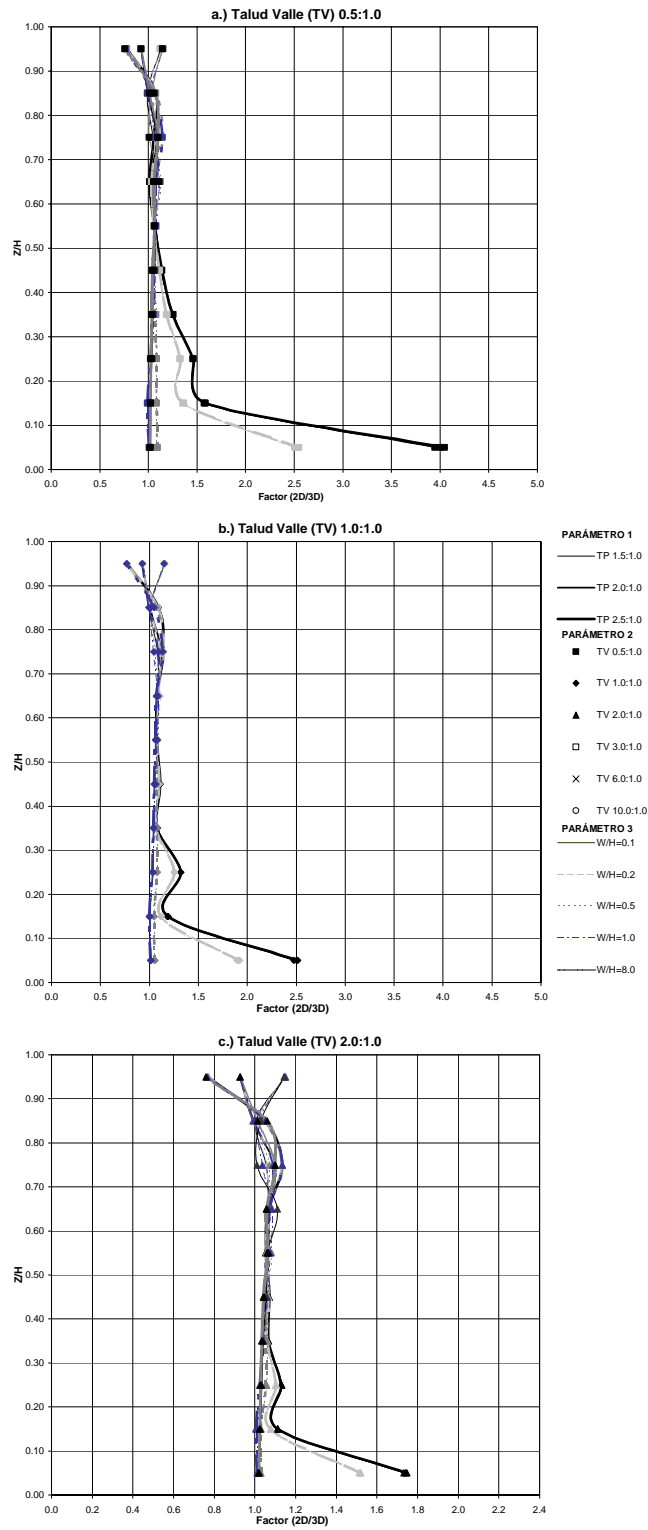


Figura A 3.20 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 0.5 a 2.0

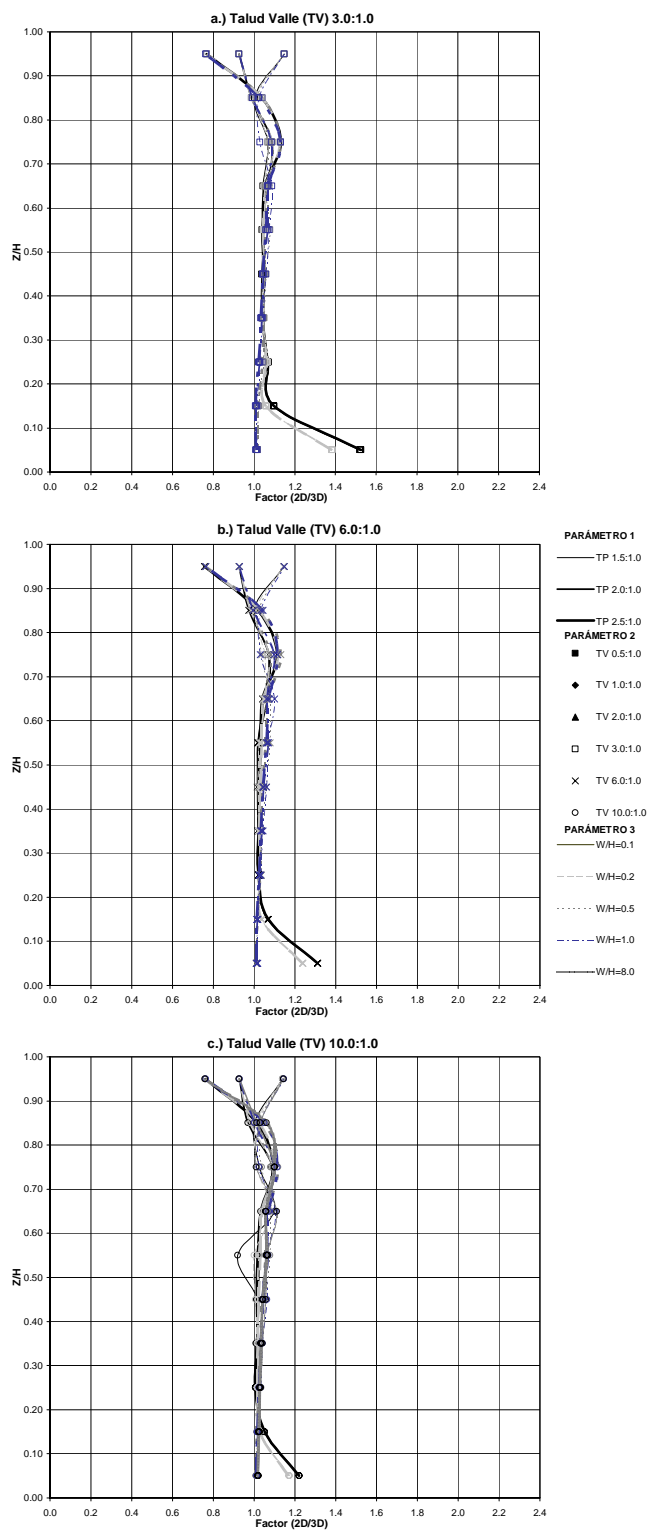


Figura A 3.21 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 3.0 a 10.0

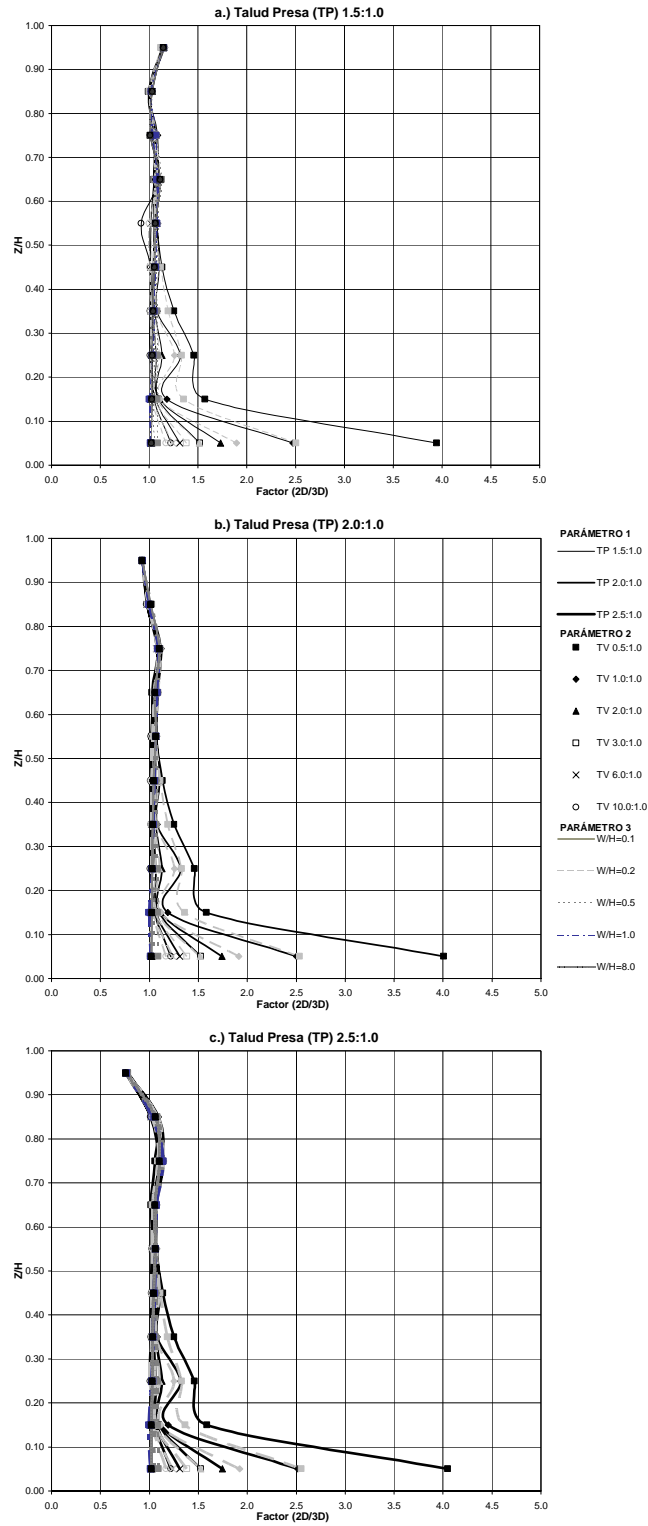


Figura A 3.22 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TP de 1.5 a 2.5

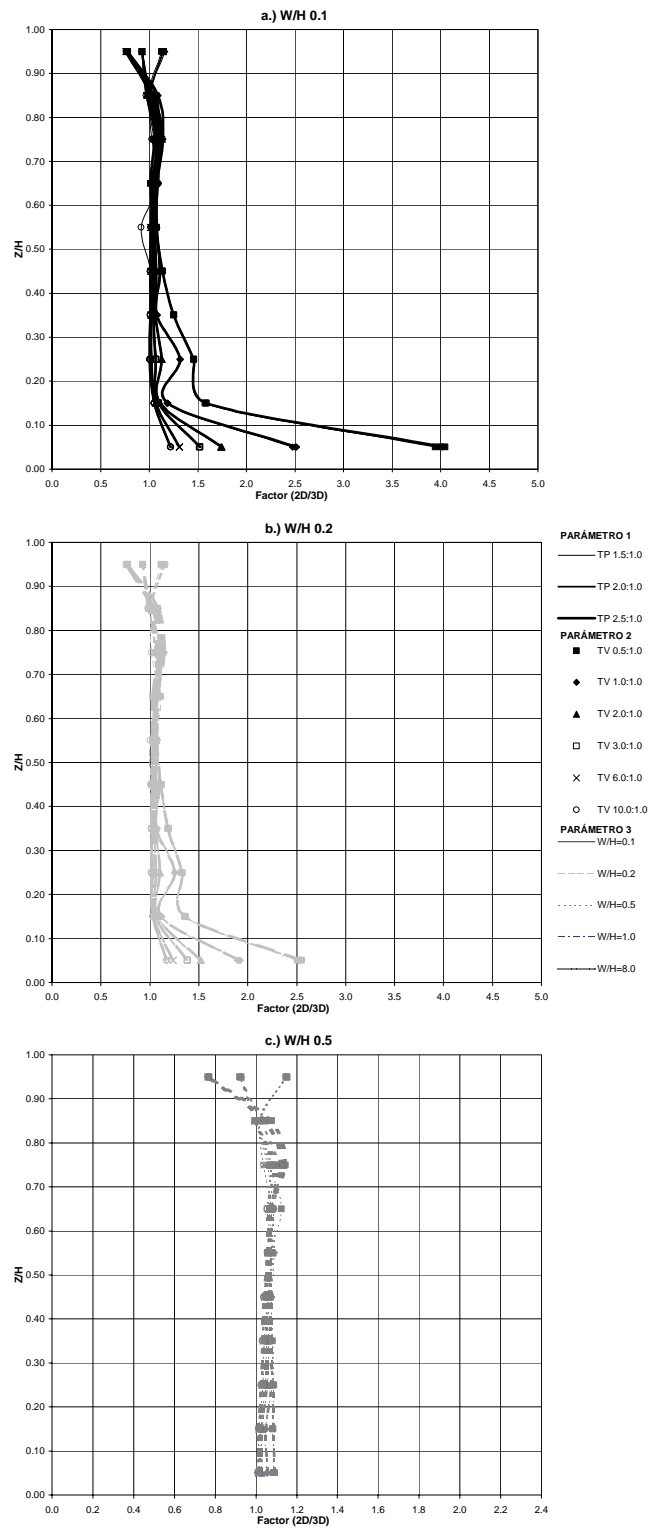


Figura A 3.23 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 0.1 a 0.5

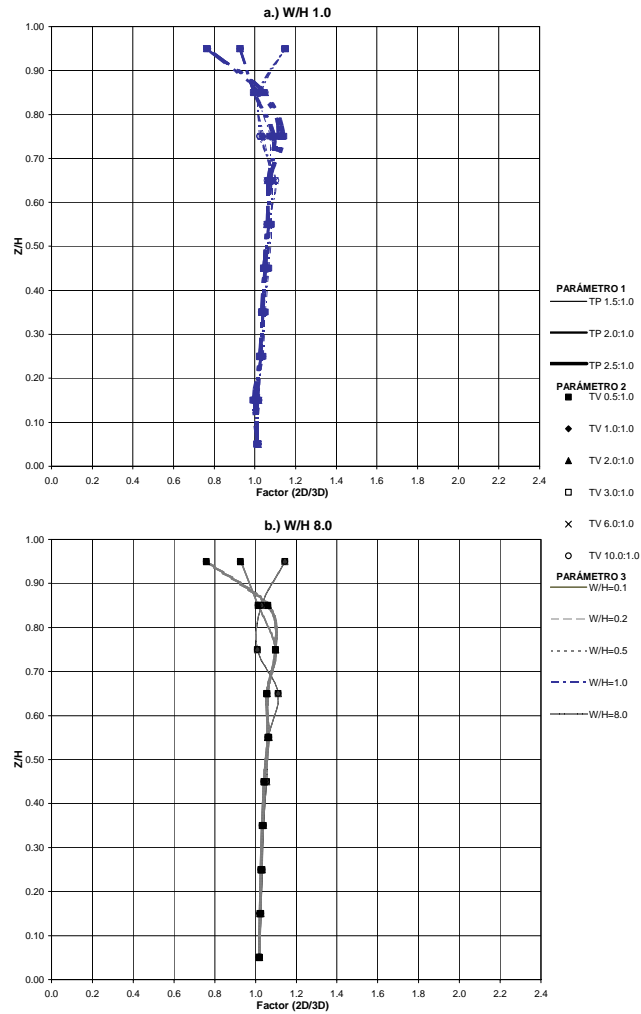


Figura A 3.24 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 1.0 a 8.0

A3.2.2 Factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río al final del proceso constructivo

A continuación se presenta el resultado del cálculo del factor $2D/3D$ para la segunda variable de campo de interés, el esfuerzo horizontal en dirección del río al final del proceso constructivo. La forma de obtener los esfuerzos y de generar las gráficas sigue el formato presentado al analizar los esfuerzos verticales en el numeral anterior, por tanto sólo se indicarán las gráficas correspondientes a cada condición de linealidad del material.

1. Análisis realizados con el modelo elástico rígido, ver Figura A 3.25 a Figura A 3.30
2. Análisis con el modelo elástico medio, ver Figura A 3.31 a Figura A 3.36.
3. Análisis realizados con el modelo no lineal elástico ver Figura A 3.37 a Figura A 3.42.

A3.2.2.1 Modelo elástico rígido

Para esta condición del material, se observa que el valor máximo del factor de arqueo ($2D/3D$) llega a ser de 4.5 para alturas cercanas a la base de la cortina hasta un valor de $0.25H$, de manera muy similar a lo obtenido para los esfuerzos verticales, y a medida que aumenta dicha elevación el factor tiende a un valor del orden de la unidad o un poco menores (ver Figura A 3.25). Por encima de $0.7H$ los efectos de las fronteras cercanas que representan la cresta y los taludes de la cortina a esas alturas, hacen que las diferencias en las trayectorias de esfuerzos ante condiciones estáticas entre los modelos bidimensionales y tridimensionales sean más notorias, por tanto no se tendrán en cuenta dentro de los análisis.

En la Figura A 3.26 y la Figura A 3.27 se varía el talud del valle TV , y se observa que para condiciones de alta inclinación del talud (TV de 0.5), se presentan fuertes efectos de arqueo (factores $2D/3D$ del orden de 4.5) en alturas muy cercanas a la base de la cortina, con una zona de alta intensidad para elevaciones menores que $0.25H$ disminuyendo apreciablemente el efecto para elevaciones mayores que $0.4H$ (ver Figura A 3.26 parte a.).

A medida que se tienden los taludes del valle se tiene una disminución del efecto de arqueo y a partir de taludes de tres, se tienen valores máximos del factor de 1.45, con una influencia importante para alturas menores que $0.20H$. Para taludes más tendidos y alturas mayores se considera despreciable el efecto de arqueo.

En la Figura A 3.28 se grafica la variación de la intensidad del arqueo respecto a los taludes de la presa (TP), y a pesar de que se aprecia cierto aumento del factor $2D/3D$ por el aumento de TP, se puede seguir considerando que esta variable no influye de forma apreciable en la intensidad del arqueo.

Por último se grafica en la Figura A 3.29 y la Figura A 3.30 la variación de la intensidad de arqueo respecto a la variación de la relación del ancho del río (W/H), observando que el arqueo resulta importante para valores de W/H de 0.1 y 0.2 para elevaciones cercanas a la base de la cortina, pero para anchos mayores, ya se presenta una disminución muy importante en la intensidad del arqueo.

De lo anterior entonces, al igual que para el caso de esfuerzos verticales, se puede resumir que las variables más importantes en la intensidad del arqueo son el efecto combinado del talud del valle y la relación del ancho del río.

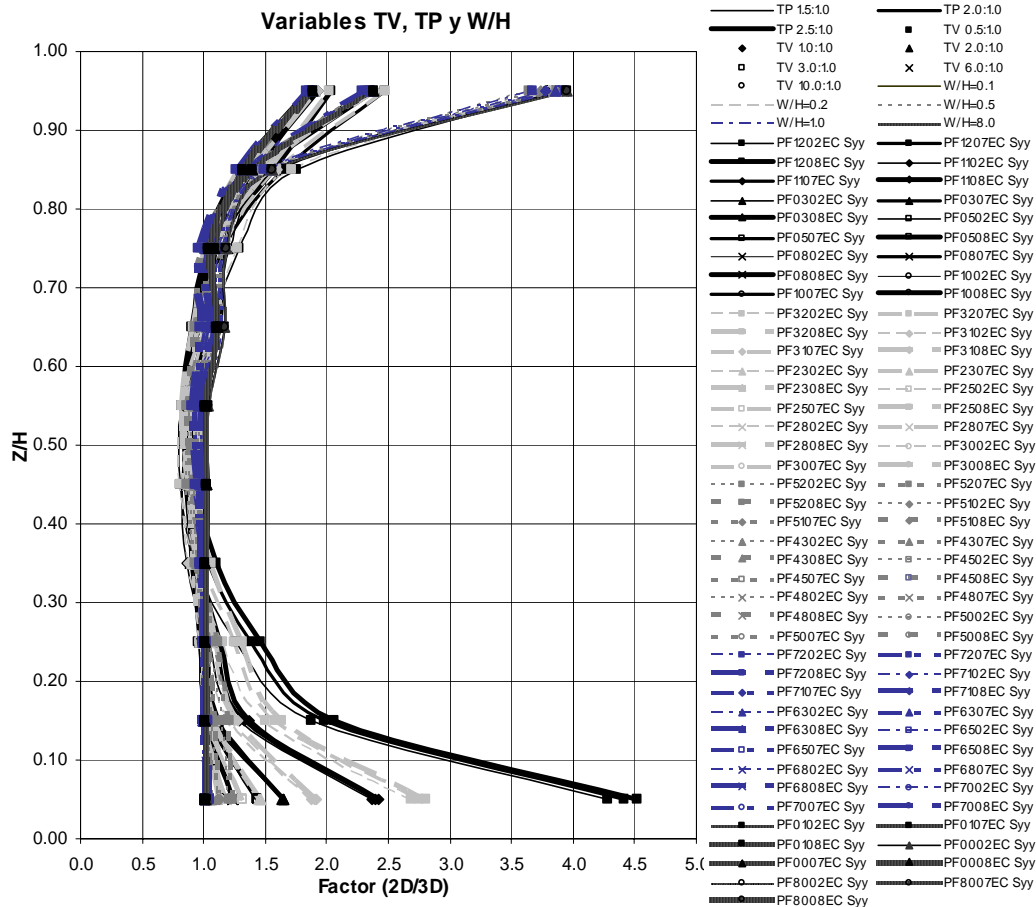


Figura A 3.25 Variación factor $2D/3D$ de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – Variables TV, TP y W/H

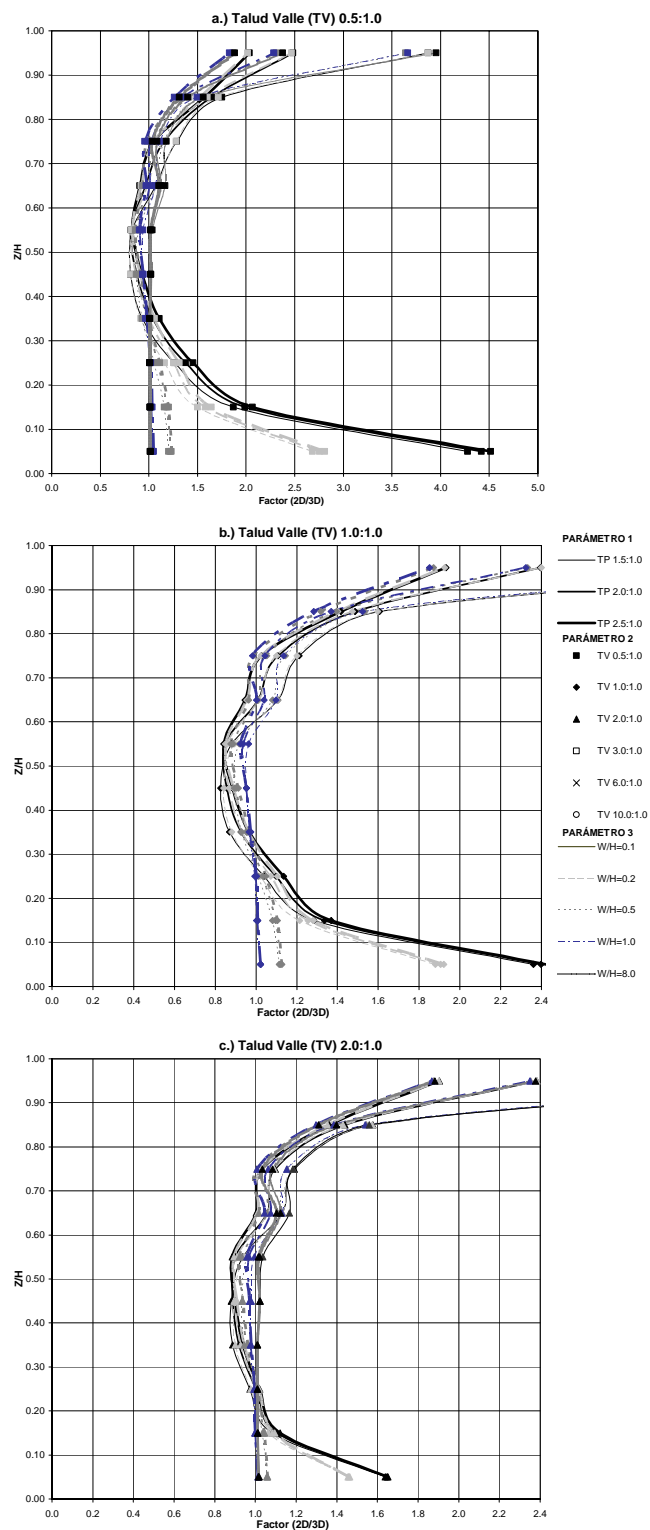


Figura A 3.26 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 0.5 a 2.0

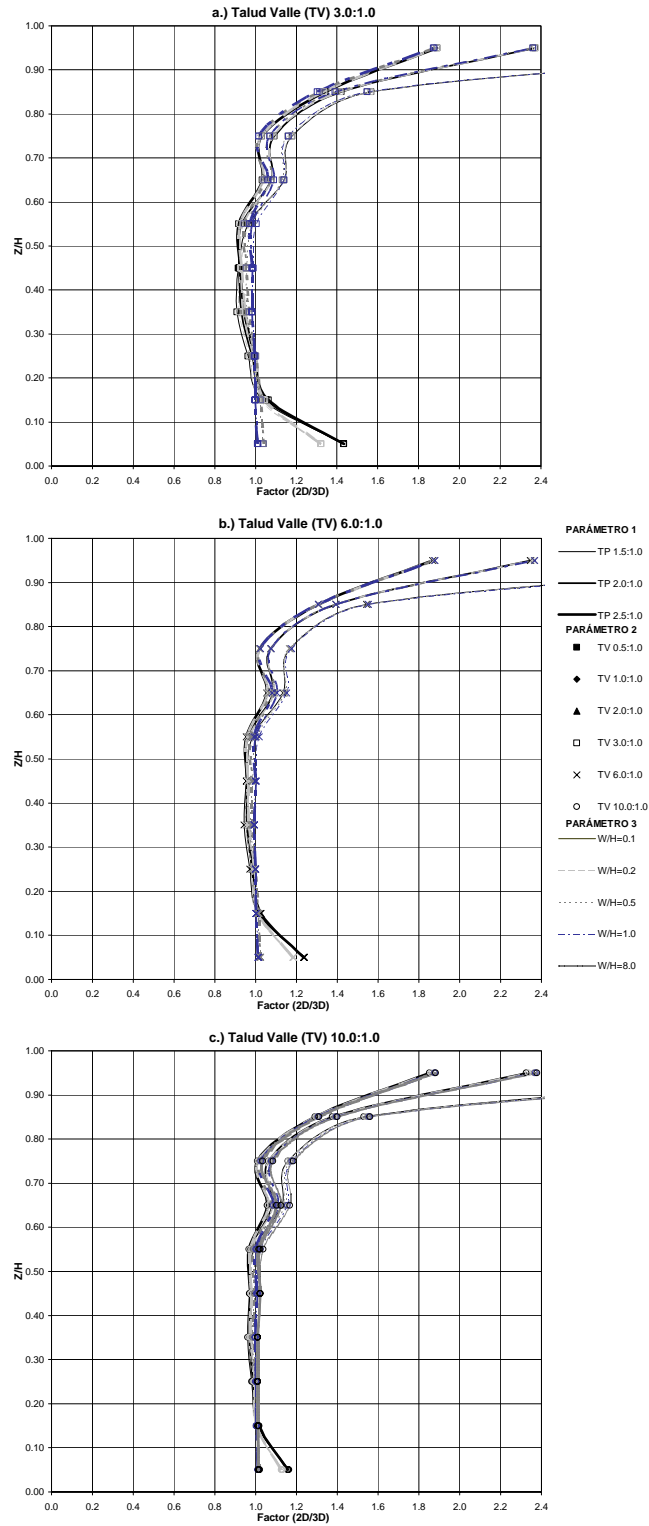


Figura A 3.27 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 3.0 a 10.0

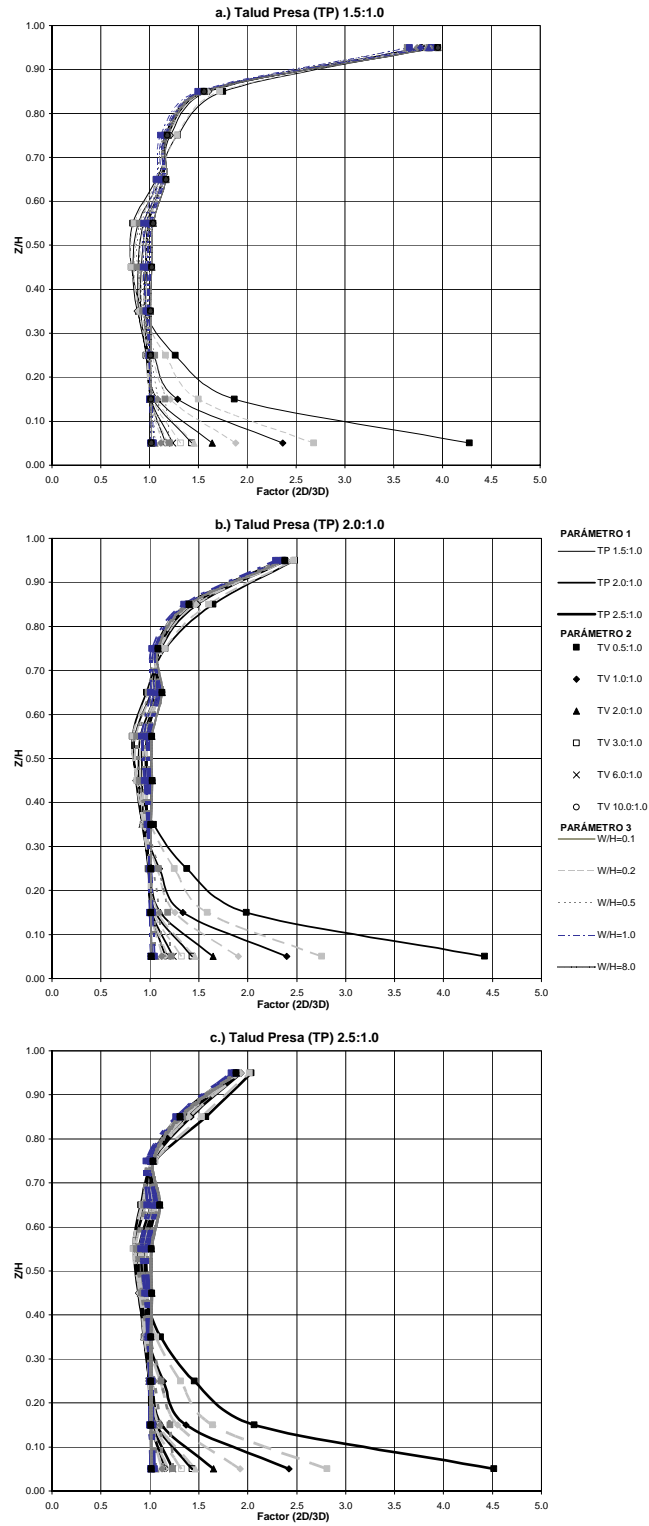


Figura A 3.28 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5

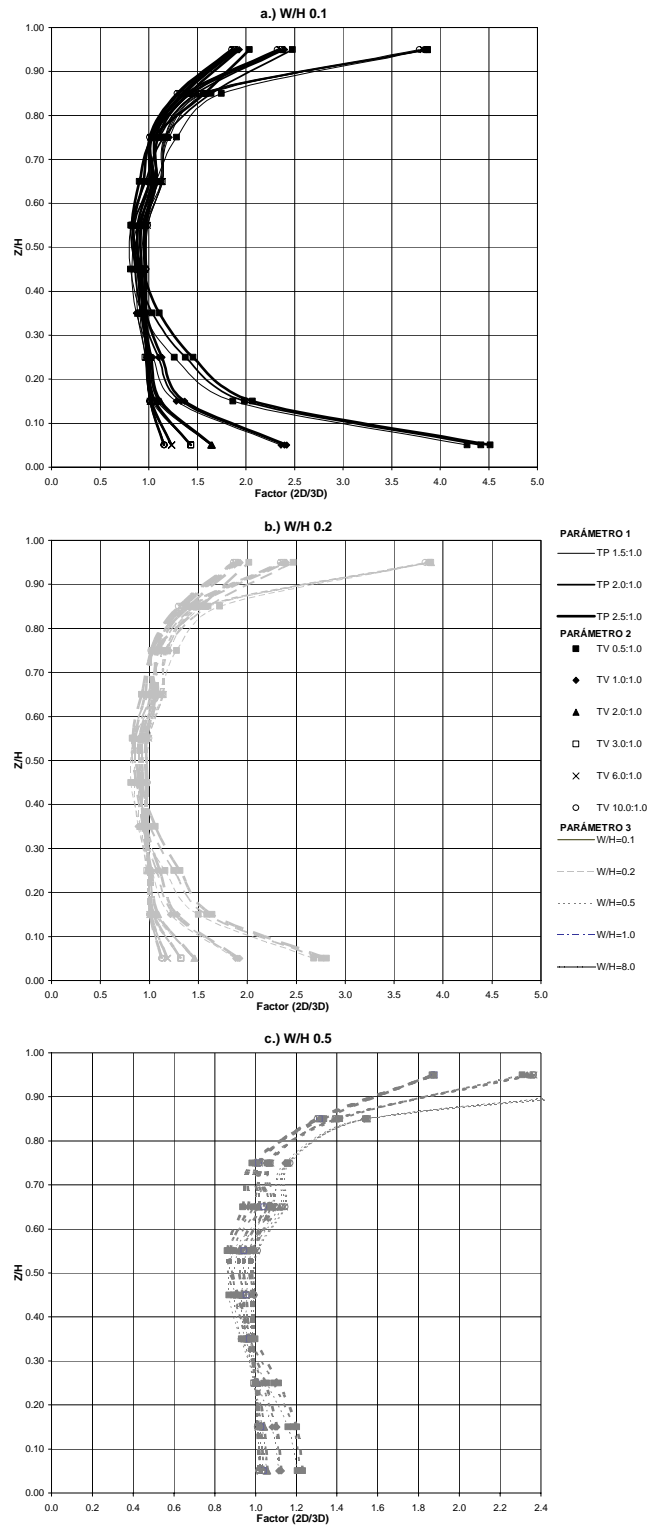


Figura A 3.29 Variación factor $2D/3D$ de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 0.1 a 0.5

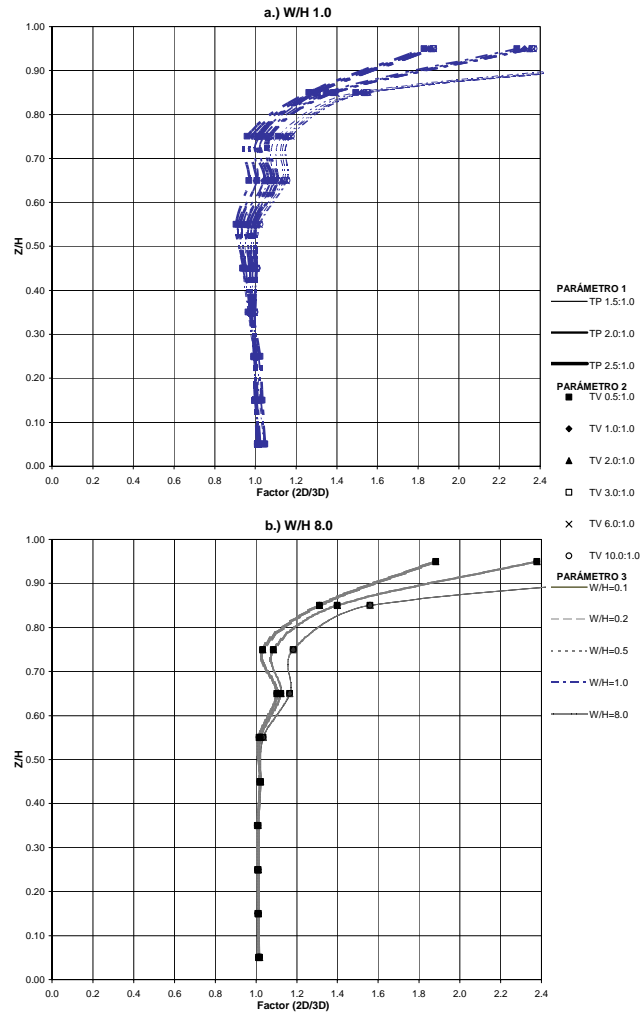


Figura A 3.30 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 1.0 a 8.0

A3.2.2.2 Modelo elástico medio

Básicamente, para esta condición del material se presentan resultados muy similares al caso del material elástico rígido, tanto en la magnitud de los factores $2D/3D$, como en la influencia de las variables paramétricas, dada la independencia del estado de esfuerzos respecto a la condición de rigidez del material. Por tanto, se conservan las conclusiones obtenidas para el caso del material elástico rígido, en las que se mencionan que las variables más importantes en la intensidad del arqueo son el talud del valle y la relación del ancho del río.

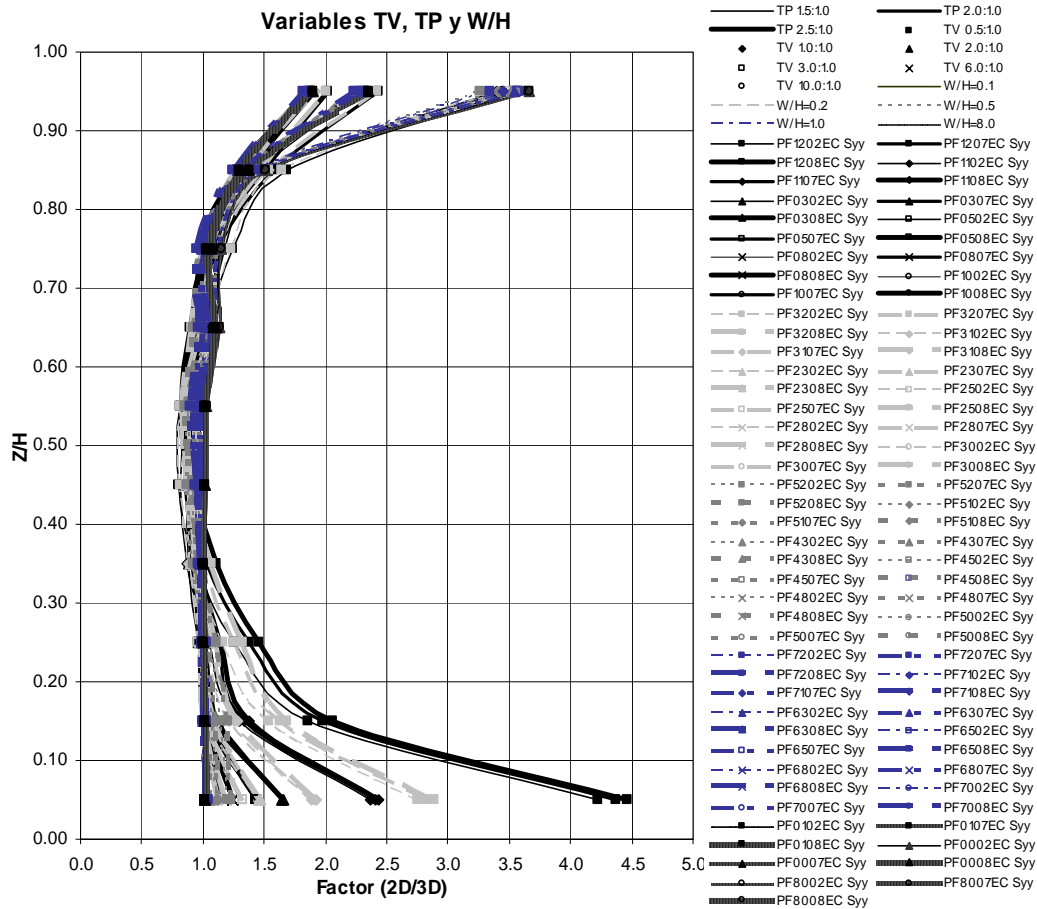


Figura A 3.31 Variación factor $2D/3D$ de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – Variables TV, TP y W/H

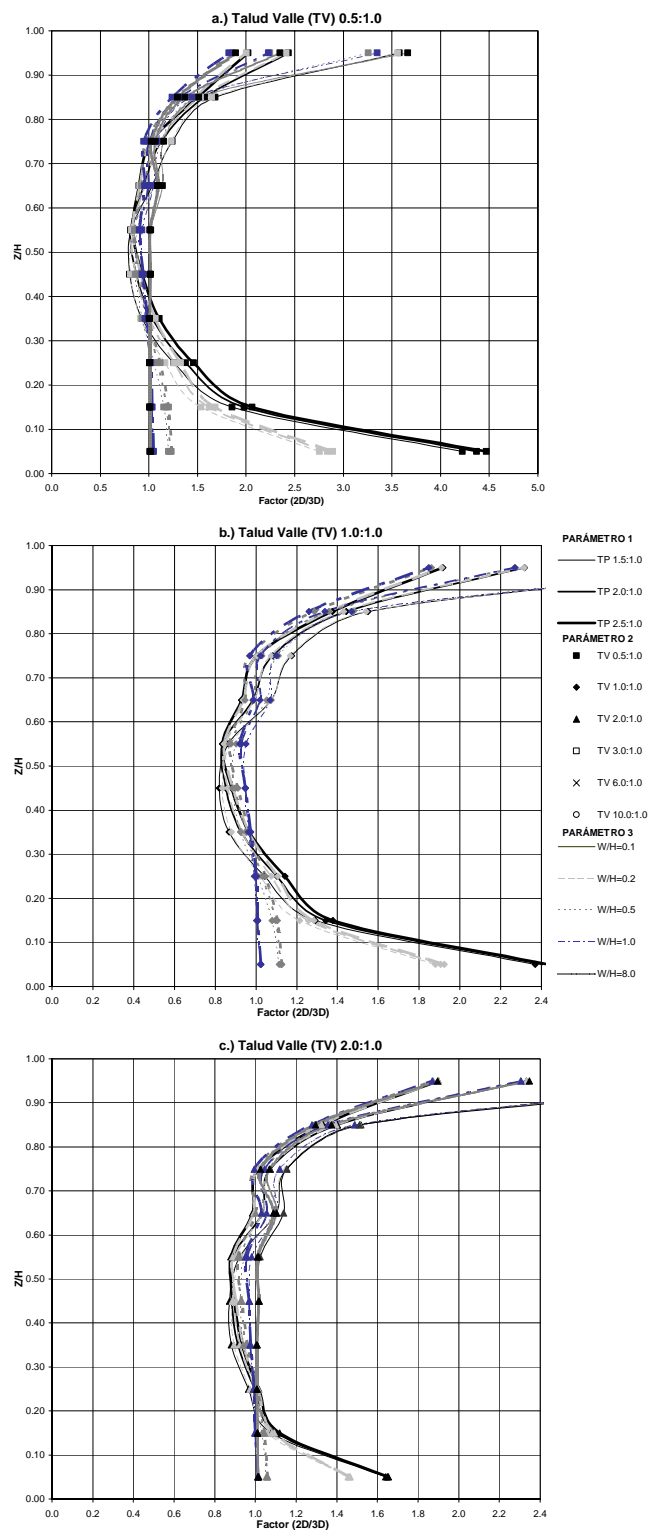


Figura A 3.32 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 0.5 a 2.0

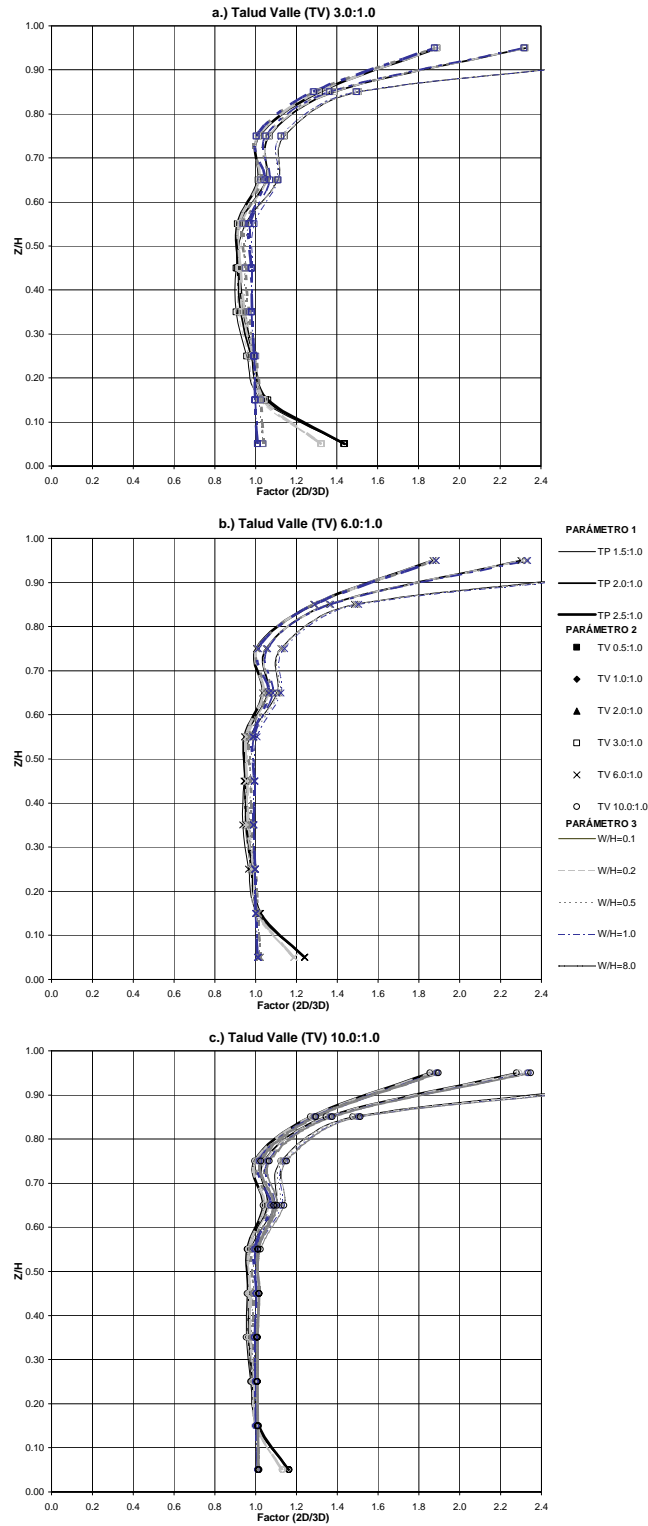


Figura A 3.33 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 3.0 a 10.0

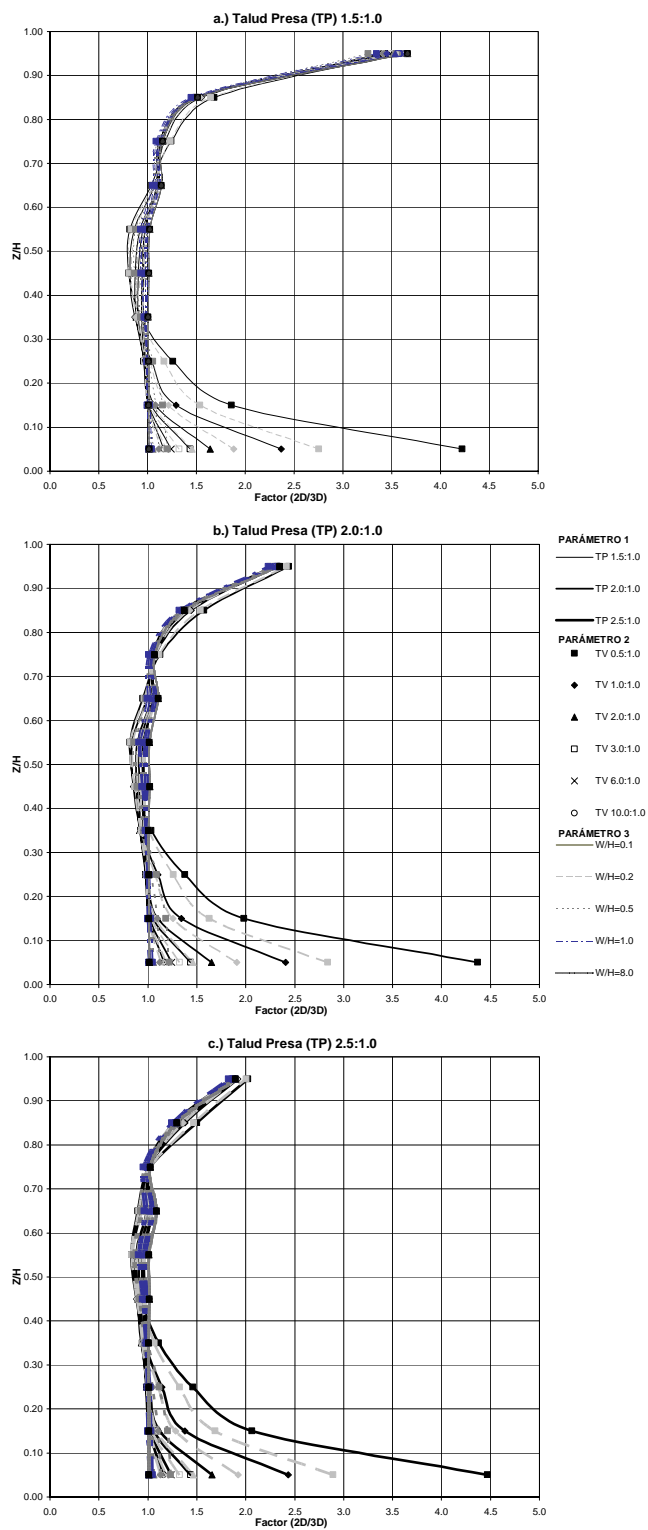


Figura A 3.34 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TP de 1.5 a 2.5

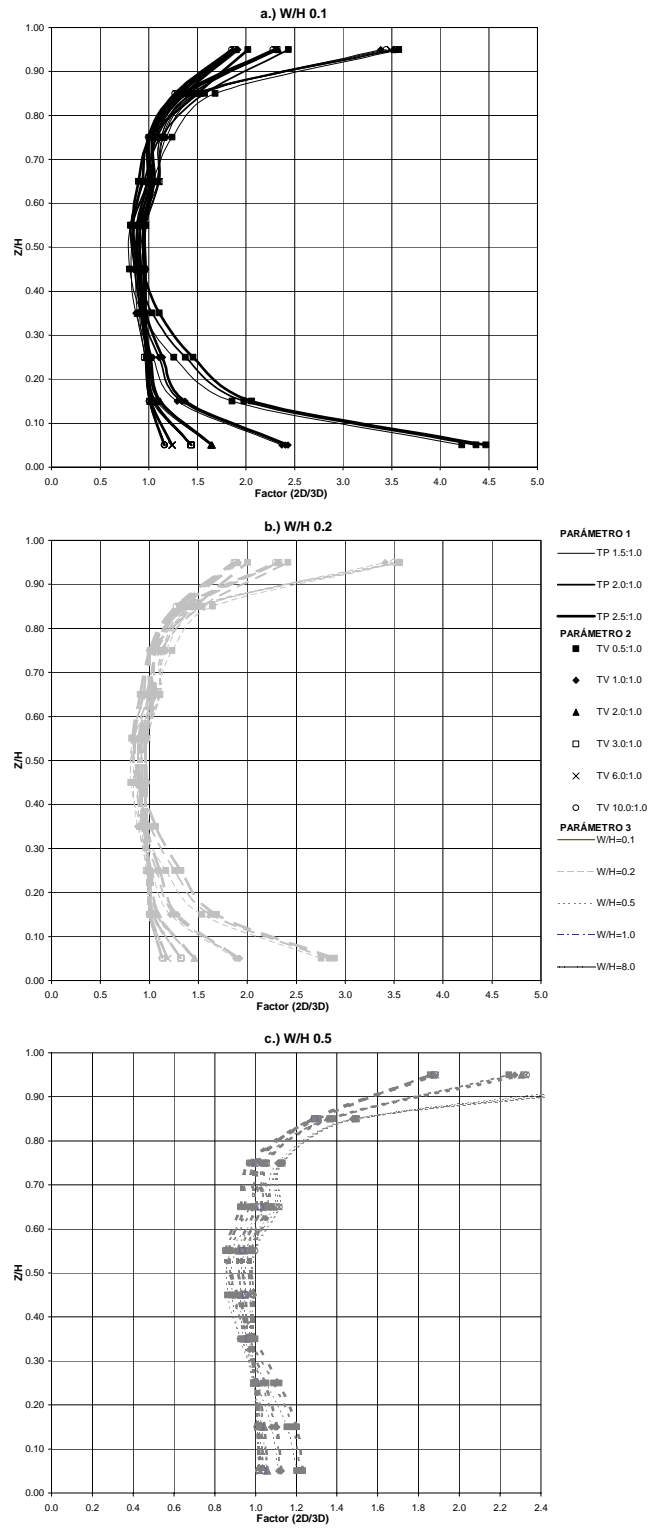


Figura A 3.35 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 0.1 a 0.5

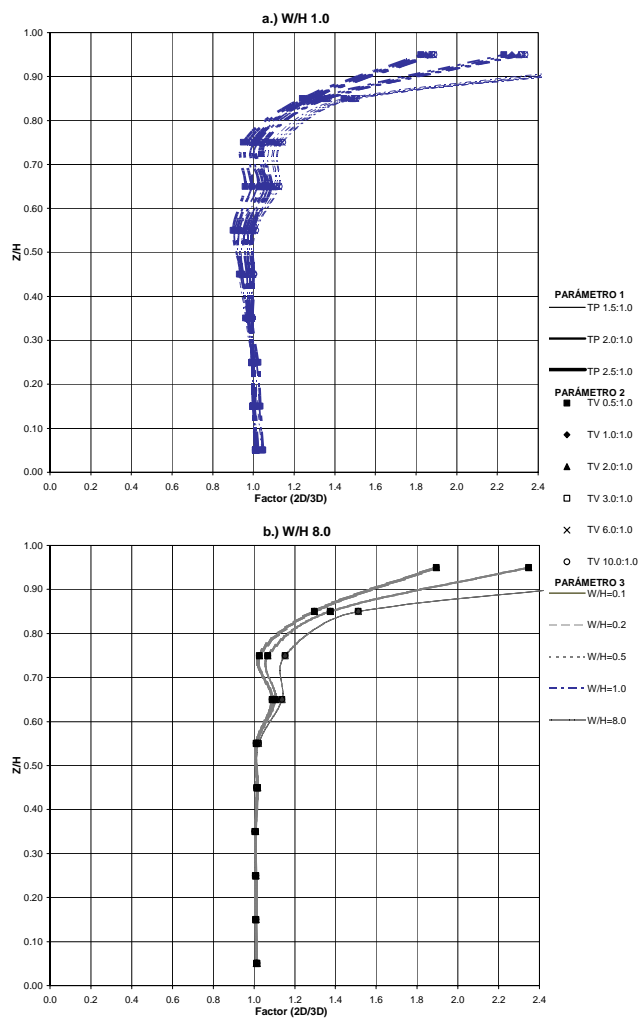


Figura A 3.36 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 1.0 a 8.0

A3.2.2.3 Modelo hiperbólico medio

Como se ha mencionado a lo largo del análisis del efecto de arqueo en los esfuerzos tanto verticales como horizontales en la dirección del río sobre la sección máxima, la variación del estado de esfuerzos en función de las condiciones de linealidad o no linealidad del material, es mínima. Como se aprecia en la Figura A 3.25 y la Figura A 3.37, los factores $2D/3D$ alcanzan valores de 4.5 y 4.3 para el caso elástico rígido e hiperbólico respectivamente, con alturas en las que se presenta una mayor intensidad de arqueo de $0.25H$ y $0.15H$ para ambas condiciones del material, lo cual ratifica las pequeñas diferencias que existen en la modelación de los esfuerzos horizontales en dirección del río al variar las condiciones de linealidad del material. De igual forma se obtiene que los parámetros de mayor influencia en la generación del arqueo son el efecto combinado del talud del valle y la relación del ancho del río (ver Figura A 3.38 a Figura A 3.42).

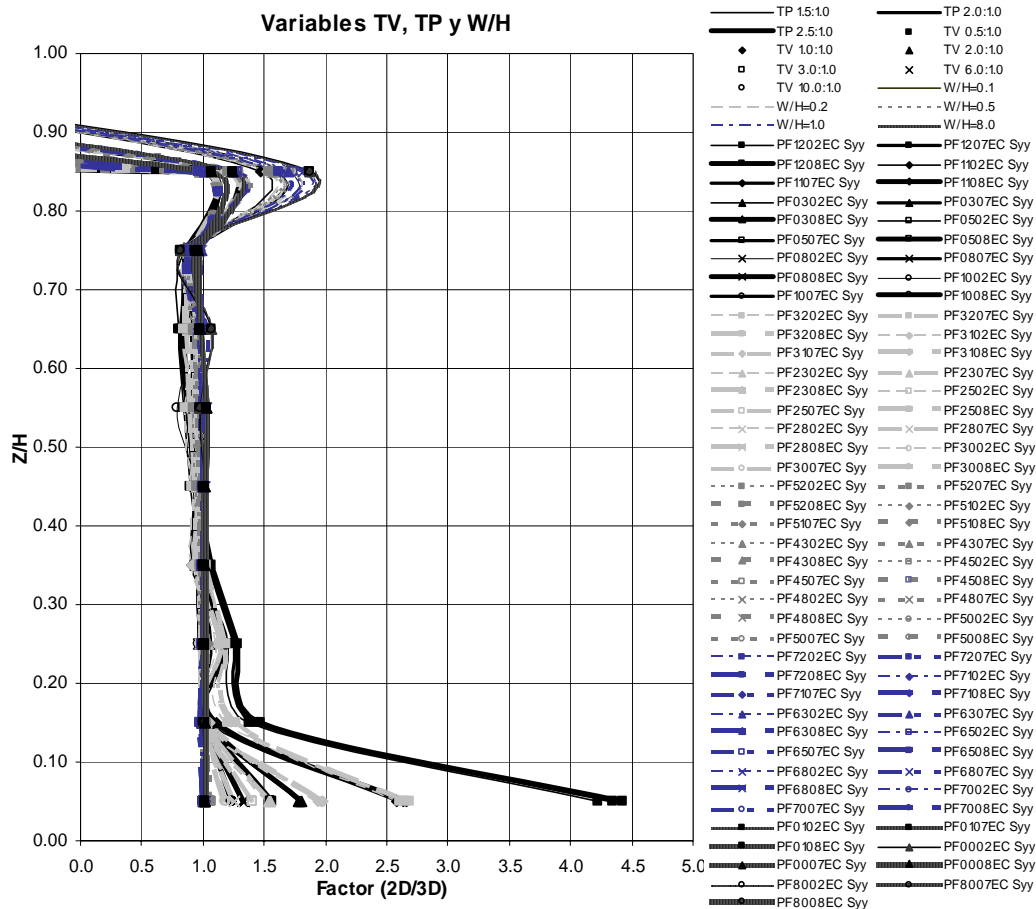


Figura A 3.37 Variación factor $2D/3D$ de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – Variables TV, TP y W/H

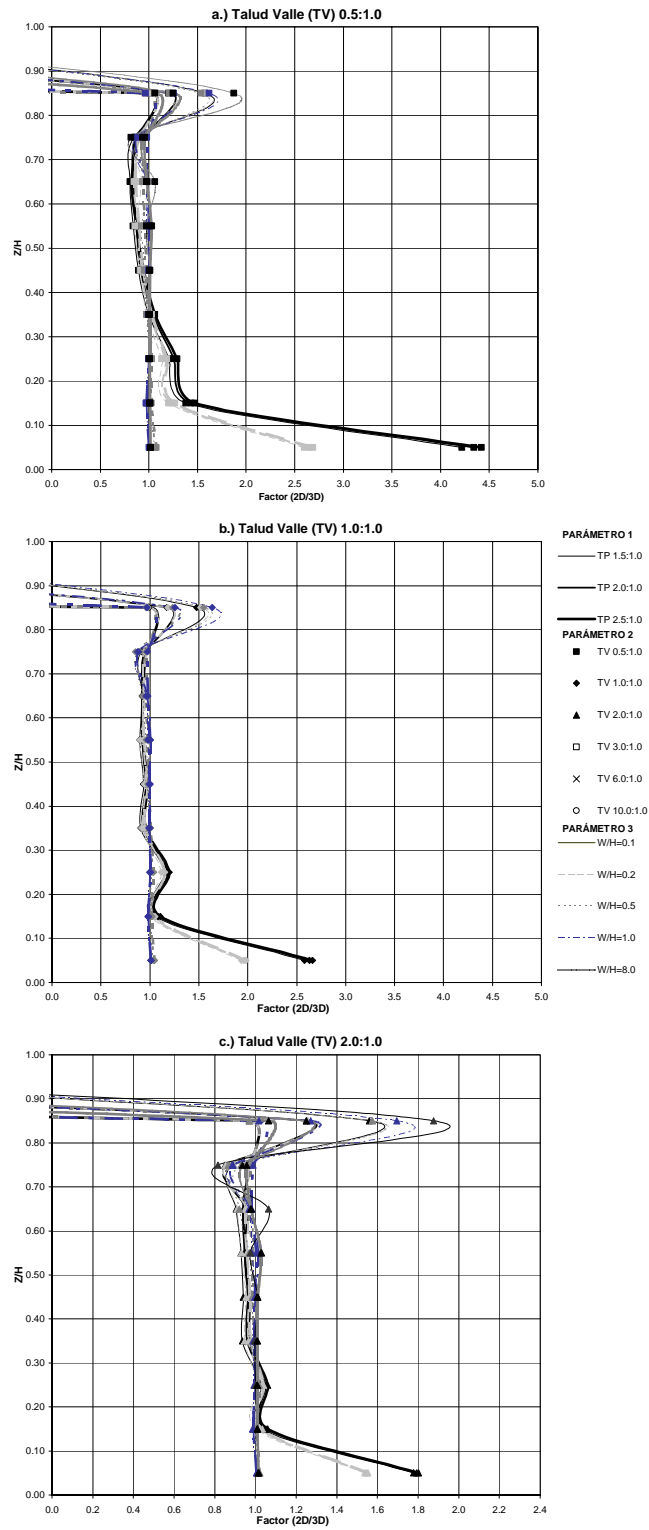


Figura A 3.38 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 0.5 a 2.0

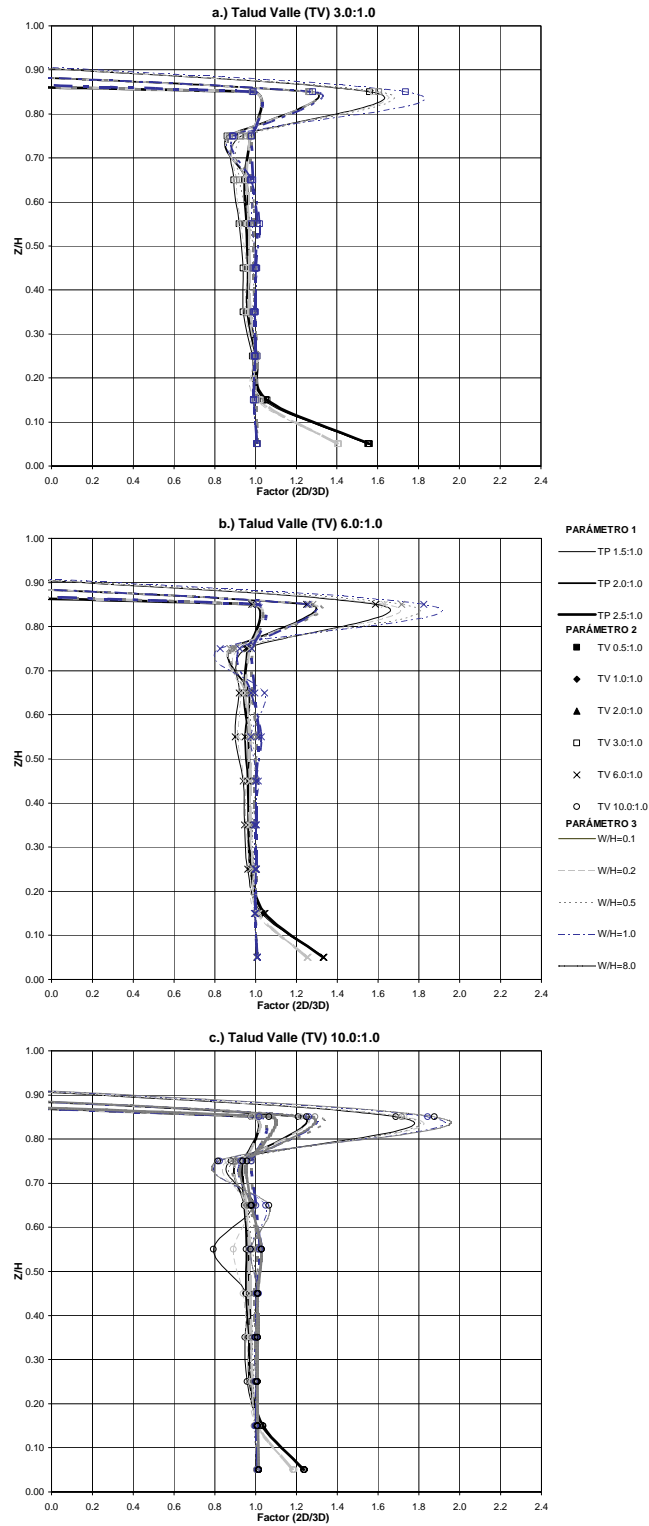


Figura A 3.39 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 3.0 a 10.0

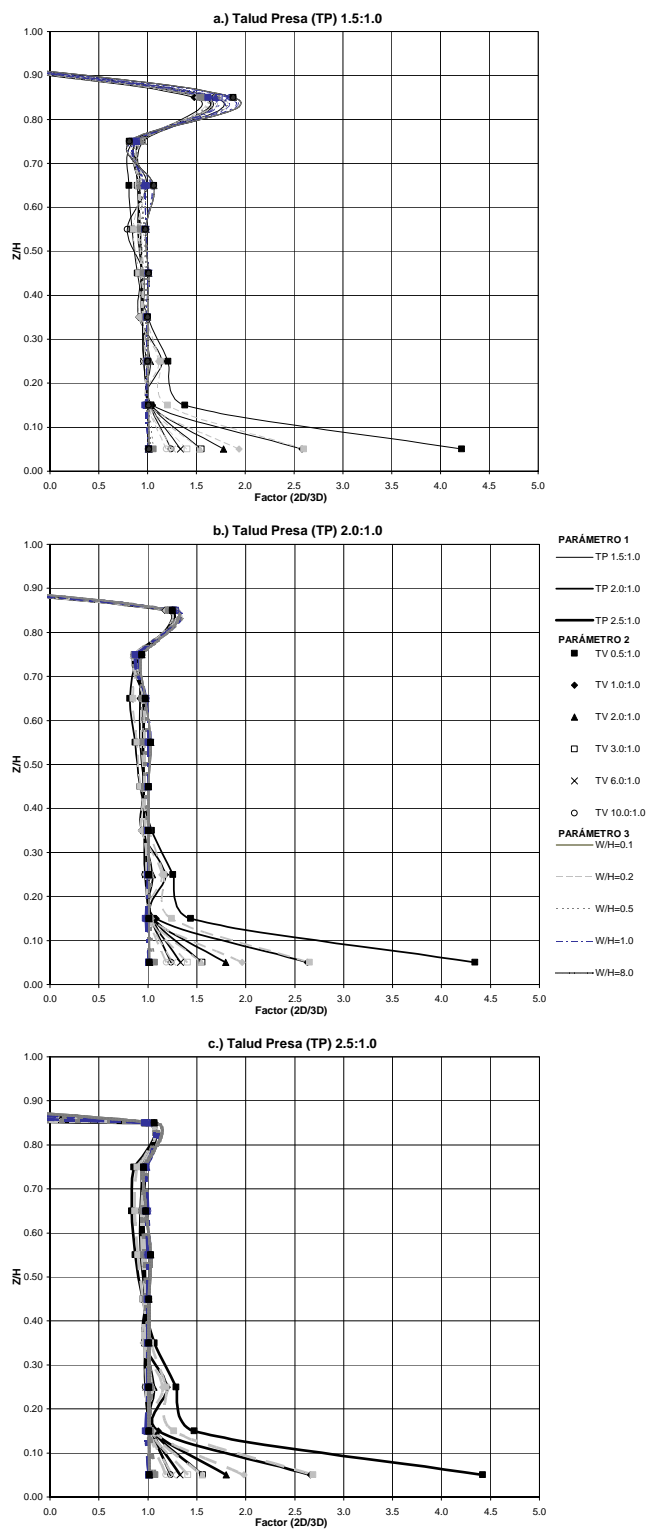


Figura A 3.40 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TP de 1.5 a 2.5

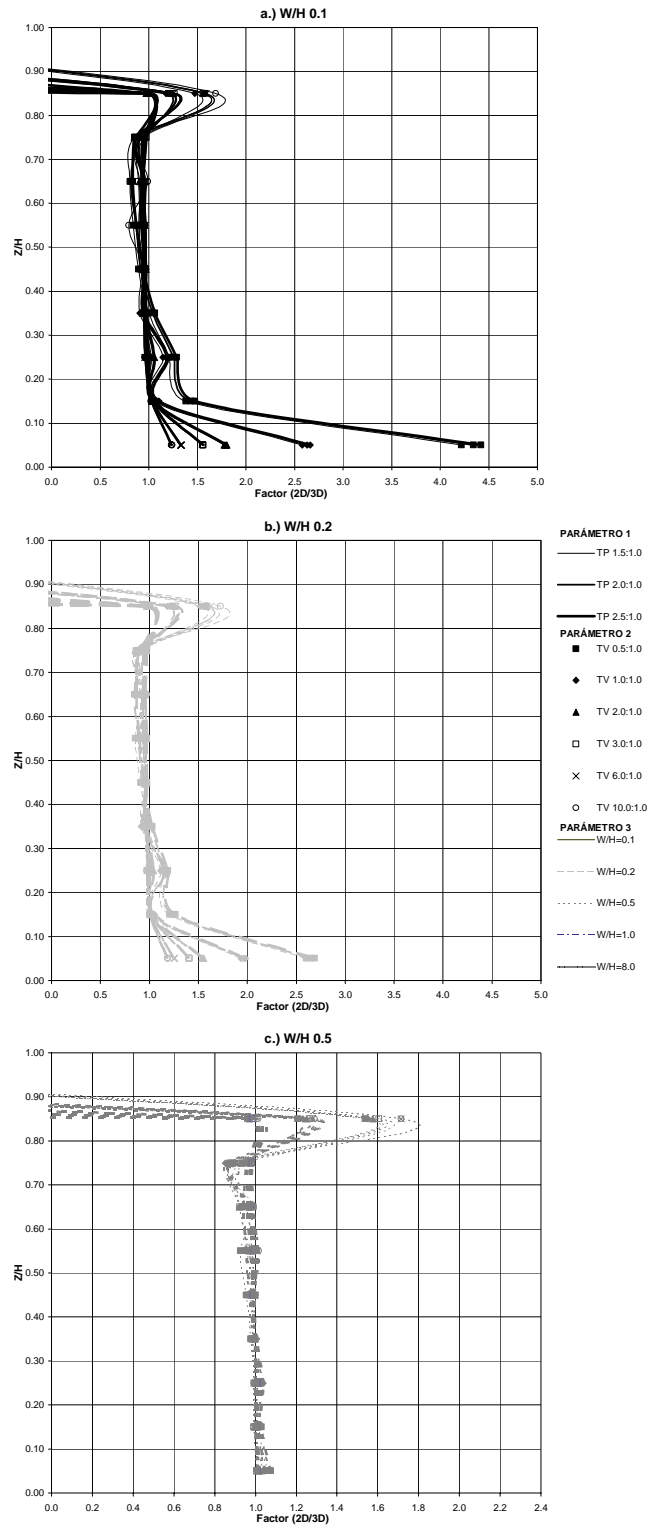


Figura A 3.41 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 0.1 a 0.5

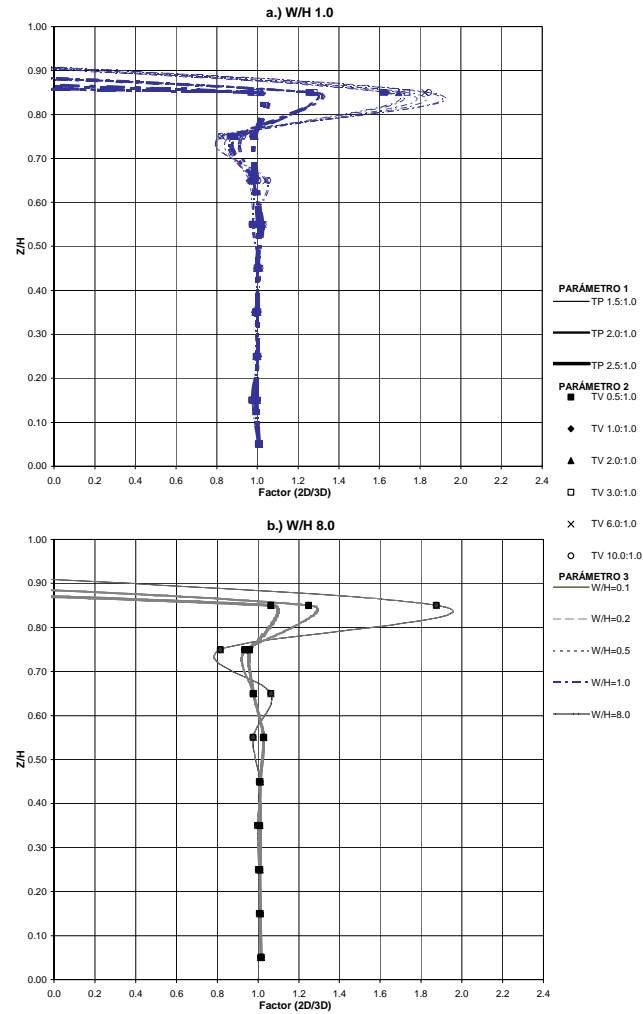


Figura A 3.42 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 1.0 a 8.0

A3.2.3 Factor 2D/3D de desplazamientos verticales al final del proceso constructivo

A continuación se presenta el resultado del cálculo del factor $2D/3D$ para la tercera variable de campo de interés, el desplazamiento vertical al final del proceso constructivo. La forma de obtener los desplazamientos varía un poco respecto al caso de los esfuerzos verticales, porque ahora se evalúan tales desplazamientos en los nodos o vértices de los elementos ubicados en la parte central de la sección, pero el proceso de generación de las gráficas sí sigue el formato presentado al analizar los esfuerzos verticales, por tanto sólo se indicarán las gráficas correspondientes a cada condición de linealidad del material.

1. Análisis realizados con el modelo elástico rígido, ver Figura A 3.43 a Figura A 3.48
2. Análisis con el modelo elástico medio, ver Figura A 3.49 a Figura A 3.54.
3. Análisis con el modelo no lineal elástico ver Figura A 3.55 a Figura A 3.60.

Normalmente sobre los desplazamientos no es común que se presenten evaluaciones del efecto de arqueado, pero dada la modelación realizada en la presente tesis, se dispone con resultados de desplazamientos nodales obtenidos en una simulación del proceso constructivo, tanto en análisis bidimensionales en estado plano de deformaciones y tridimensionales, lo cual según Clough y Woodward (1967) es lo más adecuado para modelar las trayectorias de deformación de las condiciones reales de construcción de un terraplén.

En las gráficas que agrupan los resultados para las tres condiciones de linealidad del material, Figura A 3.43, Figura A 3.49 y Figura A 3.55, se observa que las curvas de desplazamientos varían en su forma respecto a las de esfuerzos, ya que en la base de la sección en contacto con el valle de cimentación, se definió una condición de empotramiento completo, por tanto en los análisis bidimensionales como tridimensionales los desplazamientos en la base son nulos, y por convención se estableció que el factor $2D/3D$ fuera igual a la unidad, para evitar errores numéricos en su cálculo. A alturas mayores se procede de manera normal para calcular el factor de arqueado.

A3.2.3.1 Modelo elástico rígido

Para esta condición del material, se observa que el valor máximo del factor de arqueo ($2D/3D$) llega a ser de 4.5, y con una zona de alta intensidad de arqueo para elevaciones entre 0.05H y 0.30H, la cual disminuye en promedio a un valor máximo del factor de 2.2 para alturas entre 0.30H y 0.70H, y se mantiene más o menos constante para alturas mayores, mostrando incluso a esas alturas cierta intensidad de arqueo (ver Figura A 3.43).

En la Figura A 3.44 y Figura A 3.45 se varía el talud del valle TV según los rangos definidos para este parámetro (ver Tabla A 3.1), y se observa que para condiciones de alta inclinación del talud (TV de 0.5), se presentan fuertes efectos de arqueo (factores $2D/3D$ hasta de 4.5) en elevaciones entre 0.05H y 0.30H, disminuyendo el efecto para alturas mayores que 0.7H (ver Figura A 3.44 parte a.).

A medida que se tienden los taludes del valle se tiene una disminución del efecto de arqueo y a partir de taludes de 3, se tienen valores máximos del factor de 1.35, con una influencia importante para un rango de elevaciones más estrecho entre 0.05H y 0.20H siendo un efecto de menor intensidad para taludes más tendidos y alturas mayores.

En la Figura A 3.46 se grafica la variación de la intensidad del arqueo respecto a los taludes de la presa (TP), y como ya se ha mencionado anteriormente en las otras dos variables de campo, no se observan variaciones del factor $2D/3D$ por el aumento de TP , por lo cual se puede considerar que esta variable no influye en la intensidad del arqueo.

Por último se grafica en la Figura A 3.47 y la Figura A 3.48 la variación de la intensidad de arqueo respecto a la variación de la relación del ancho del río (W/H), y como se ha observado en las demás variables de campo analizadas, el arqueo resulta importante para valores de W/H de 0.1 y 0.2 para alturas cercanas a la base de la cortina, pero para anchos mayores ya se presenta una disminución muy importante en la intensidad del arqueo.

Se puede resumir entonces, que las variables más importantes en la intensidad del arqueo son el efecto combinado del talud del valle y la relación del ancho del río.

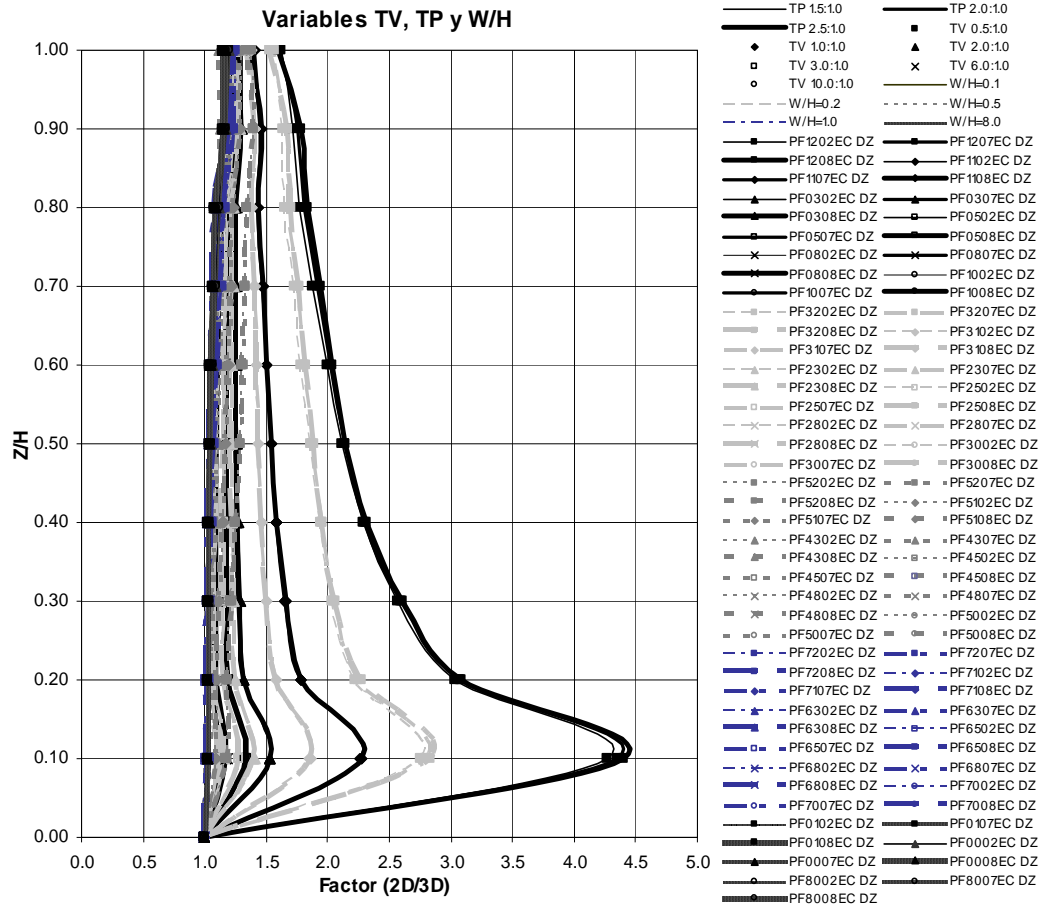


Figura A 3.43 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – Variables TV, TP y W/H

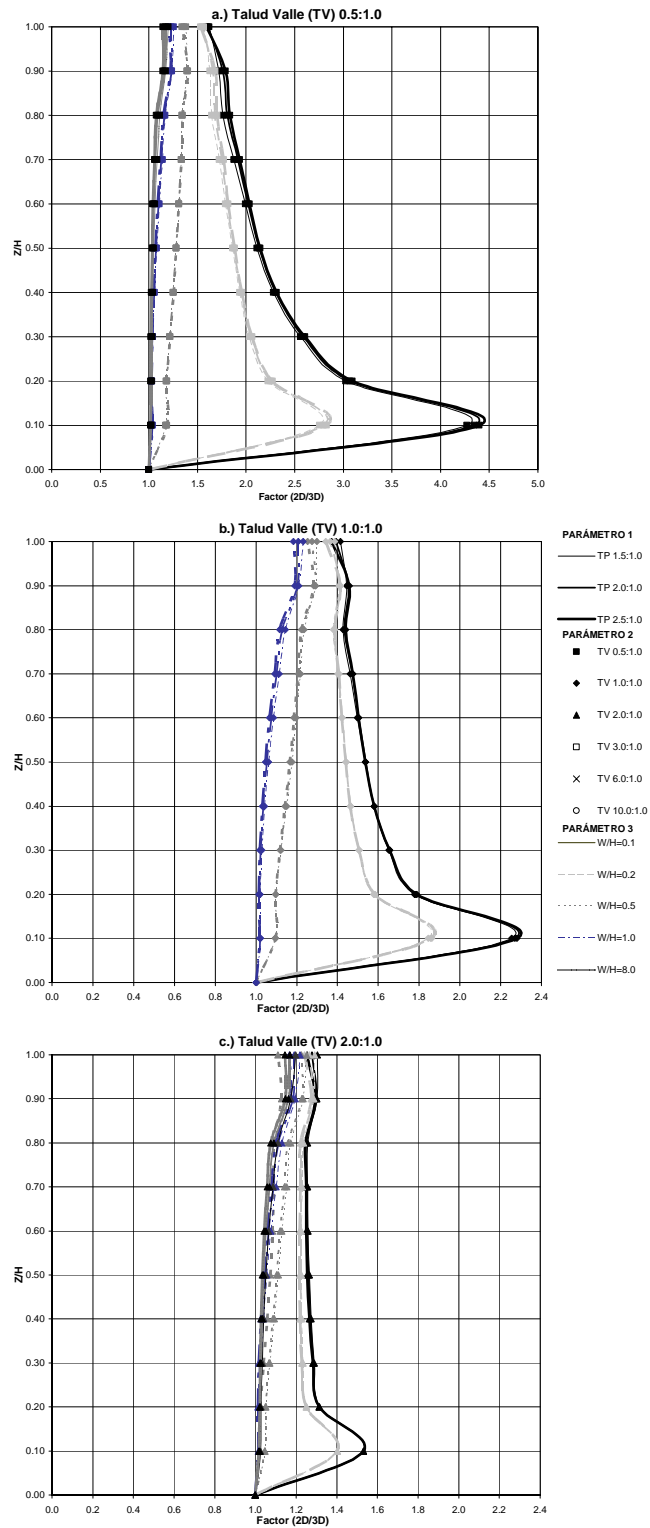


Figura A 3.44 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 0.5 a 2.0

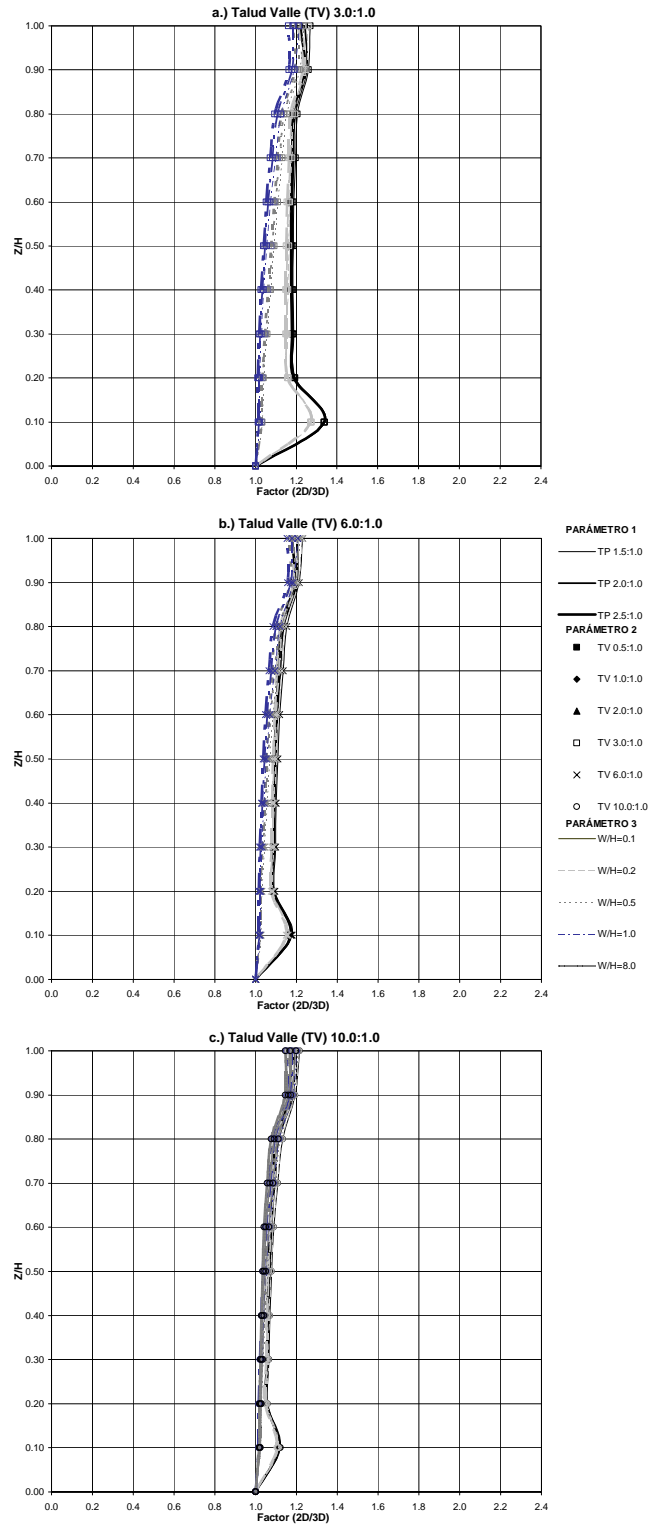


Figura A 3.45 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 3.0 a 10.0

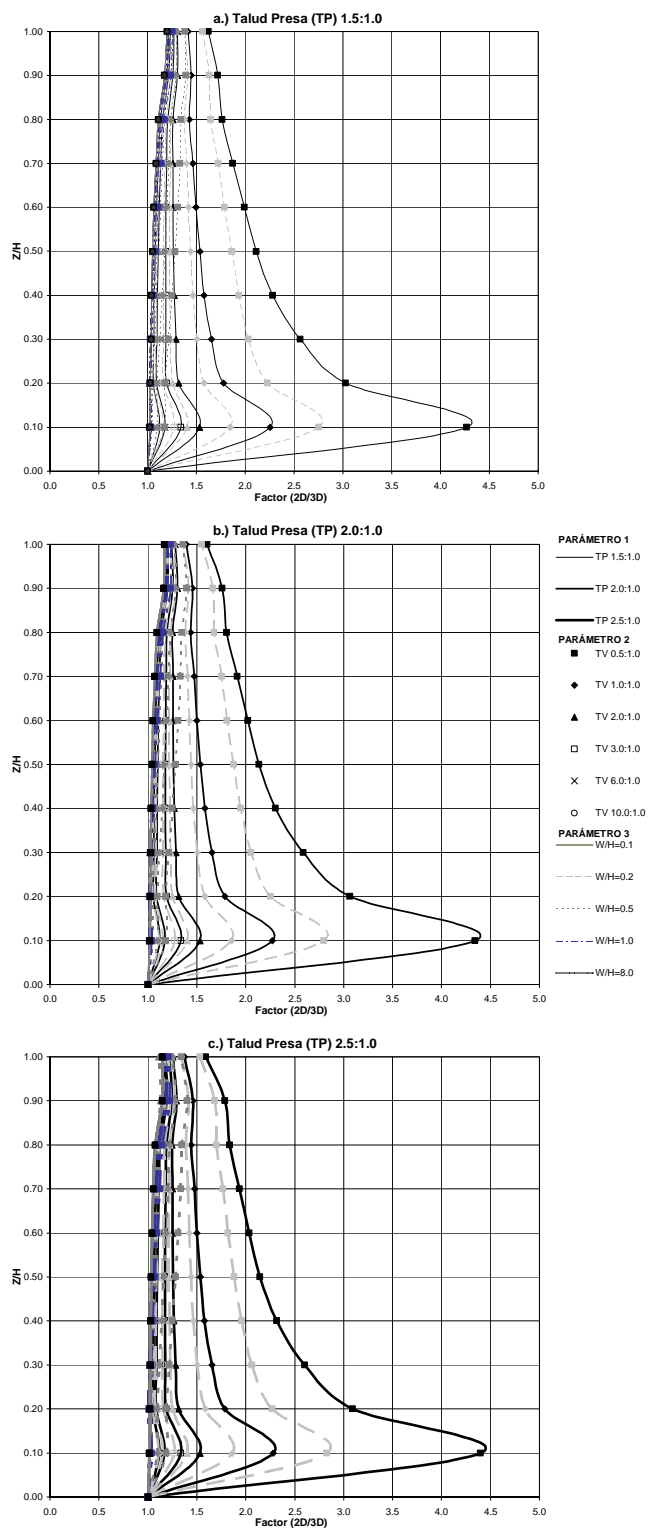


Figura A 3.46 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5

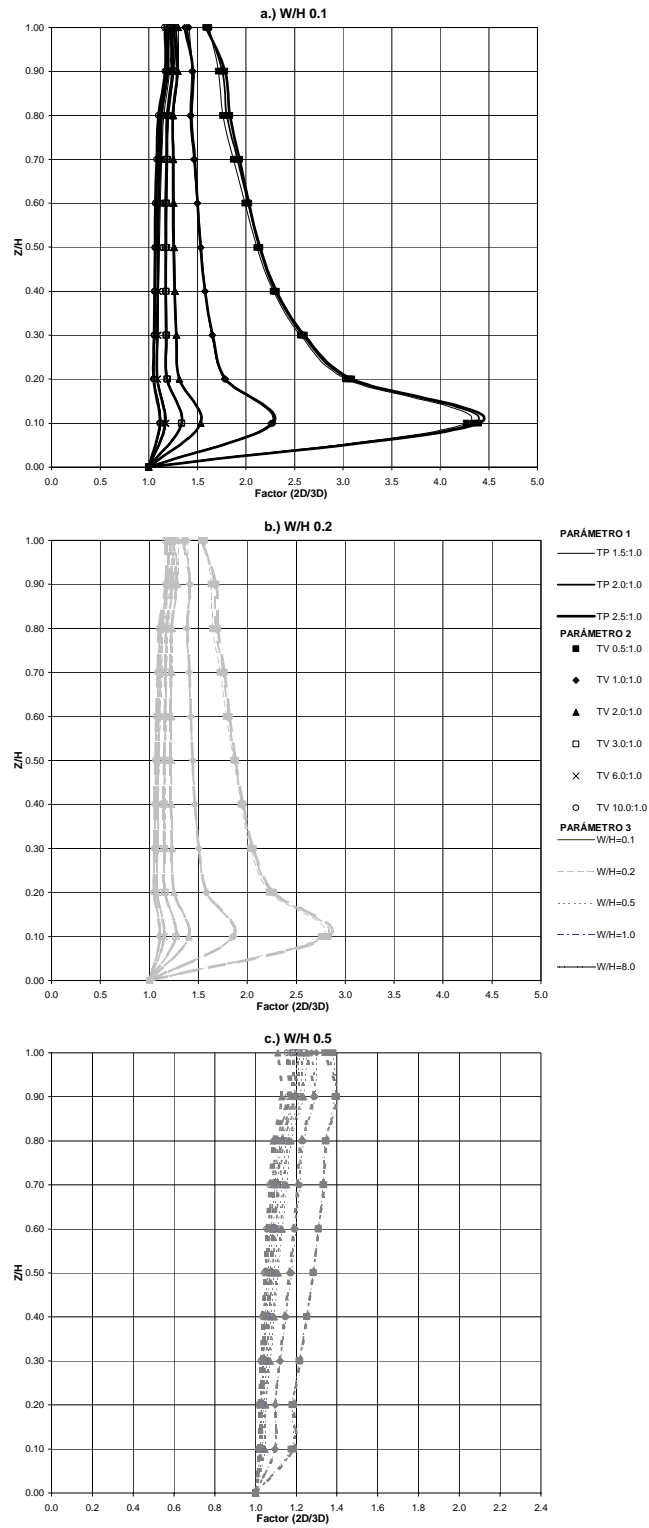


Figura A 3.47 Variación factor $2D/3D$ de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 0.1 a 0.5

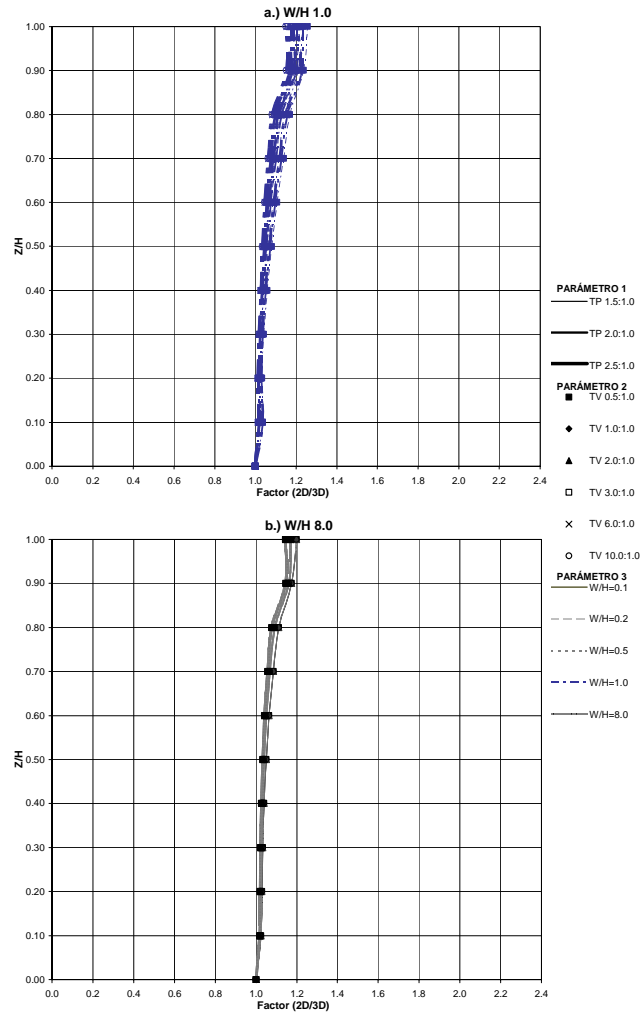


Figura A 3.48 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 1.0 a 8.0

A3.2.3.2 Modelo elástico medio

Básicamente, para esta condición del material se presentan resultados muy similares al caso del material elástico rígido, tanto en la magnitud de los factores $2D/3D$, como en la influencia de las variables paramétricas, definida por una independencia de la relación de asentamientos respecto a la condición de rigidez del material. Por tanto, se conservan las conclusiones obtenidas para el caso del material elástico rígido, en las que se mencionan que las variables más importantes en la intensidad del arqueo son el talud del valle y la relación del ancho del río.

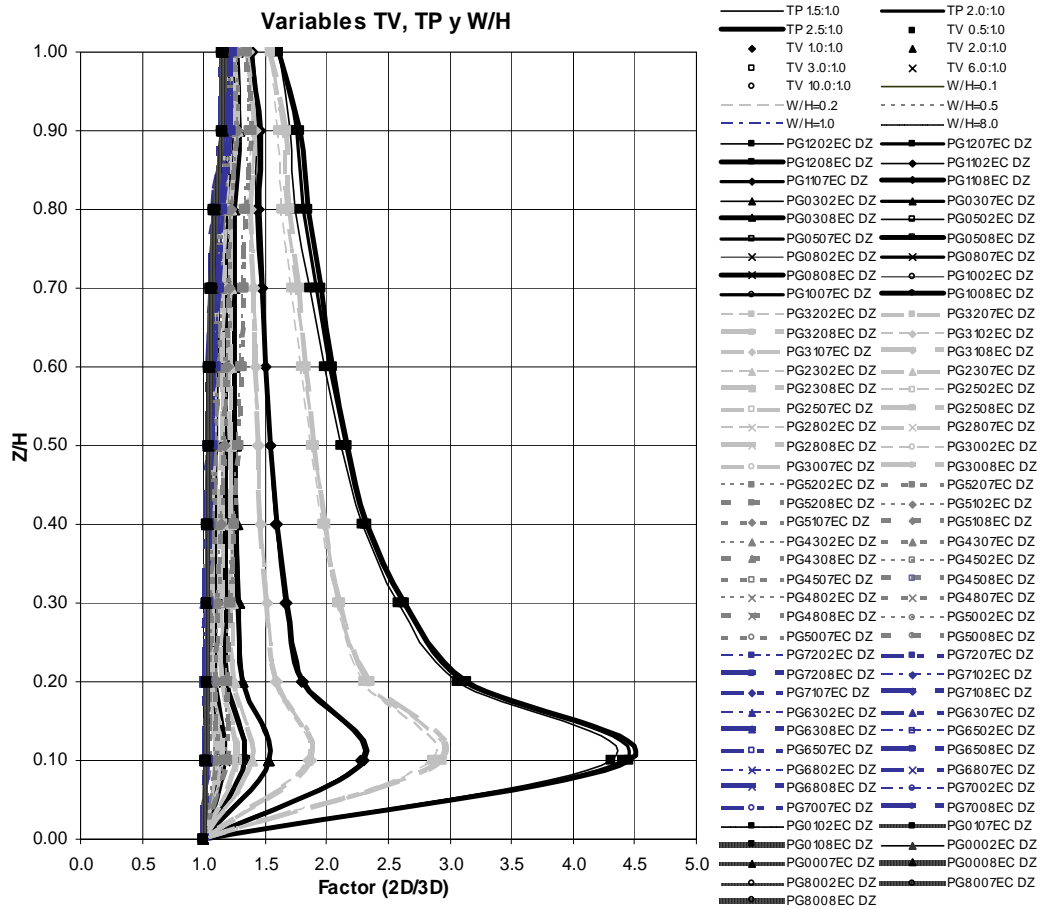


Figura A 3.49 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – Variables TV, TP y W/H

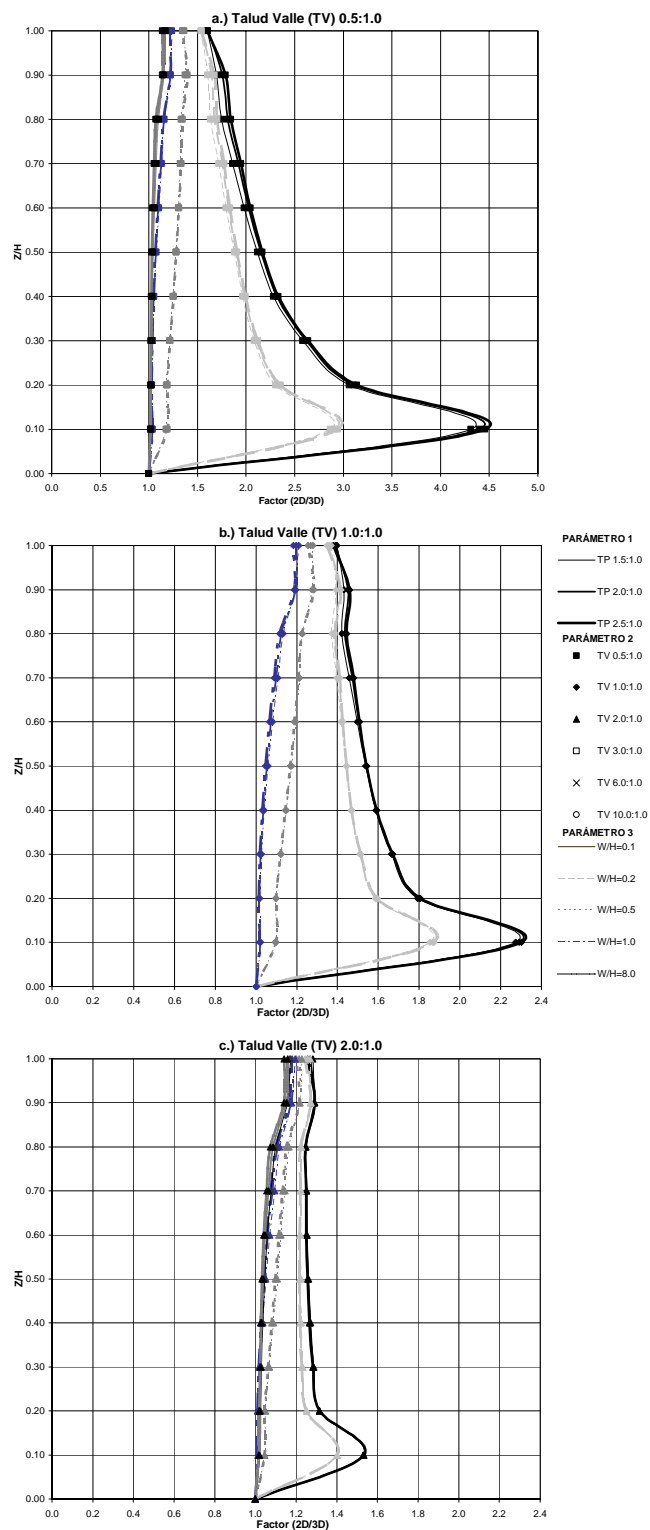


Figura A 3.50 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 0.5 a 2.0

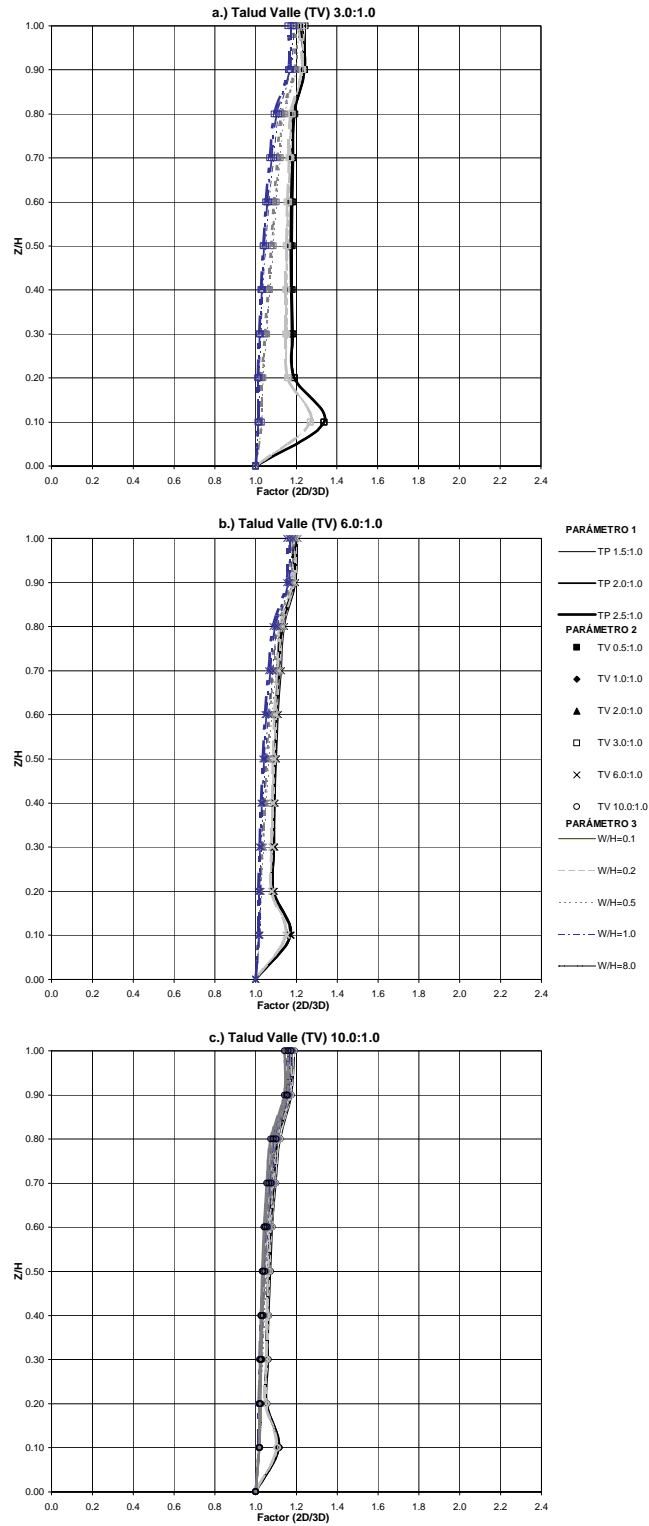


Figura A 3.51 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 3.0 a 10.0

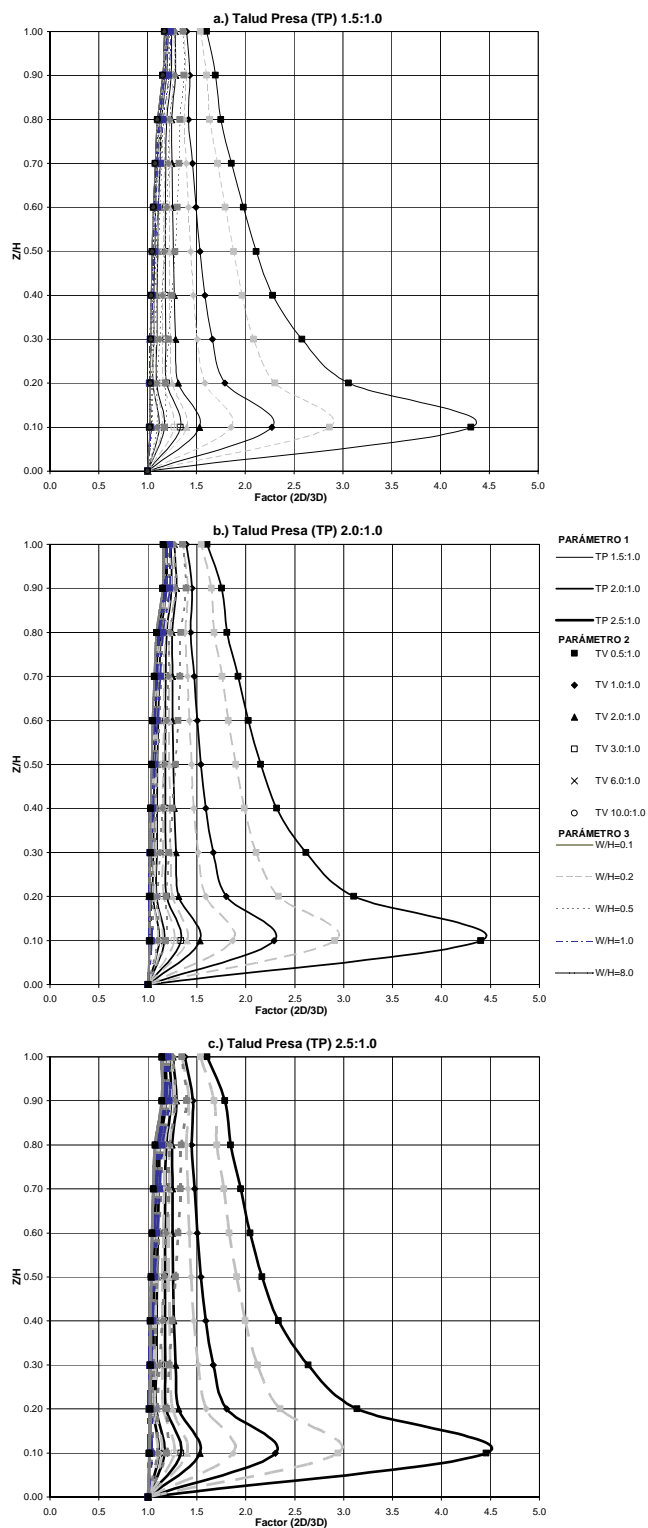


Figura A 3.52 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TP de 1.5 a 2.5

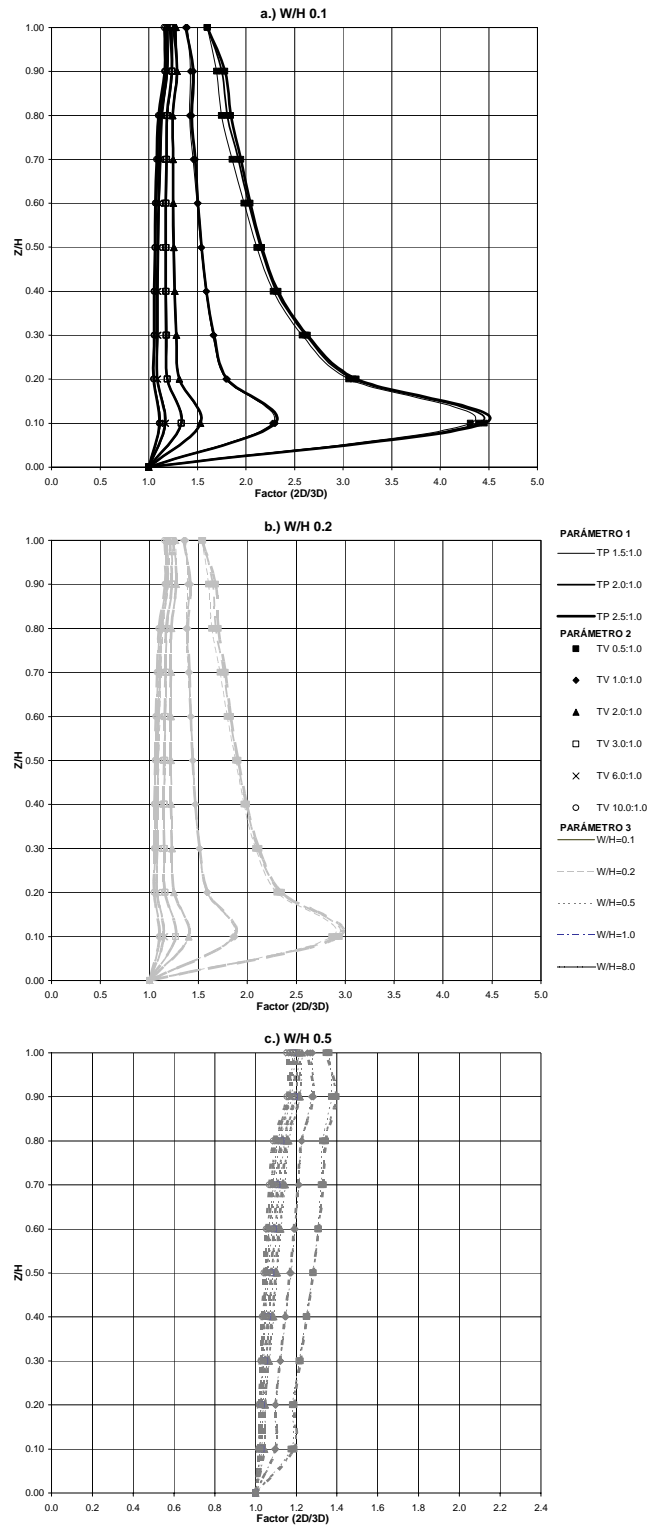


Figura A 3.53 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 0.1 a 0.5

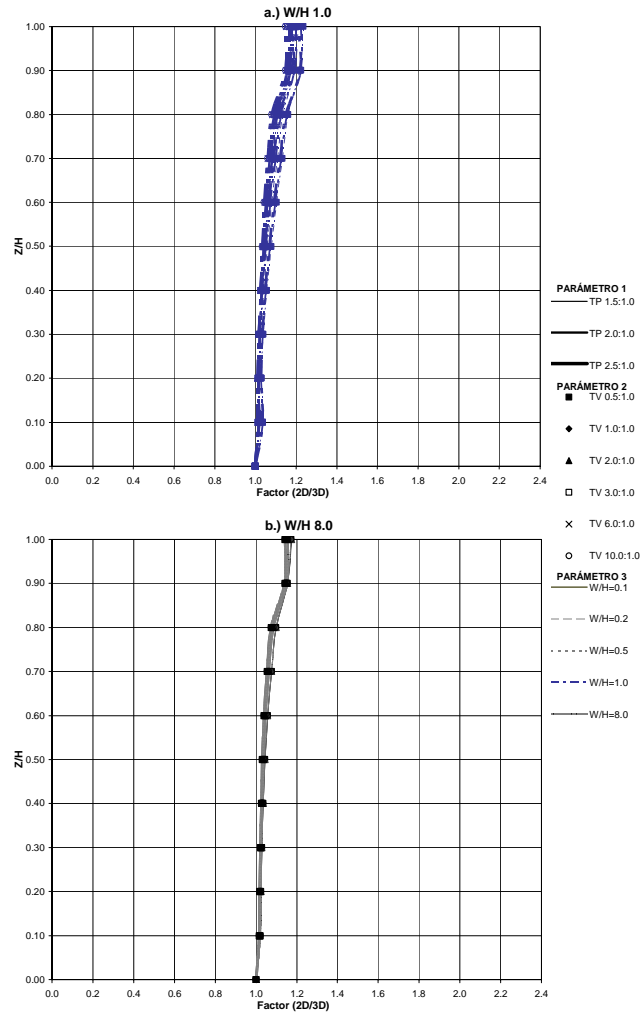


Figura A 3.54 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 1.0 a 8.0

A3.2.3.3 Modelo hiperbólico medio

Al evaluar la sensibilidad del efecto de arqueo por la no linealidad del material, se encuentra que existen variaciones en cuanto a la magnitud y forma de las curvas del factor $2D/3D$ respecto a la altura del terraplén en comparación al caso lineal.

Como se aprecia en la Figura A 3.43 y la Figura A 3.55, los factores $2D/3D$ alcanzan valores de 4.5 y 2.7 para el caso elástico rígido e hiperbólico respectivamente, con rango de elevaciones en las que se presenta una mayor intensidad de arqueo de 0.05H-0.30H y 0.05H-0.20H para las dos condiciones del material, lo cual ratifica diferencias un poco más importantes en la modelación de los desplazamientos verticales al variar las condiciones de linealidad del material. De igual forma se obtiene que los parámetros de mayor influencia en la generación del arqueo son el efecto combinado del talud del valle y la relación del ancho del río (ver Figura A 3.56 Figura A 3.60).

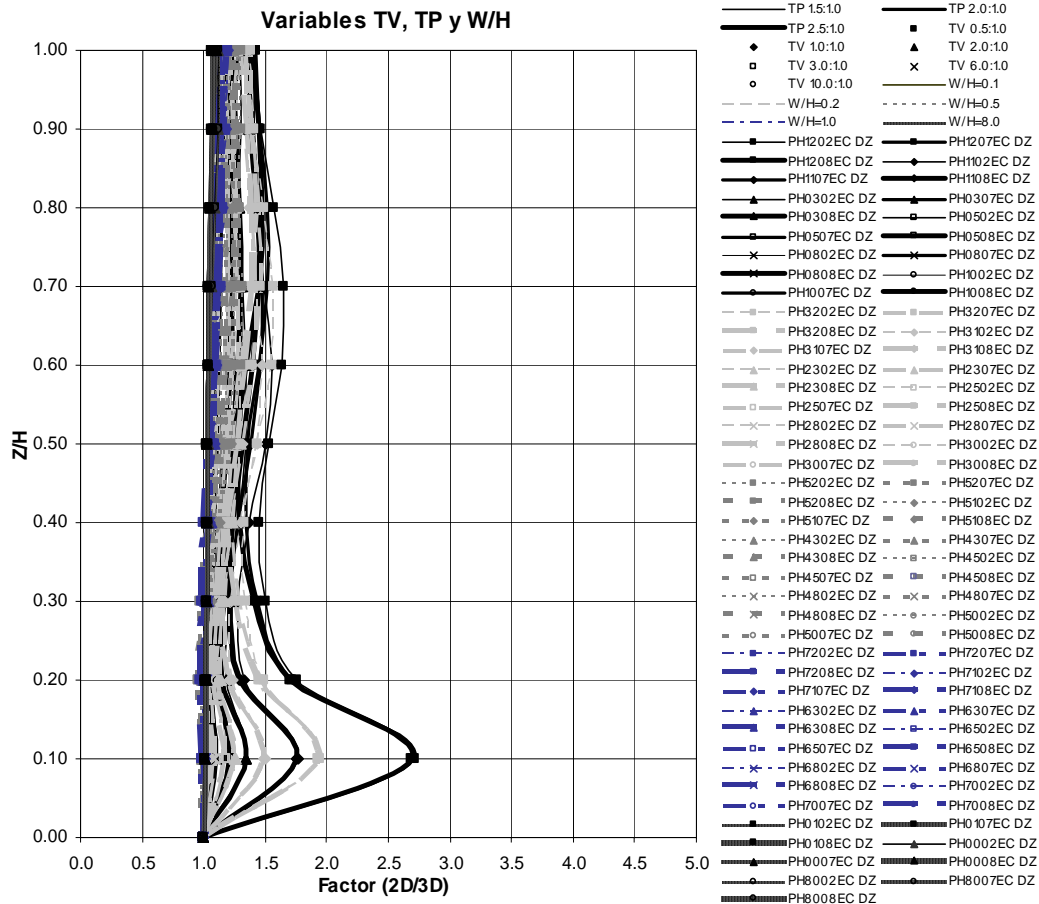


Figura A 3.55 Variación factor $2D/3D$ de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – Variables TV, TP y W/H

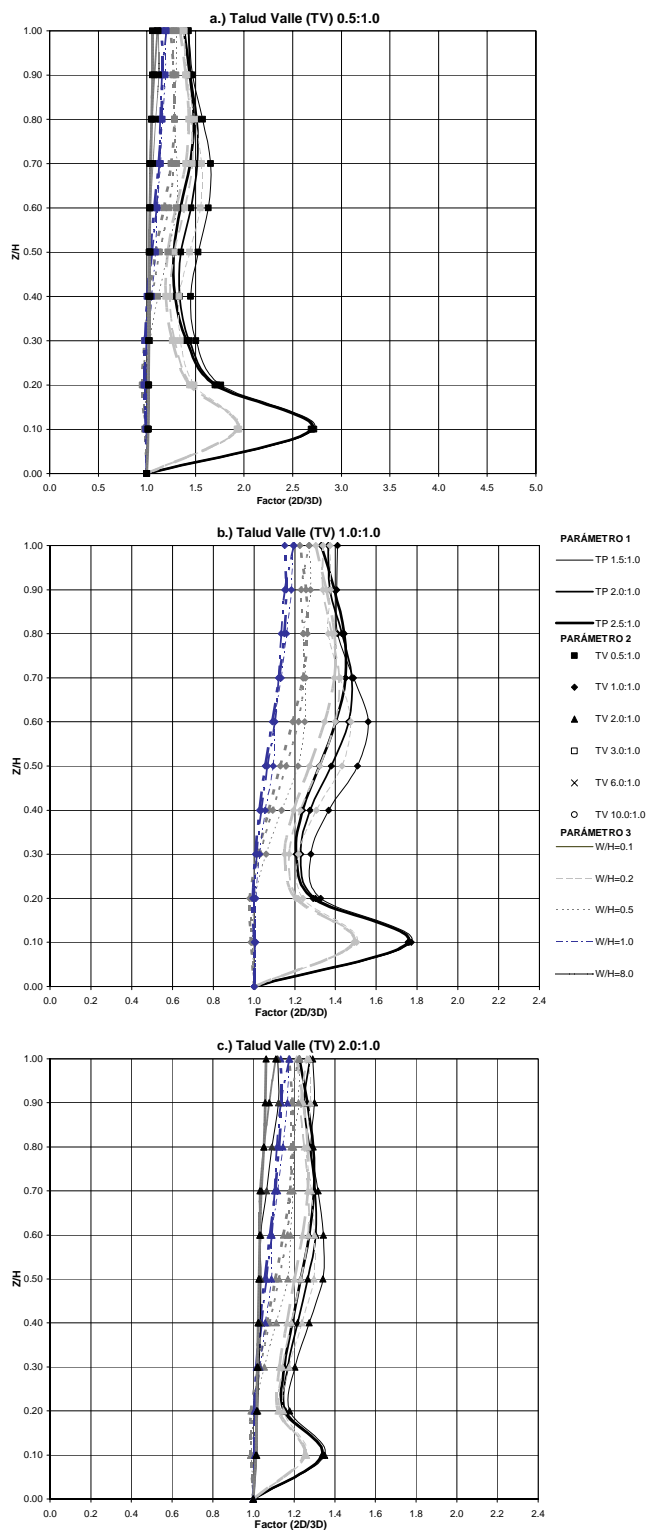


Figura A 3.56 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 0.5 a 2.0

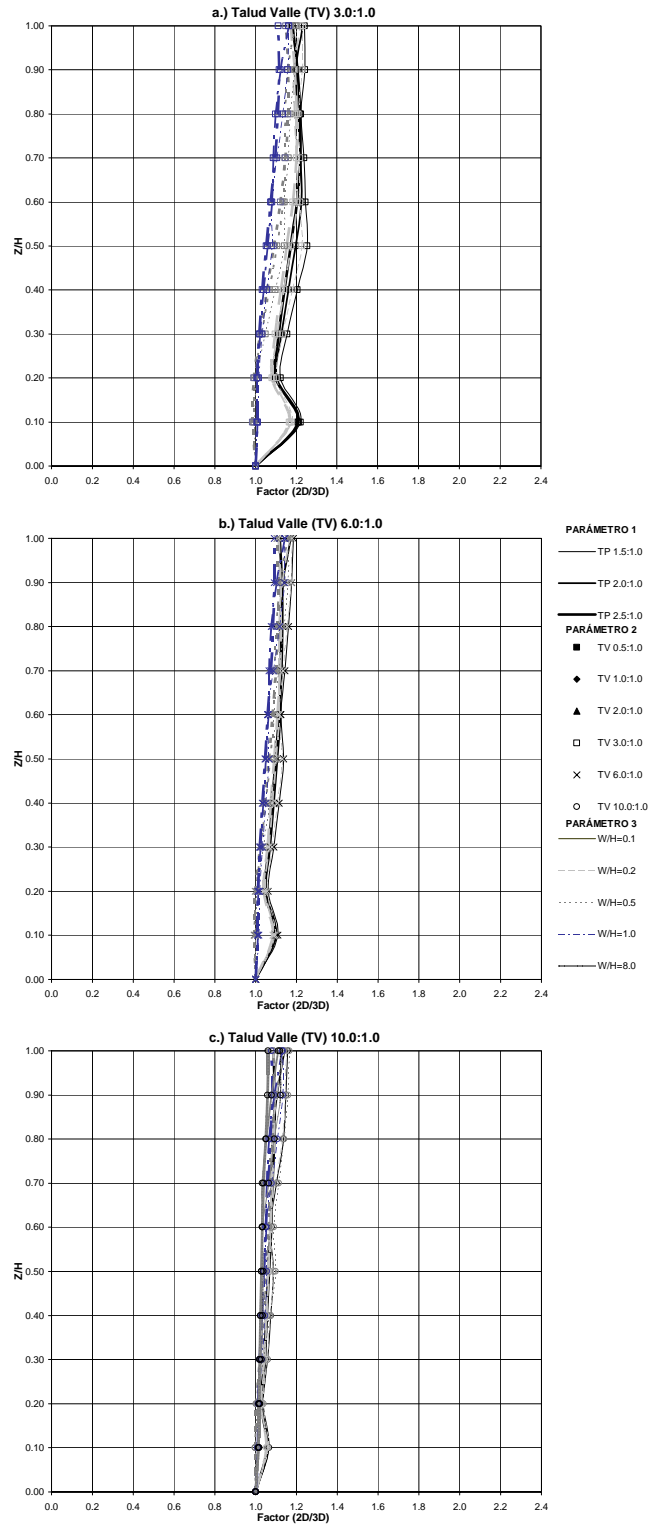


Figura A 3.57 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 3.0 a 10.0

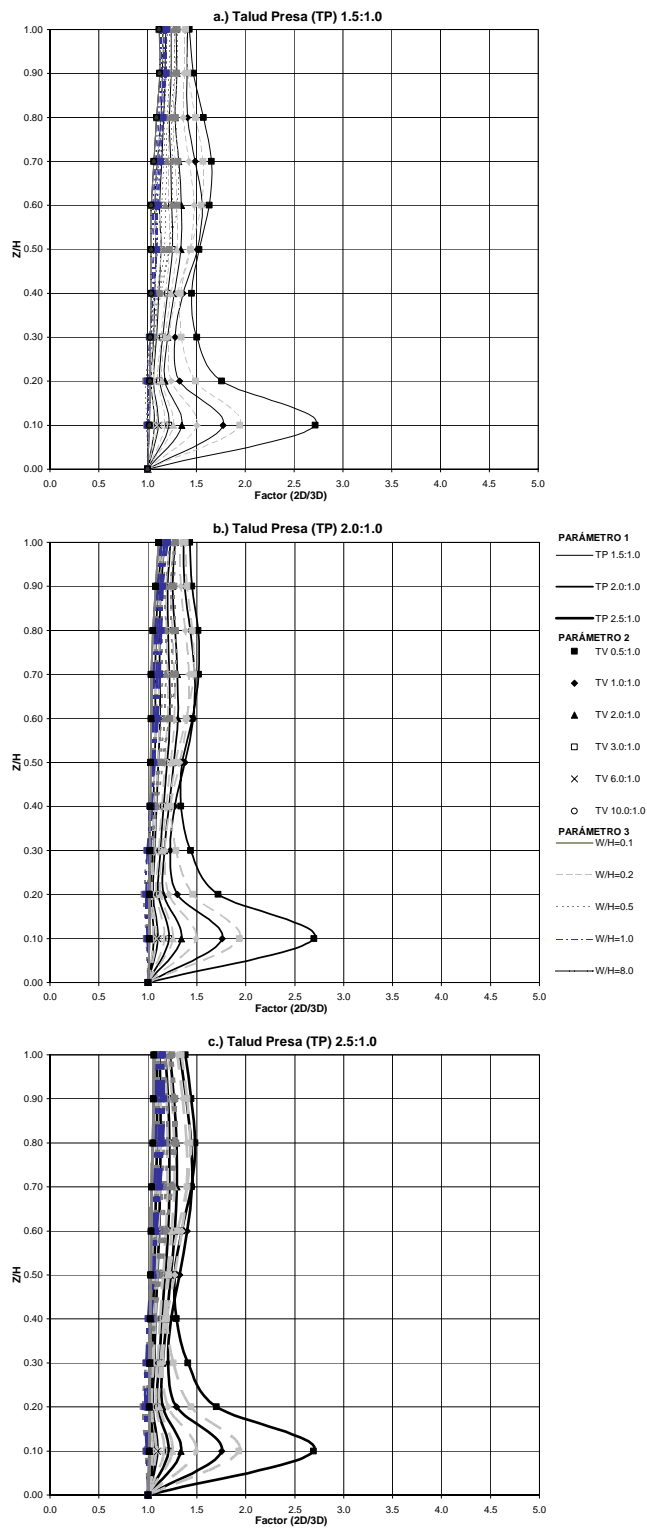


Figura A 3.58 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TP de 1.5 a 2.5

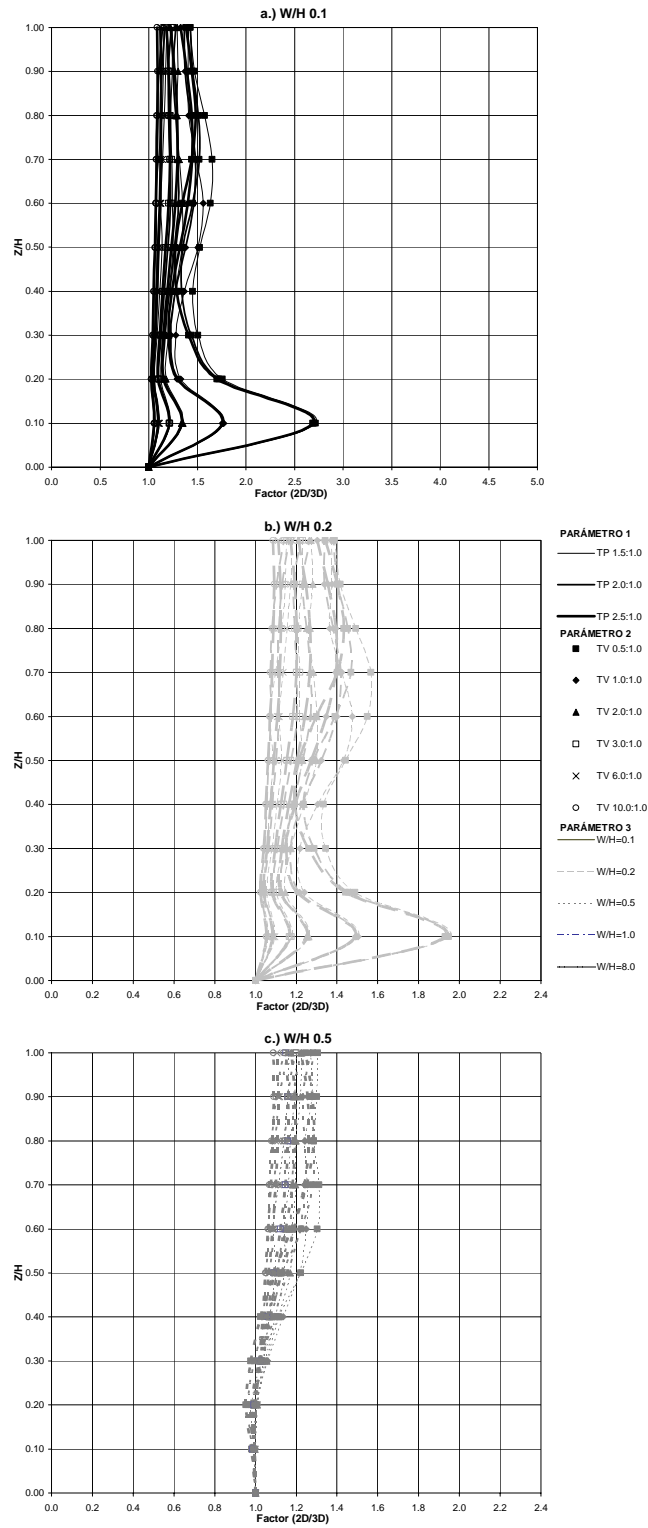


Figura A 3.59 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 0.1 a 0.5

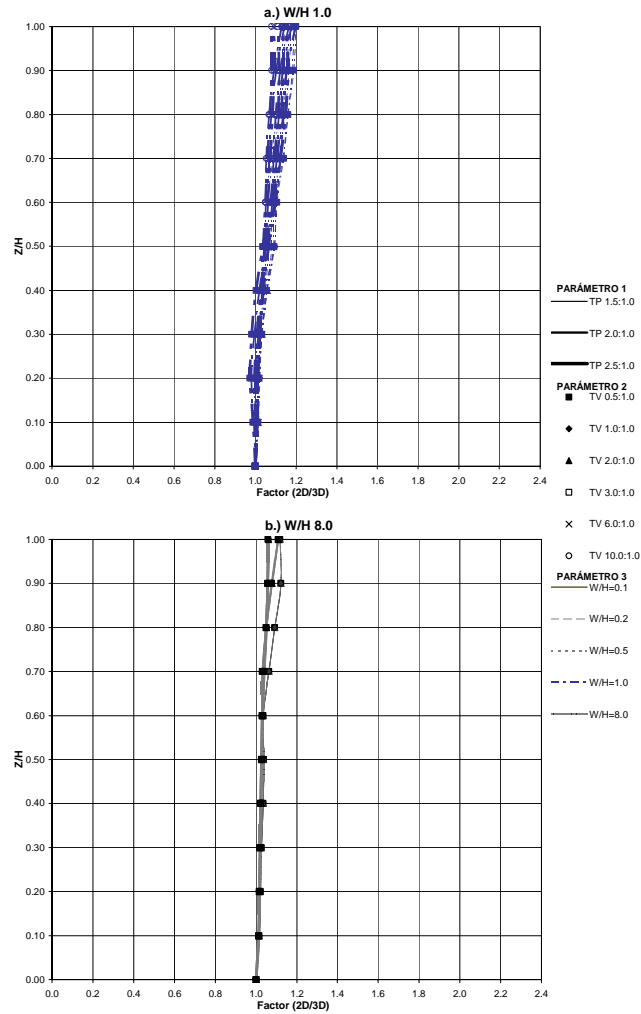


Figura A 3.60 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 1.0 a 8.0

A3.2.4 Factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río al final del proceso constructivo

A continuación se presenta el resultado del cálculo del factor $2D/3D$ para la cuarta variable de campo de interés, el desplazamiento horizontal en dirección del río al final del proceso constructivo. La forma de obtener los desplazamientos y de generar las gráficas sigue el formato presentado al analizar los desplazamientos verticales en el numeral anterior, por tanto sólo se indicarán las gráficas correspondientes a cada condición de linealidad del material.

1. Análisis realizados con el modelo elástico rígido, ver Figura A 3.61 a Figura A 3.66
2. Análisis con el modelo elástico medio, ver Figura A 3.67 a Figura A 3.72
3. Análisis realizados con el modelo no lineal elástico ver Figura A 3.73 a Figura A 3.78

Como ya se había mencionado, sobre los desplazamientos no es común que se presenten evaluaciones del efecto de arqueo, pero dada la modelación realizada en la presente tesis, se evaluará el efecto sobre las relaciones de este tipo de desplazamientos.

En las gráficas que agrupan los resultados para las tres condiciones de linealidad del material, Figura A 3.61, Figura A 3.67 y Figura A 3.73, se observa que las curvas de desplazamientos conservan de manera aproximada su forma respecto a las de desplazamientos verticales, pero con un factor de arqueo mucho mayor al encontrado en las tres variables de campo anteriores. También se observa que a elevaciones mayores que $0.70H$ se tienen los comportamientos más caóticos del factor, debido quizás a que esta es la variable de campo que más diferencias presenta en su trayectoria de deformaciones entre modelos bidimensionales y tridimensionales, por la cercanía de las fronteras que representan los taludes de aguas arriba, aguas abajo y de la cresta.

A3.2.4.1 Modelo elástico rígido

Para esta condición del material, se observa que el valor máximo del factor de arqueo ($2D/3D$) llega a ser de 16, y con una zona de alta intensidad de arqueo para elevaciones entre 0.05H y 0.40H, la cual disminuye en promedio a un valor máximo del factor de 2.0 para alturas entre 0.40H y 0.70H, y como ya se mencionó anteriormente, para alturas mayores se presenta un comportamiento errático (ver Figura A 3.61).

En la Figura A 3.62 y Figura A 3.63 se varía el talud del valle TV , y se observa que para condiciones de alta inclinación del talud (TV de 0.5), se presentan fuertes efectos de arqueo (factores $2D/3D$ hasta de 16) en elevaciones entre 0.05H y 0.40H, disminuyendo el efecto para alturas mayores (ver Figura A 3.62 parte a.).

A medida que se tienden los taludes del valle se tiene una disminución del efecto de arqueo y a partir de taludes de 3, se tienen valores máximos del factor de 1.5, con una influencia importante para un rango de elevaciones más estrecho entre 0.05H y 0.20H, siendo un efecto de menor intensidad para taludes más tendidos y alturas mayores.

En la Figura A 3.64 se grafica la variación de la intensidad del arqueo respecto a los taludes de la presa (TP), y se observan aumentos un poco más importantes del factor $2D/3D$ máximo por el aumento de TP , pero para otras alturas ya resultan muy similares, por lo cual se puede considerar que esta variable sólo influye en la intensidad del arqueo de una manera puntual.

Por último se grafica en la Figura A 3.65 y la Figura A 3.66 la variación de la intensidad de arqueo respecto a la variación de la relación del ancho del río (W/H), y como se ha observado en las otras variables de campo analizadas, el arqueo resulta importante para valores de W/H de 0.1 y 0.2 para alturas cercanas a la base de la cortina, pero para anchos mayores, ya se presenta una disminución muy importante en la intensidad del arqueo.

Se puede resumir entonces, que las variables más importantes en la intensidad del arqueo son el efecto combinado del talud del valle y la relación del ancho del río.

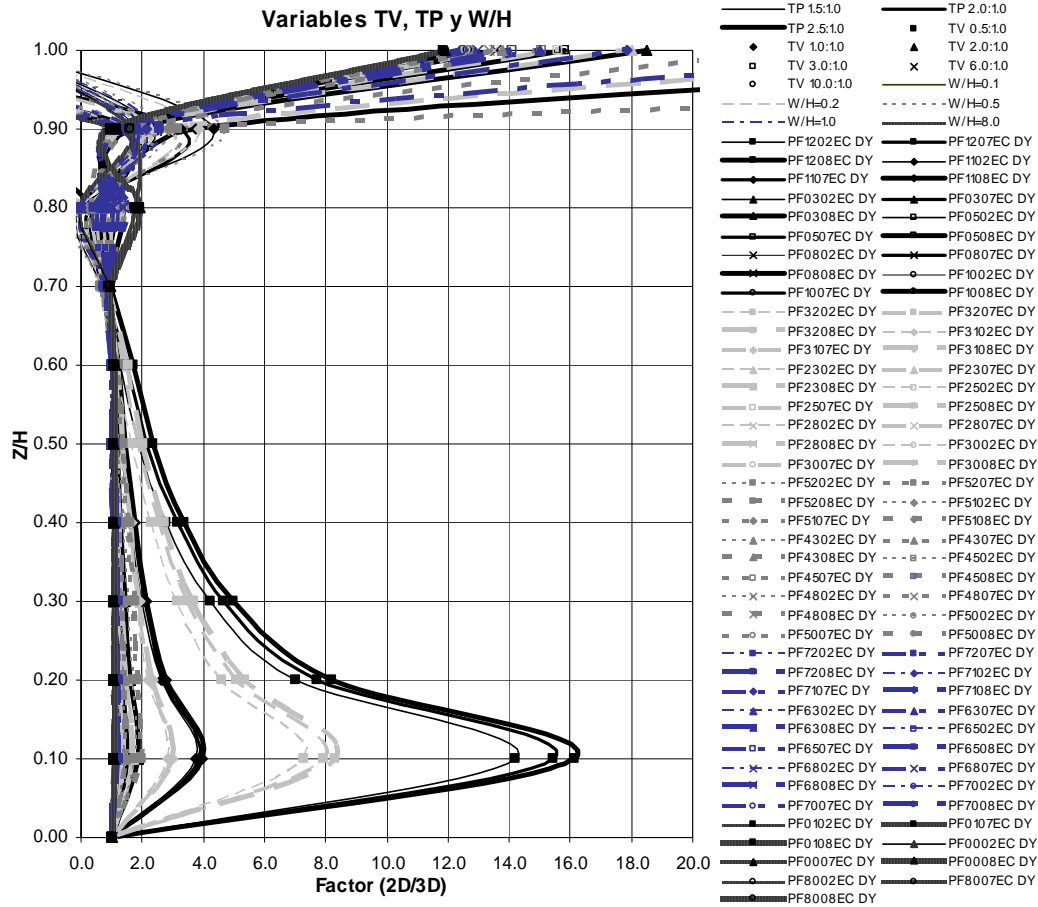


Figura A 3.61 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – Variables TV, TP y W/H

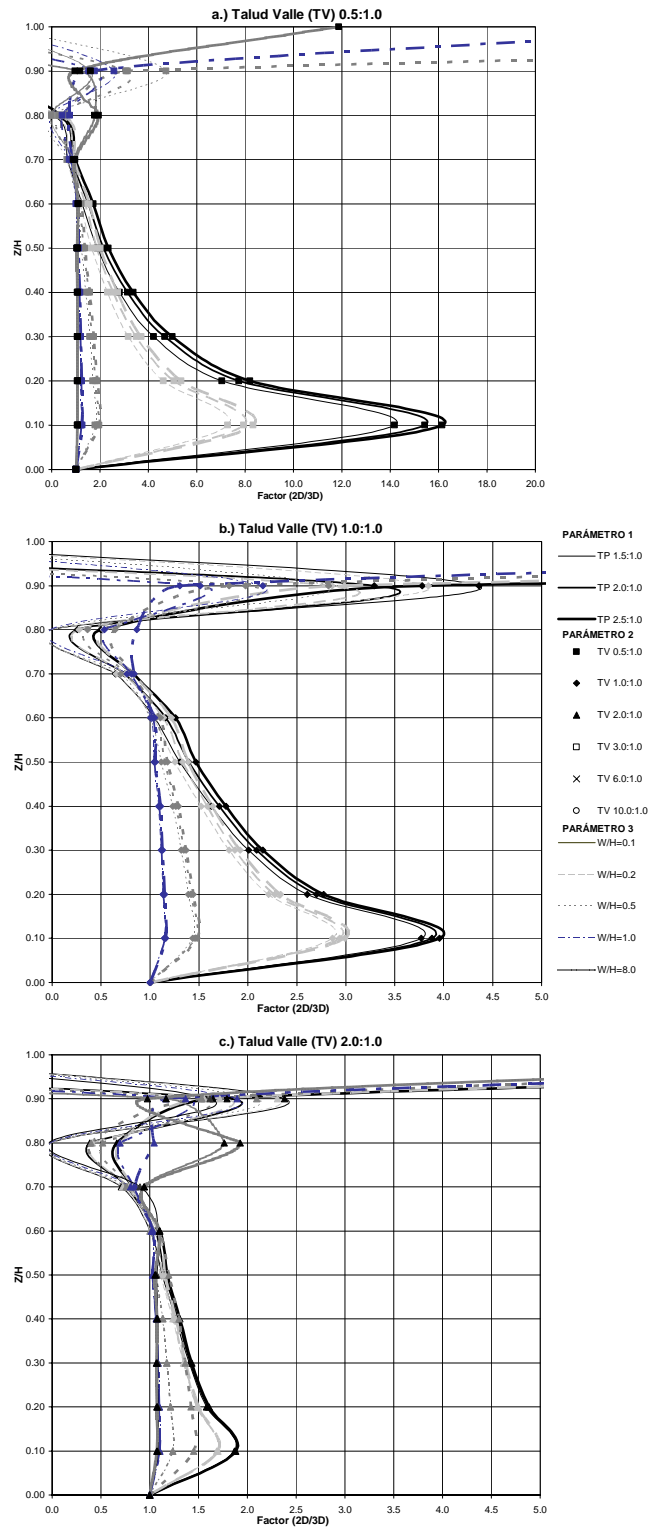


Figura A 3.62 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 0.5 a 2.0

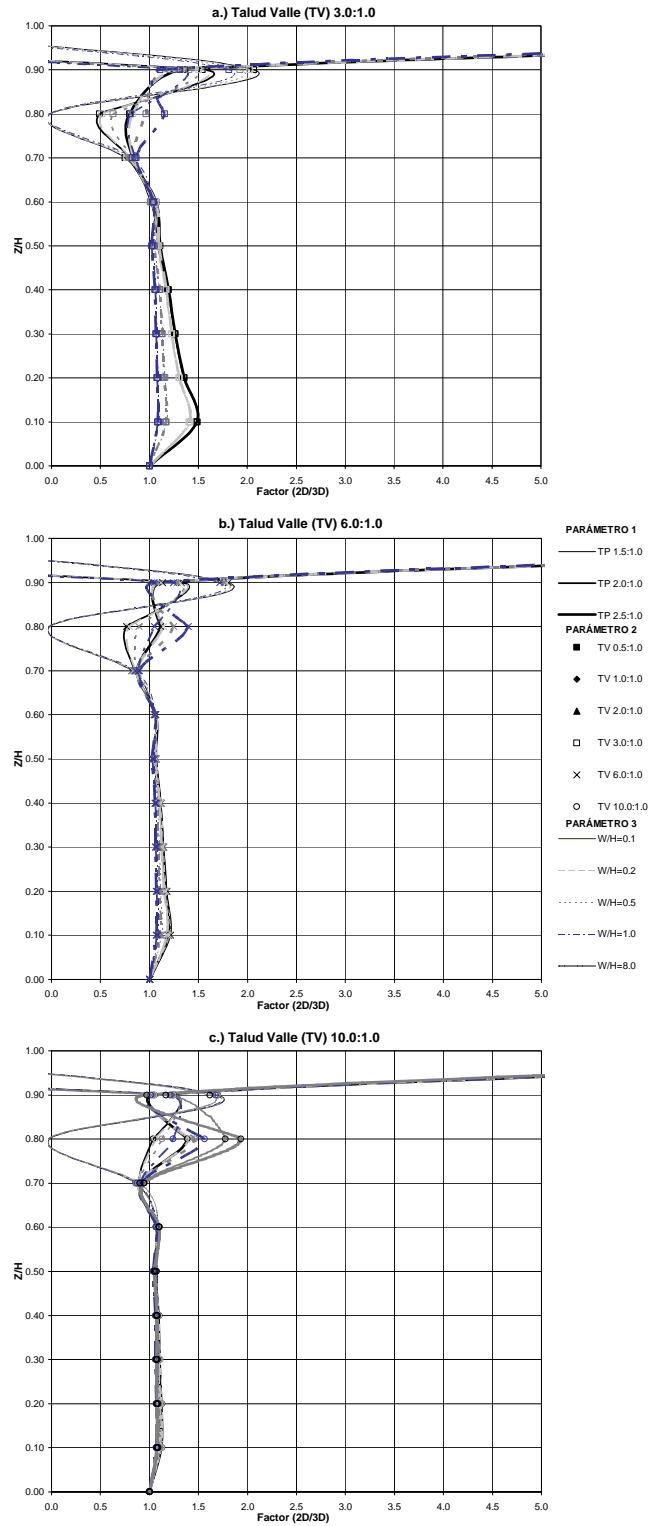


Figura A 3.63 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 3.0 a 10.0

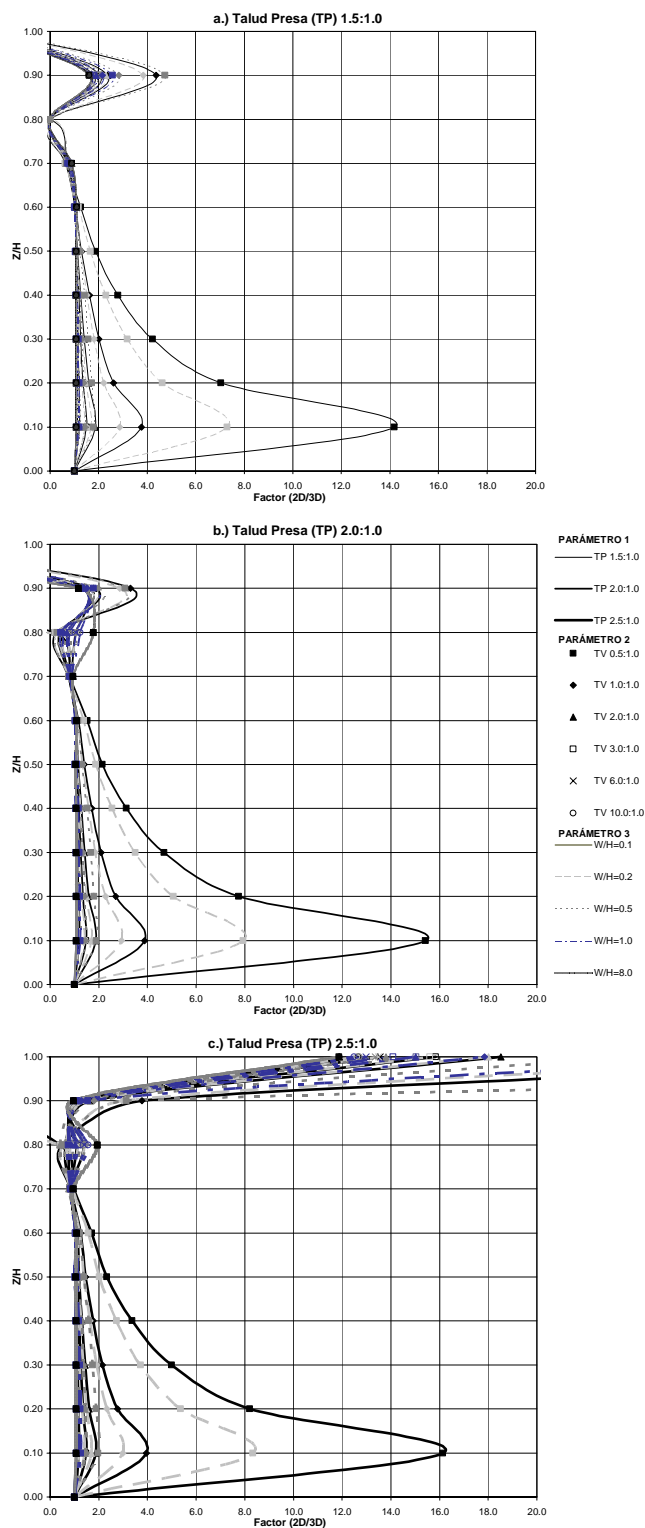


Figura A 3.64 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5

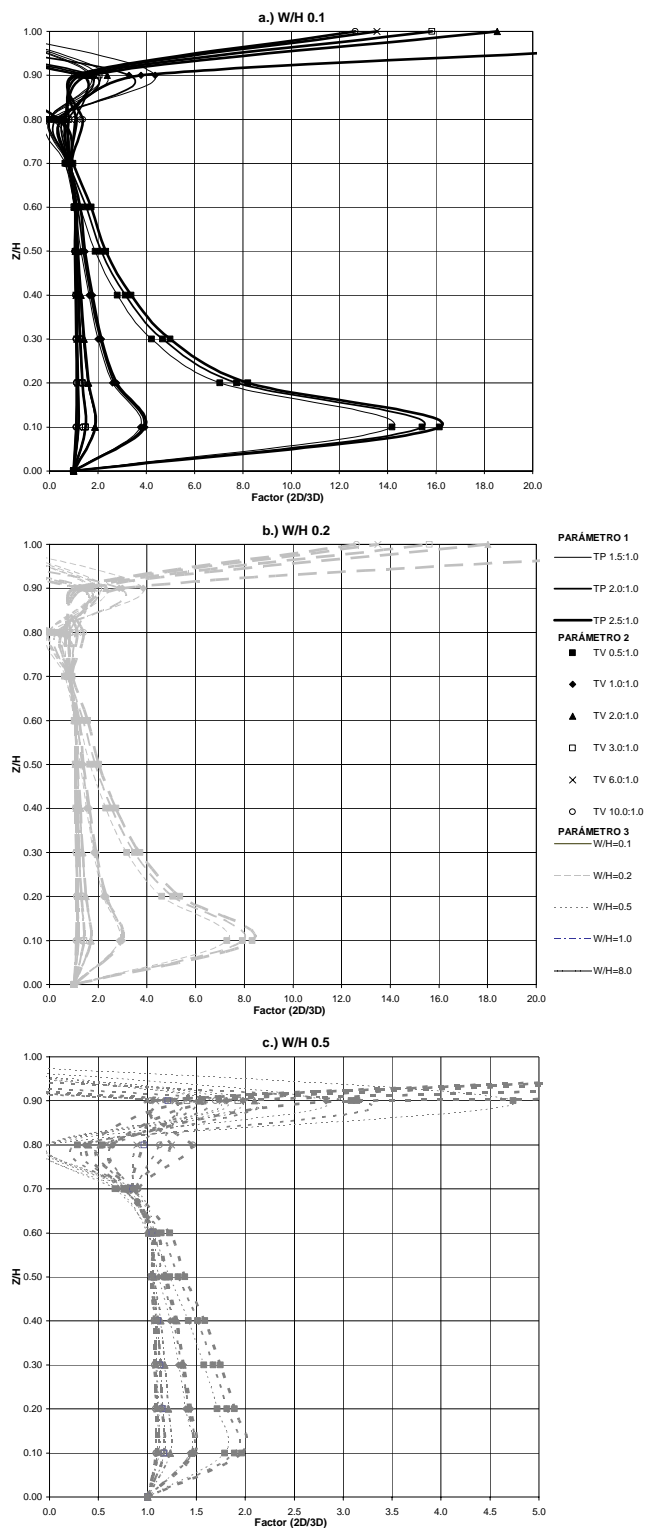


Figura A 3.65 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 0.1 a 0.5

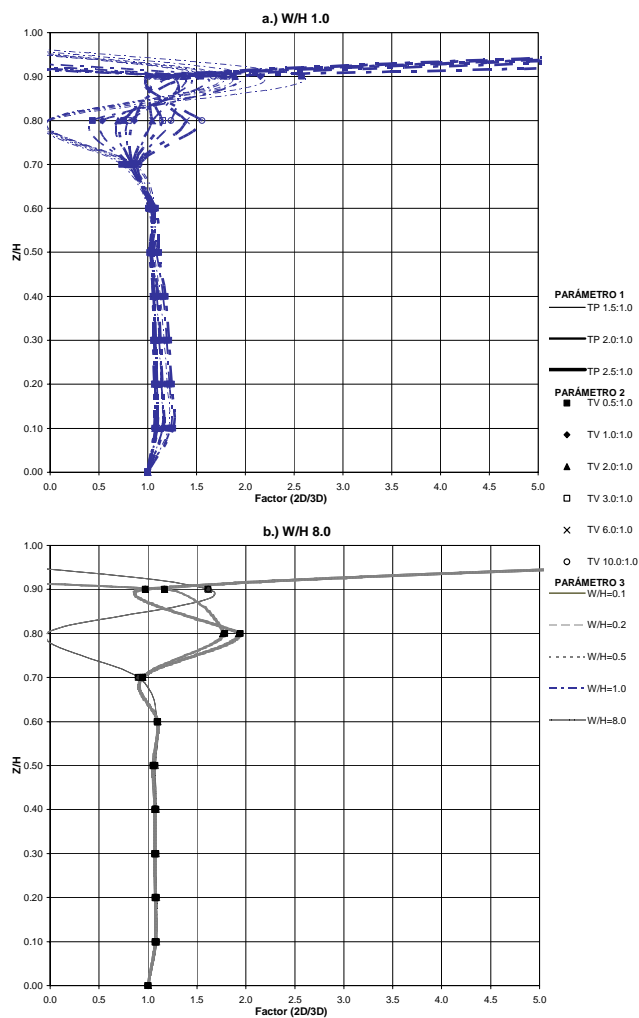


Figura A 3.66 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 1.0 a 8.0

A3.2.4.2 Modelo elástico medio

Básicamente, para esta condición del material se presentan resultados muy similares al caso del material elástico rígido, tanto en la magnitud de los factores $2D/3D$, como en la influencia de las variables paramétricas, definida por una independencia de la relación de asentamientos respecto a la condición de rigidez del material. Por tanto, se conservan las conclusiones obtenidas para el caso del material elástico rígido, en las que se mencionan que las variables más importantes en la intensidad del arqueo son el talud del valle y la relación del ancho del río.

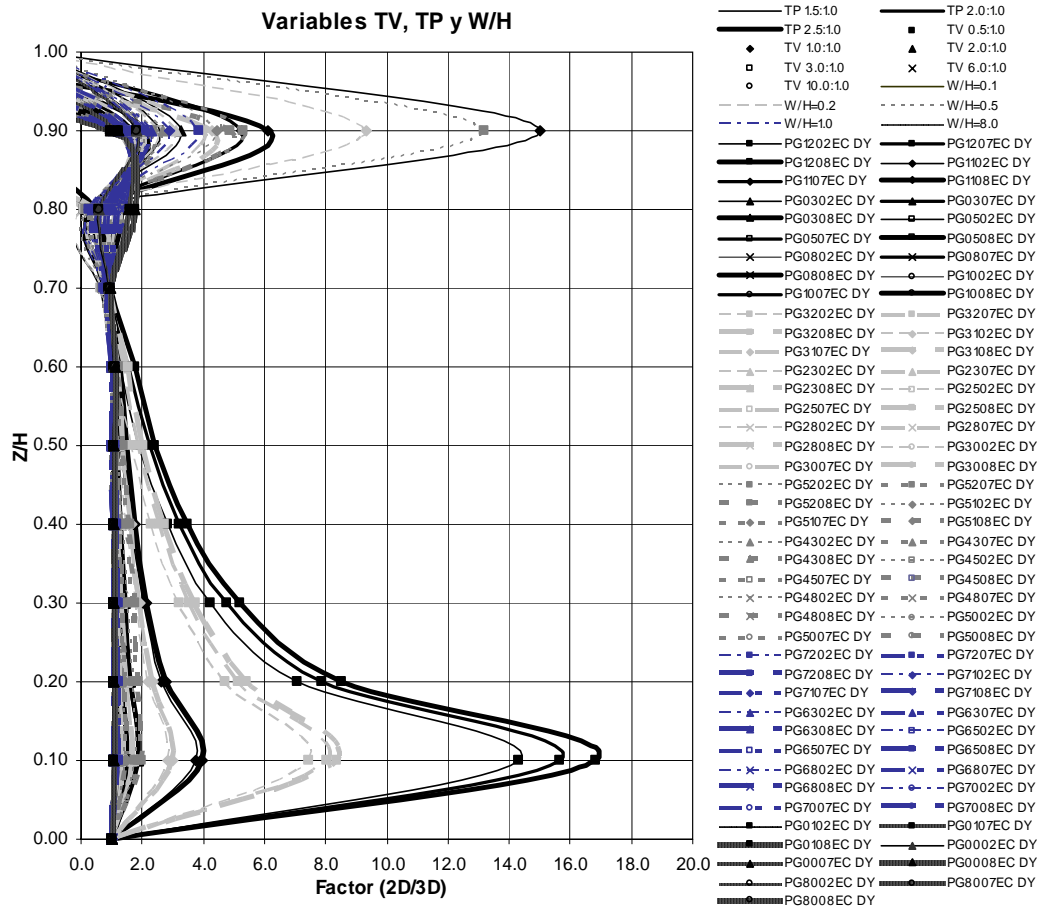


Figura A 3.67 Variación factor $2D/3D$ de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – Variables TV, TP y W/H

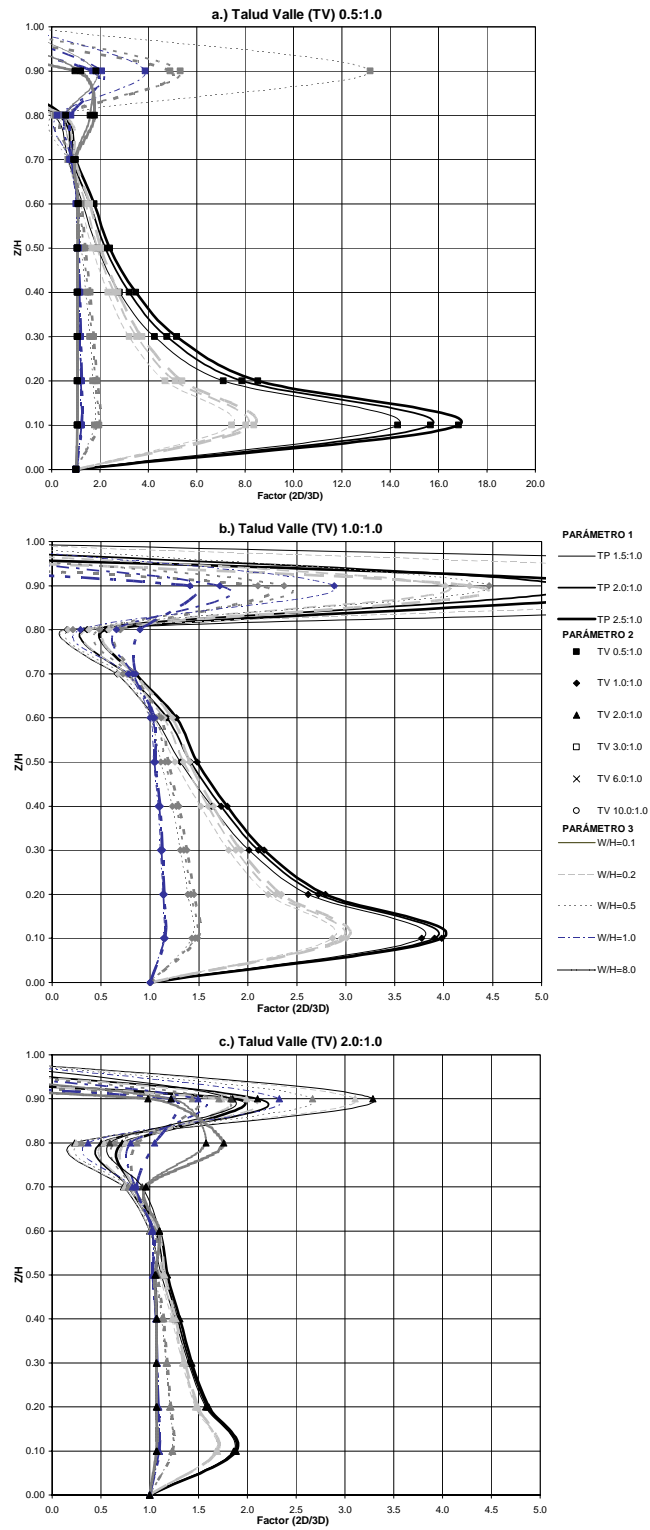


Figura A 3.68 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 0.5 a 2.0

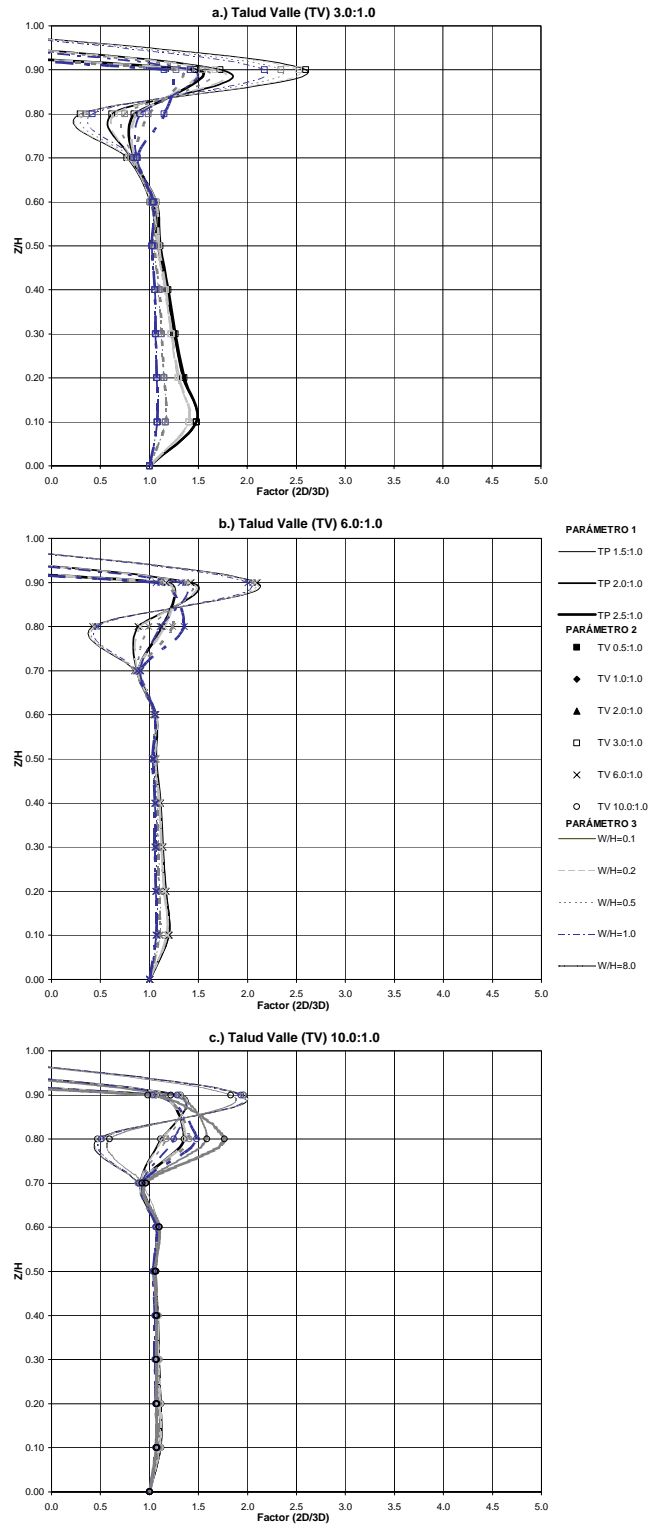


Figura A 3.69 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 3.0 a 10.0

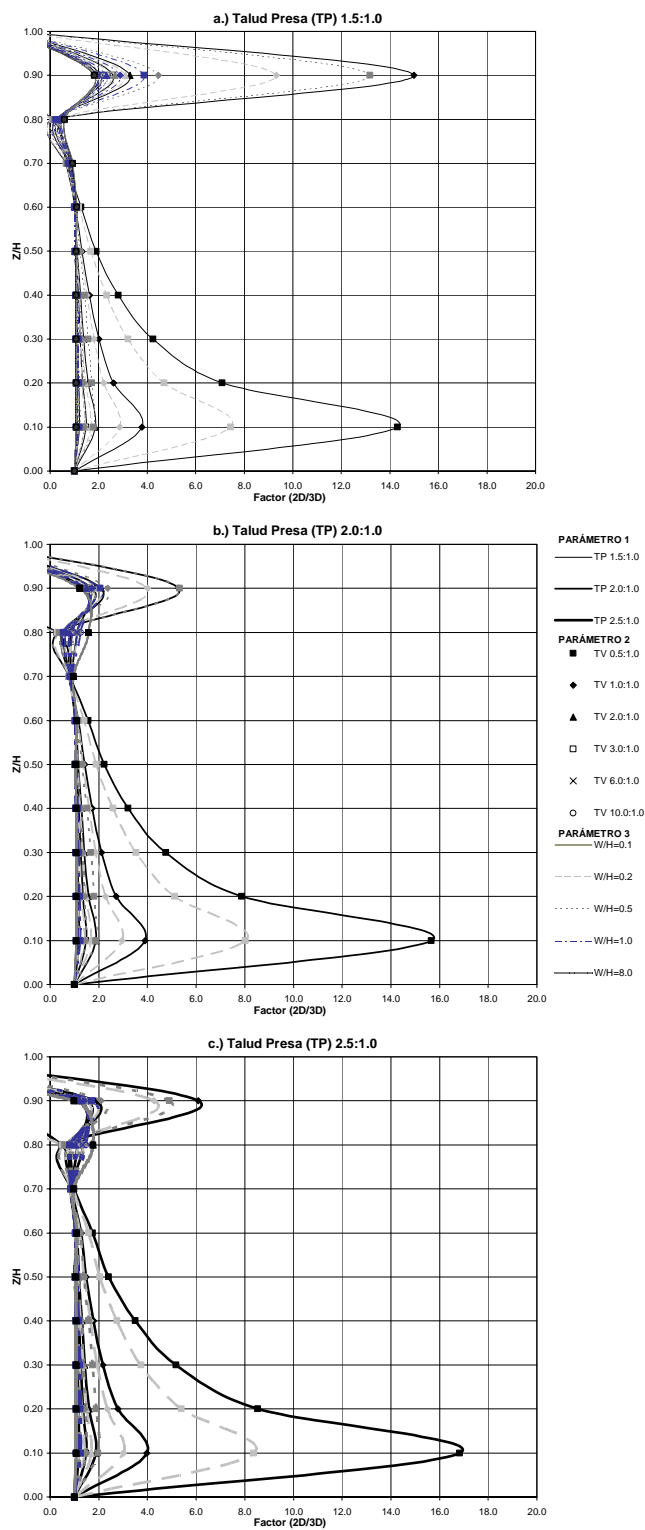


Figura A 3.70 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TP de 1.5 a 2.5

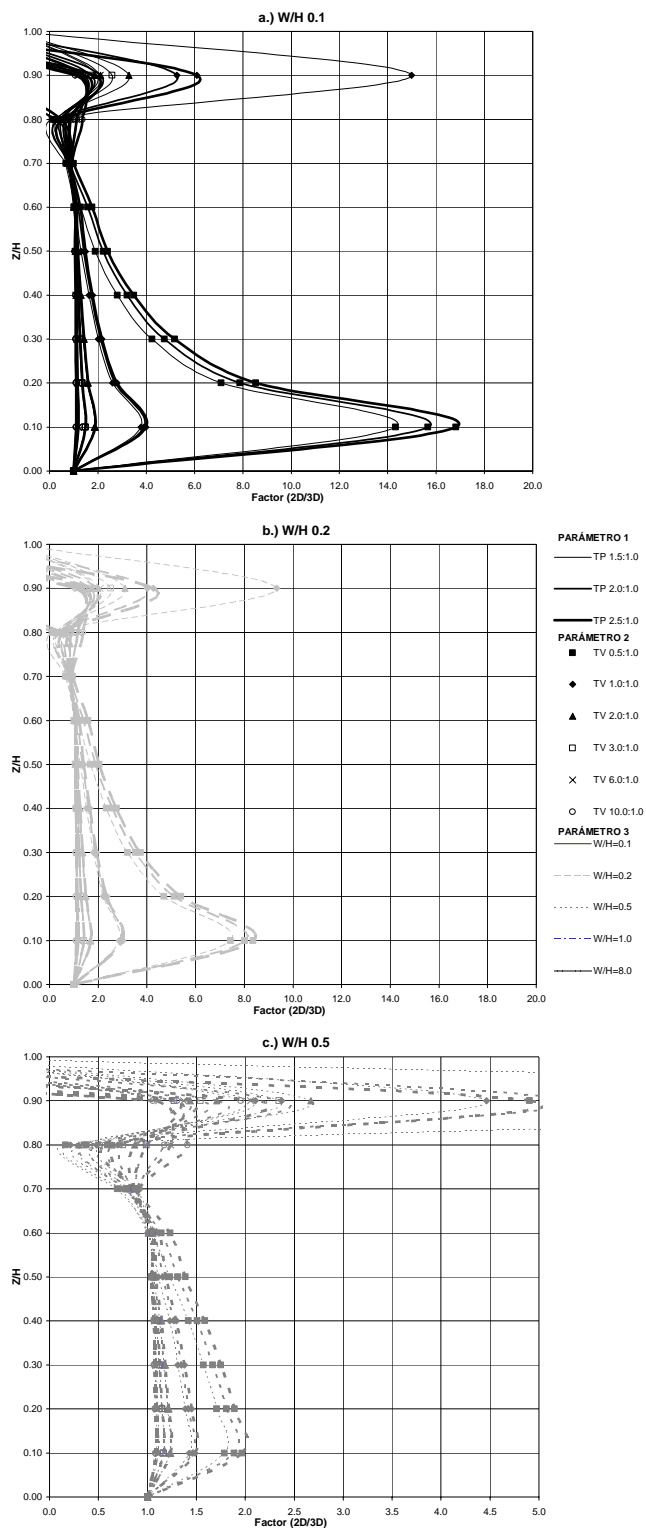


Figura A 3.71 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 0.1 a 0.5

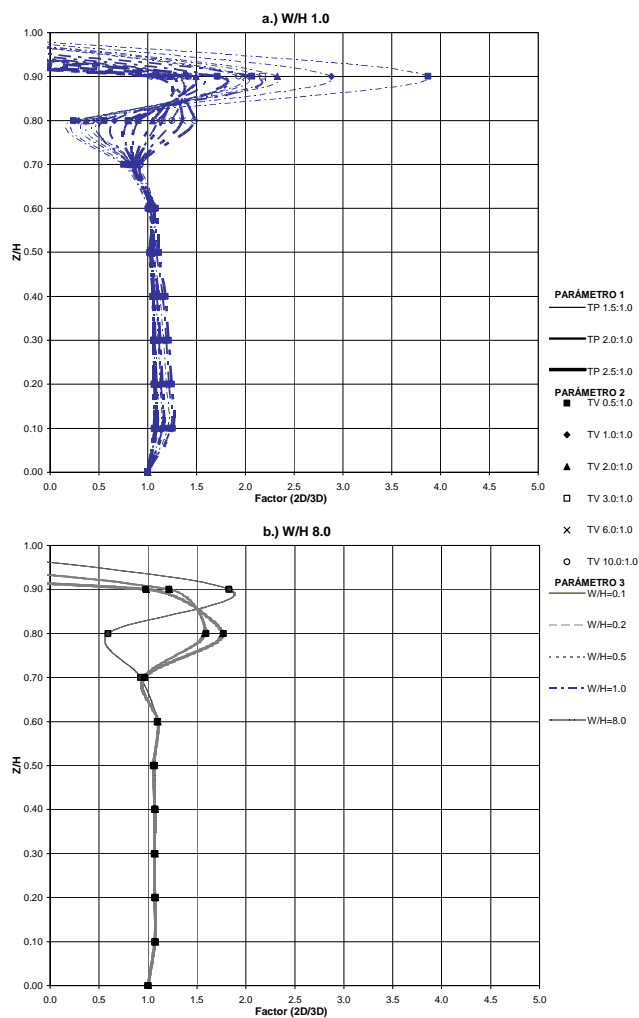


Figura A 3.72 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 1.0 a 8.0

A3.2.4.3 Modelo hiperbólico medio

Al evaluar la sensibilidad del efecto de arqueo por la no linealidad del material, se encuentran que existen variaciones en cuanto a la magnitud y forma de las curvas del factor $2D/3D$ respecto a la altura del terraplén en comparación al caso lineal.

Como se aprecia en la Figura A 3.61 y la Figura A 3.73, los factores $2D/3D$ alcanzan valores de 16 y 6.5 para el caso elástico rígido e hiperbólico respectivamente, con rango de elevaciones en las que se presenta una mayor intensidad de arqueo de $0.05H-0.40H$ y $0.05H-0.30H$ para las dos condiciones del material, lo cual ratifica diferencias un poco más importantes en la modelación de los desplazamientos horizontales en dirección del río al variar las condiciones de linealidad del material. De igual forma se obtiene que los parámetros de mayor influencia en la generación del arqueo son el efecto combinado del talud del valle y la relación del ancho del río (ver Figura A 3.74 a Figura A 3.78).

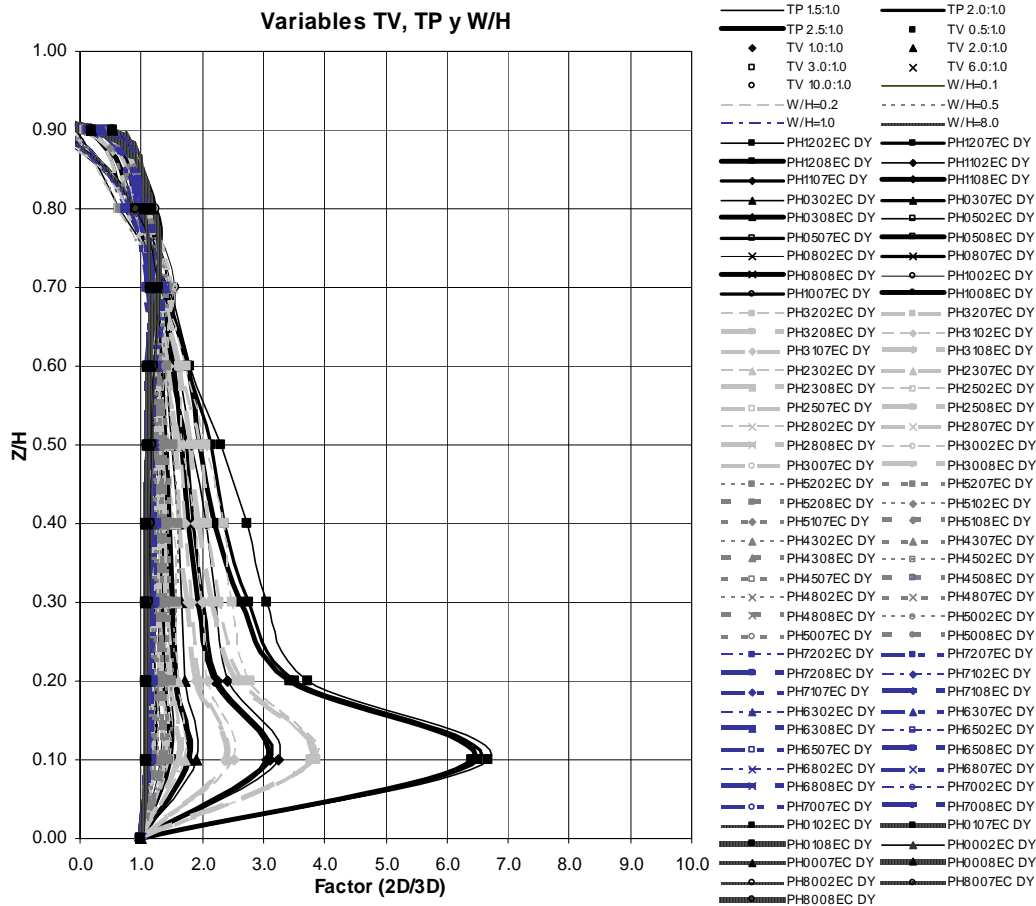


Figura A 3.73 Variación factor $2D/3D$ de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – Variables TV, TP y W/H

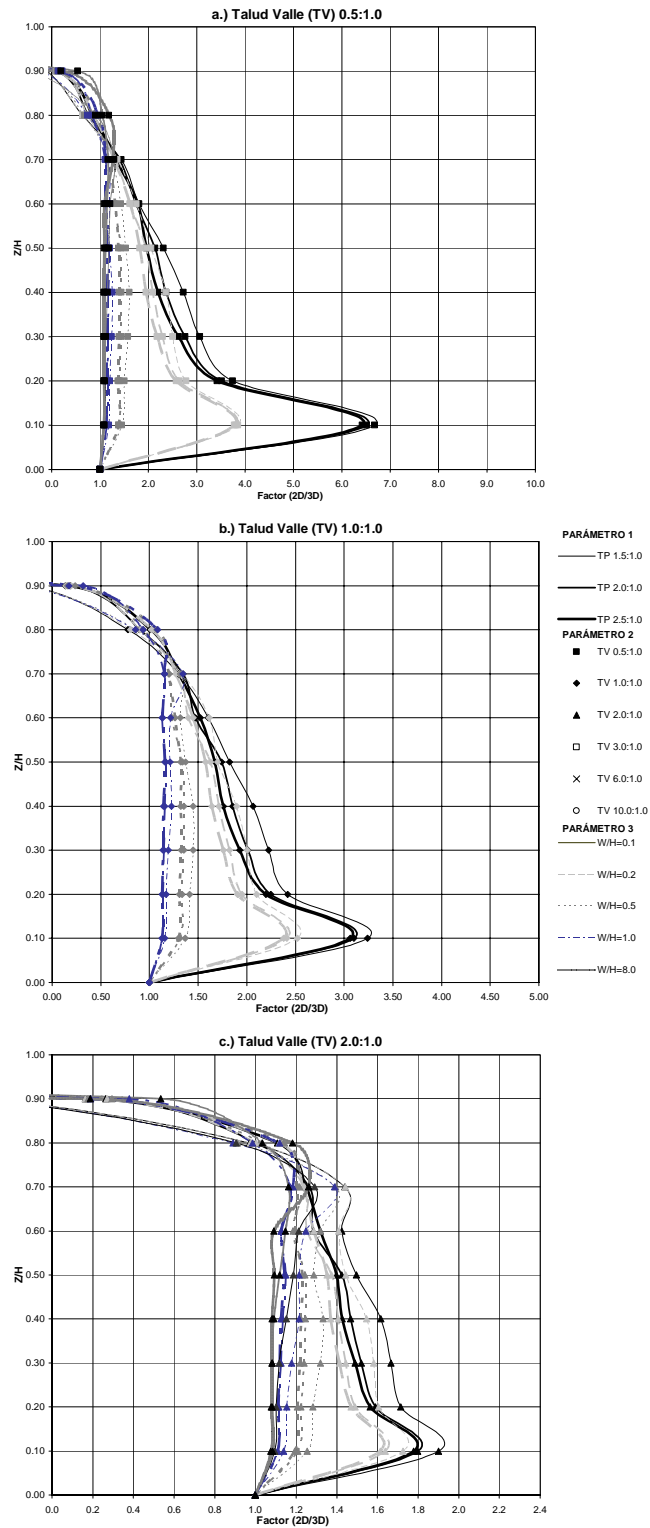


Figura A 3.74 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 0.5 a 2.0

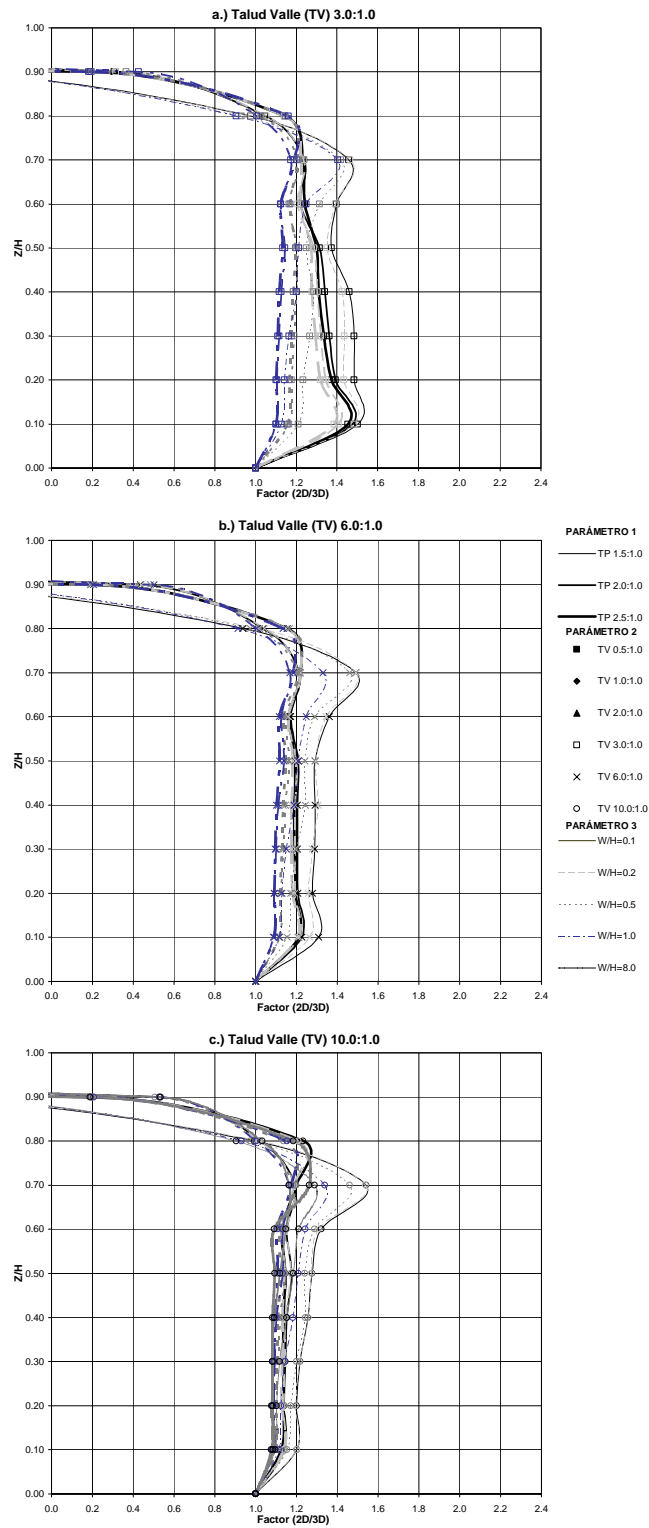


Figura A 3.75 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 3.0 a 10.0

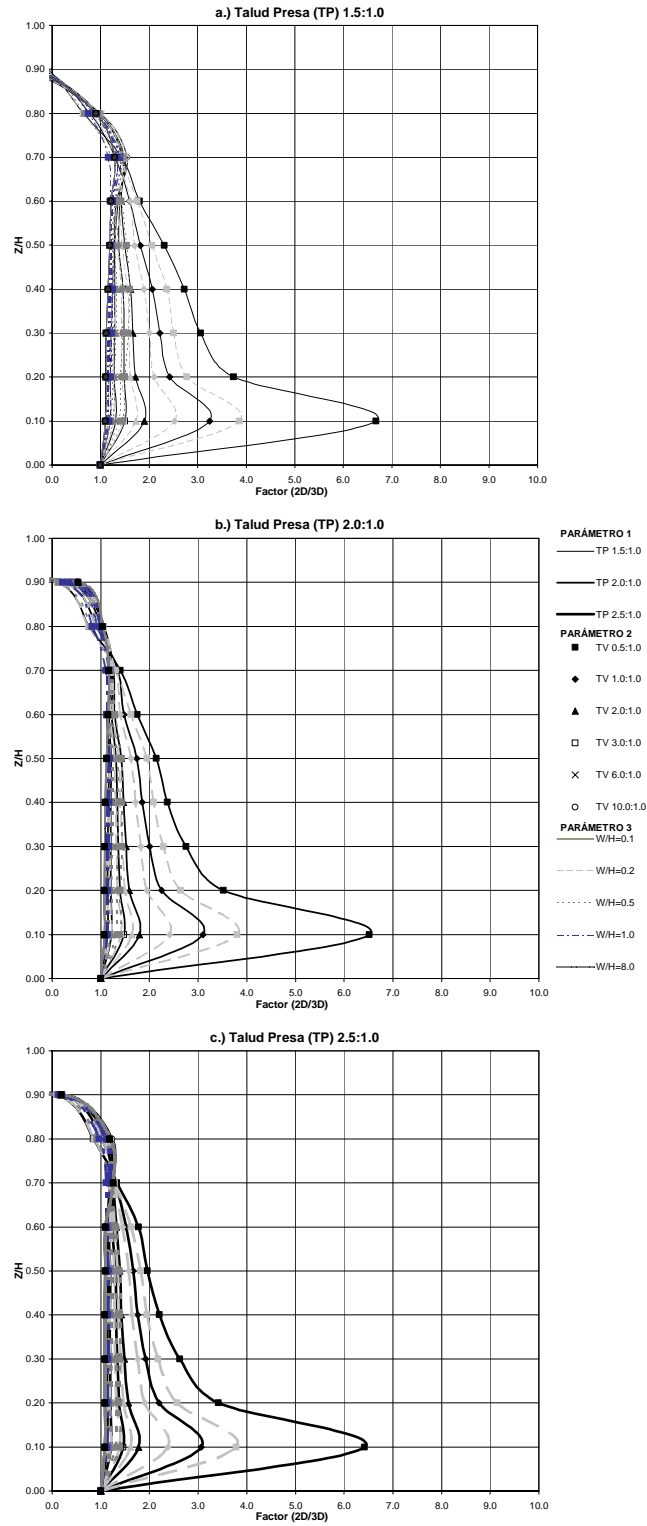


Figura A 3.76 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TP de 1.5 a 2.5

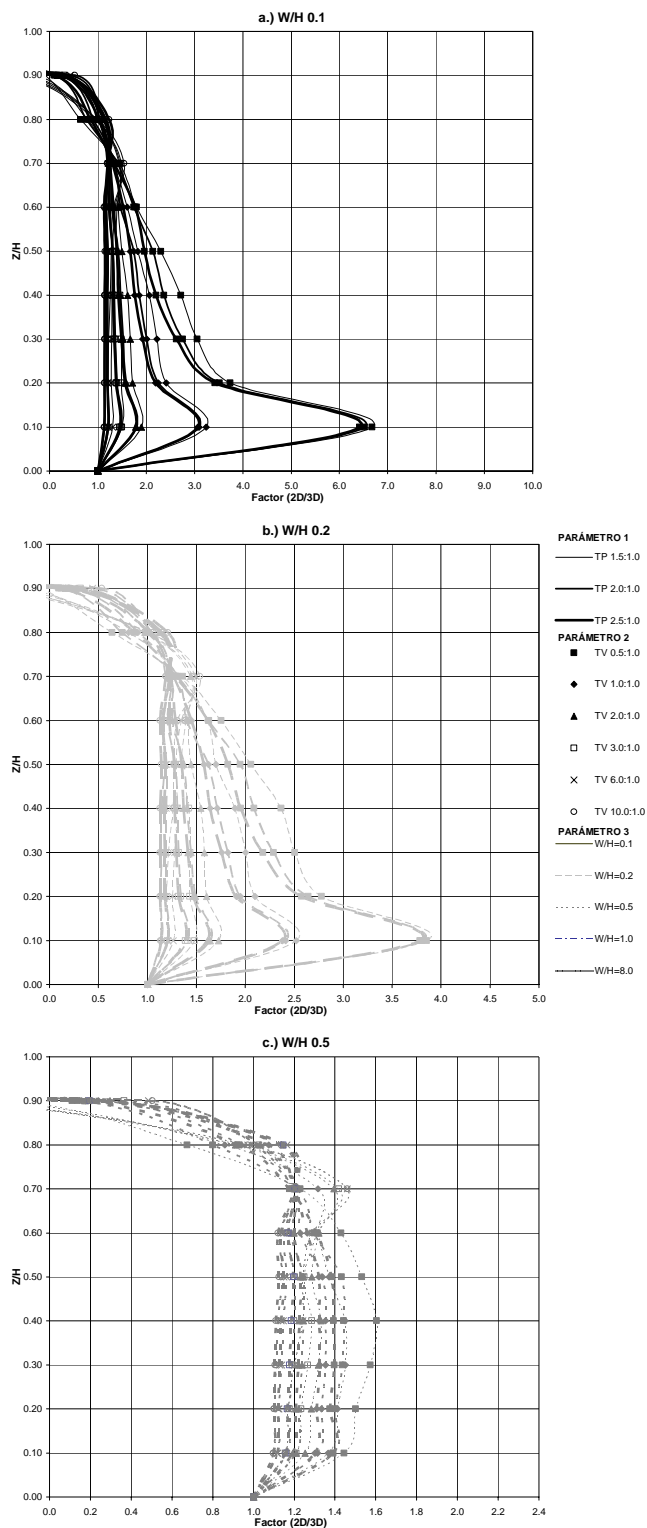


Figura A 3.77 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 0.1 a 0.5

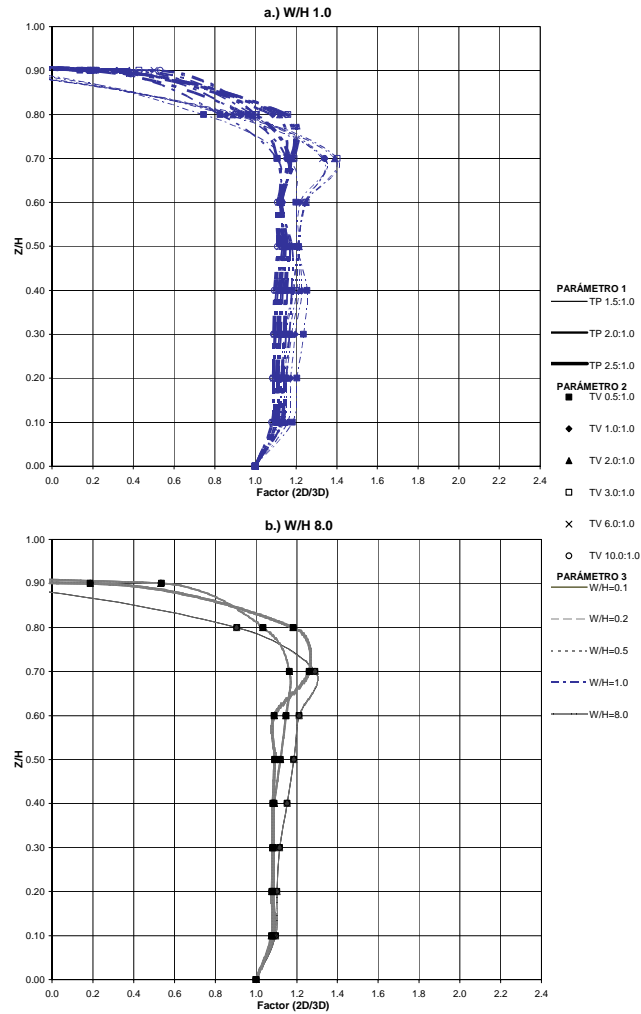


Figura A 3.78 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 1.0 a 8.0

A3.2.5 Resumen del efecto del Factor $2D/3D$ en las variables de campo al final del proceso constructivo

Con el fin de poder resumir el efecto del arqueo en cada una de las variables de campo, se realizaron gráficas del factor $2D/3D$ en función de las dos variables paramétricas más influyentes en la generación del arqueo, el talud del valle TV y la relación del ancho del río W/H , teniendo en cuenta las condiciones de linealidad del material.

Por tal motivo se presenta para cada variable de campo, una gráfica que resume los resultados del factor de arqueo para un talud específico de la presa (TP de 2.5:1.0), para la elevación de máximo factor de arqueo (Z/H de 0.05 para los esfuerzos y de 0.1 para los desplazamientos) para las tres condiciones de linealidad, graficando en las abscisas el talud el valle TV , en las ordenadas el factor $2D/3D$, y las series de datos son cada una de las relaciones de ancho del río W/H (ver Figura A 3.79 a Figura A 3.82).

En estas gráficas se pueden visualizar los efectos de arqueo máximos, y su variación con las variables paramétricas de interés, que en su conjunto permiten identificar un valor crítico de la relación del ancho del río, $(W/H)_{crit}$, para la cual ya los efectos de arqueo no resultan importantes, independientemente del talud del valle. Para las 4 variables de campo se encuentra que valores de W/H menores que 0.5, generan altos efectos de arqueo, mientras que valores mayores o iguales a 0.5 no generan efectos de arqueo importantes, por lo cual se define este valor de la variable como $(W/H)_{crit}$.

Por otro lado también se puede mencionar el hecho que en esta altura de máximo arqueo, dicho efecto es menos importante para taludes del valle de seis o más tendidos, ya que las curvas son más horizontales y con menos diferencias entre ellas.

En cuanto a las condiciones de linealidad del material, en cada una de las cuatro gráficas mencionadas anteriormente, es clara la similitud de las curvas del factor $2D/3D$ para condiciones lineales rígidas y medias, y sí existen algunas diferencias en la respuesta por el hecho de considerar un comportamiento no lineal del material.

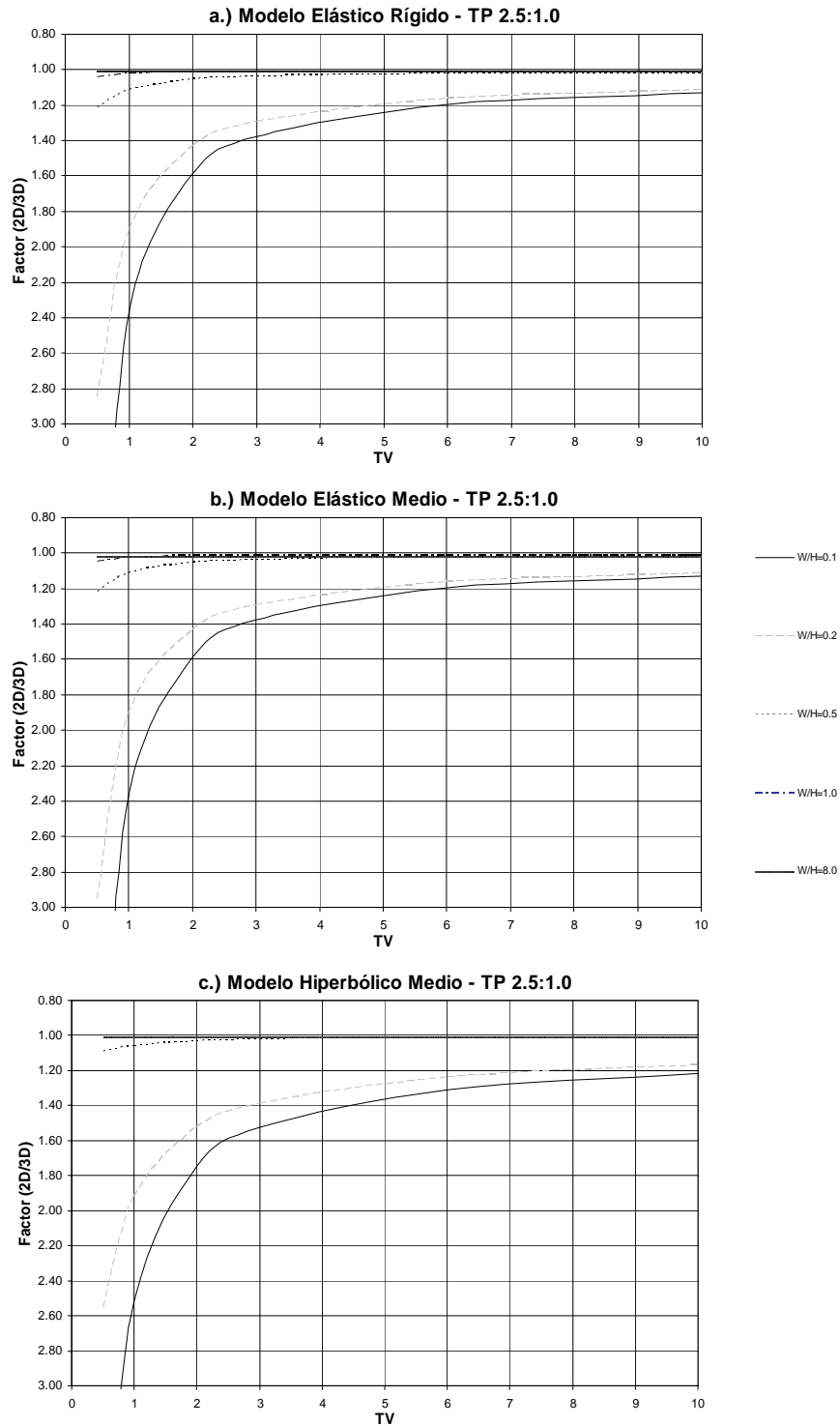


Figura A 3.79 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Z/H de 0.05 – Variables TV, TP y W/H

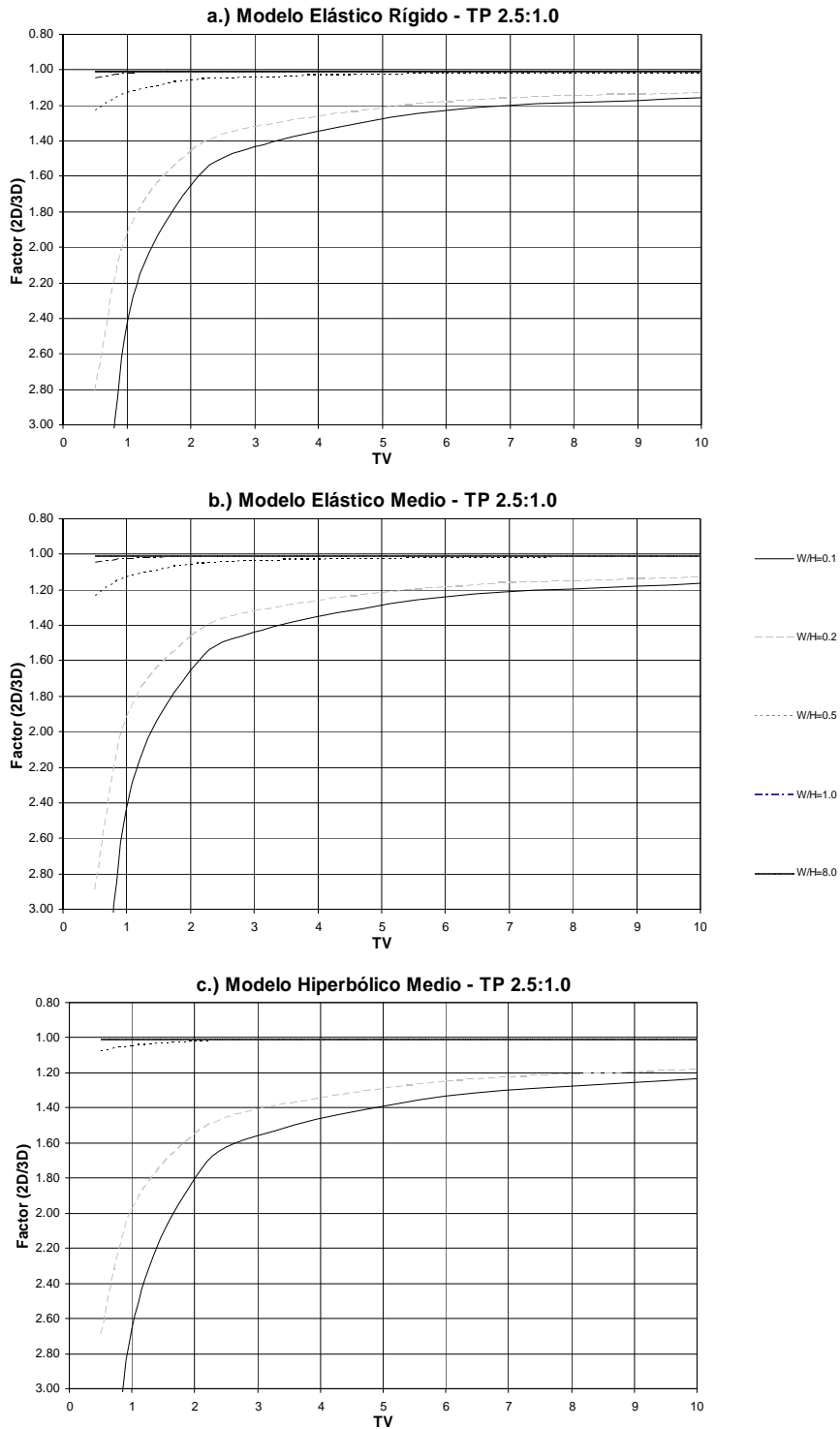


Figura A 3.80 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en el sentido del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Z/H de 0.05 – Variables TV, TP y W/H

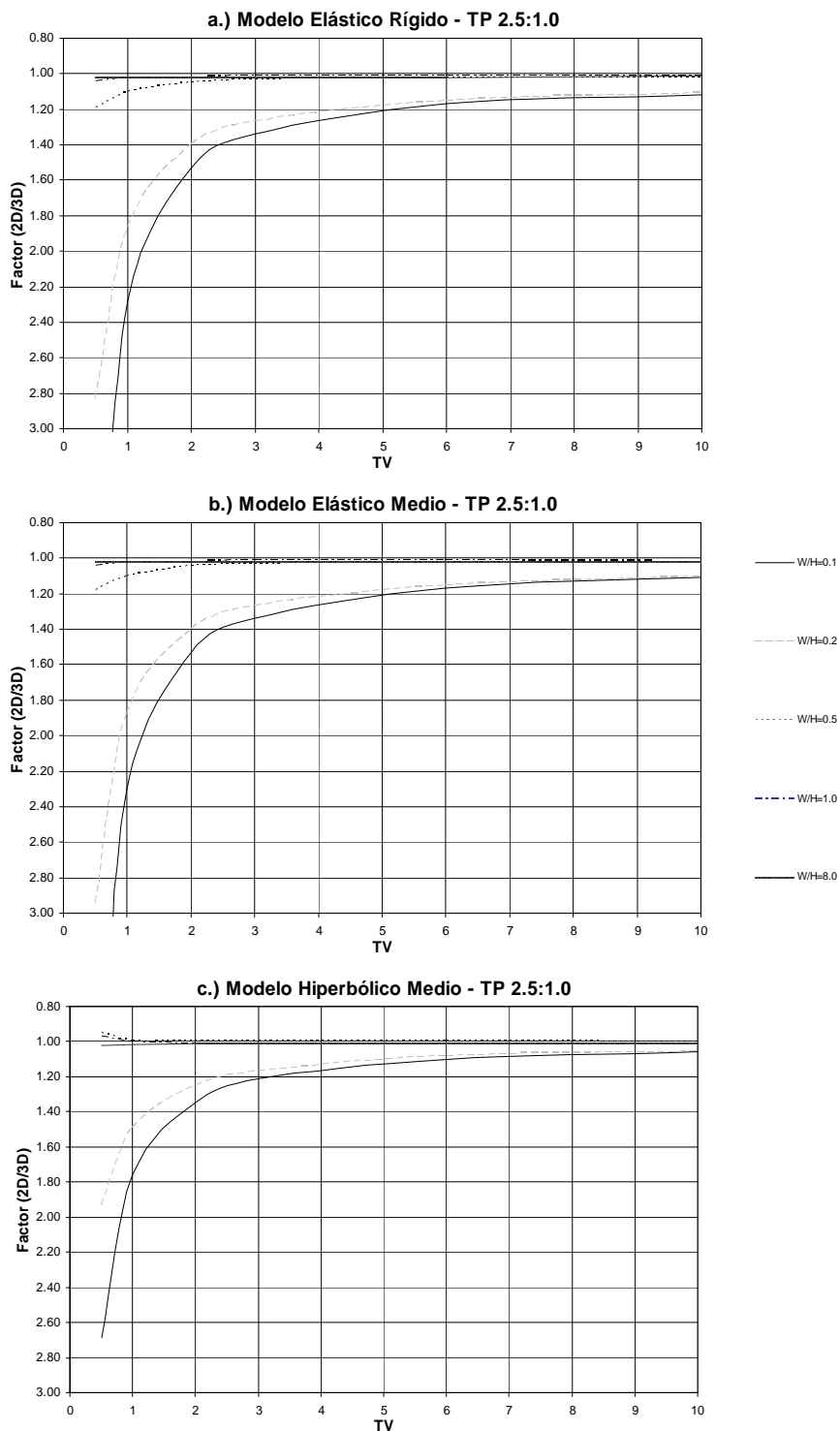


Figura A 3.81 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo – Z/H de 0.1 – Variables TV, TP y W/H

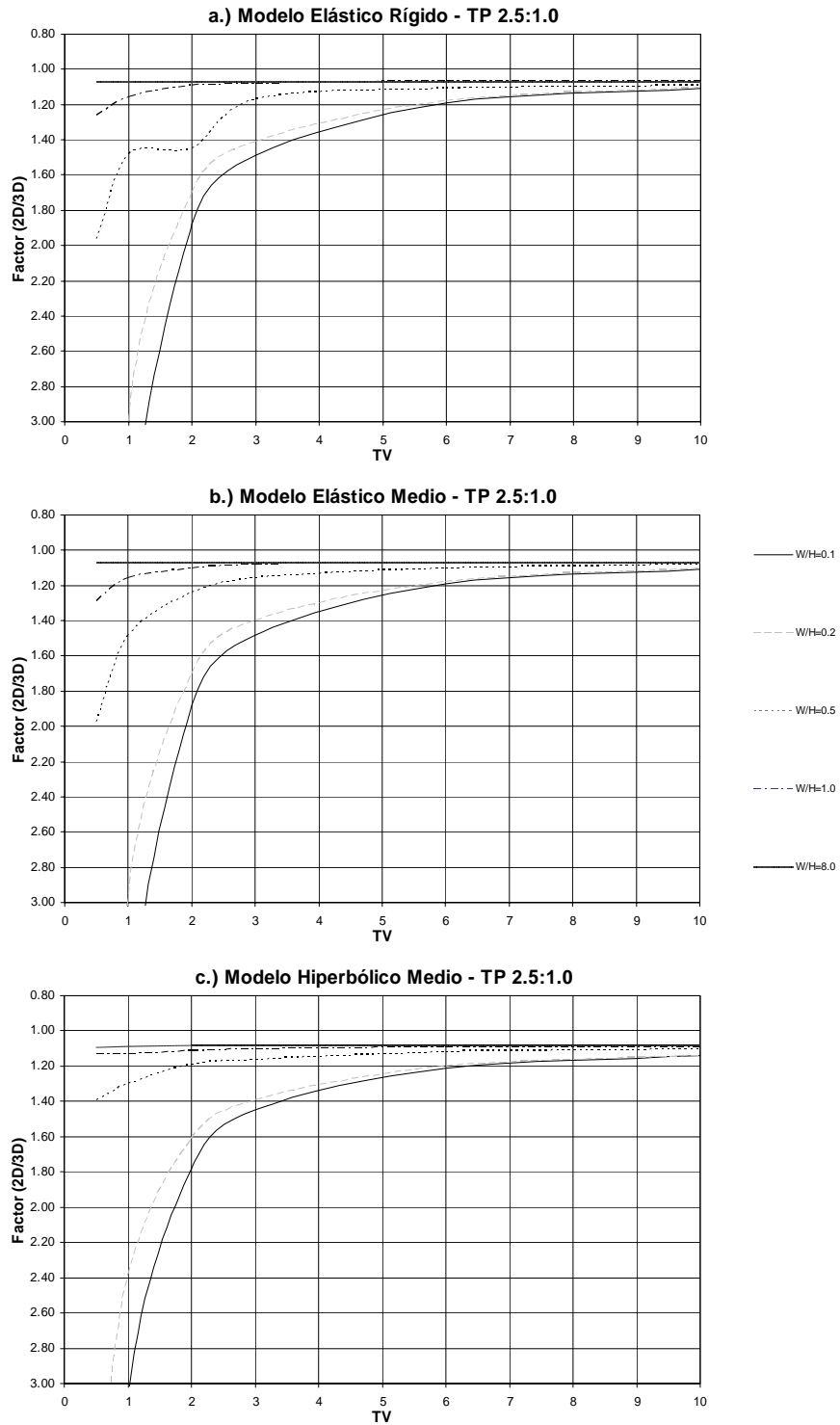


Figura A 3.82 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo – Z/H de 0.1 – Variables TV, TP y W/H

Siguiendo con el resumen del efecto de arqueo, se realizaron otras gráficas del factor $2D/3D$ para las cuatro variables de campo en función TV y W/H , para tres alturas dentro del terraplén. Para visualizar el efecto de la no linealidad del material, se presentan series de datos sólo para un comportamiento lineal promedio, y otras para comportamientos no lineales (hiperbólicos). Teniendo en cuenta la definición del $(W/H)_{crit}$, se graficaron para cada condición del material tres curvas de W/H : el límite superior correspondientes a valores de $W/H = 0.1$, el valor crítico de 0.5, y el límite inferior que corresponde a valores de $W/H = 8.0$.

En primera instancia, se observa en las gráficas de esfuerzos verticales y horizontales (ver Figura A 3.83 y Figura A 3.84) que para elevaciones en el terraplén mayores que 0.25H los efectos de arqueo ya son despreciables, y de igual forma la condición de no linealidad del material no representa diferencias significativas respecto a la condición lineal. Por lo anterior puede decirse entonces que la variación de esfuerzos por efecto de arqueo en la sección máxima en dirección del río sobre la vertical desde la cresta de la cortina, sólo se da para alturas del terraplén menores que 0.25H, relaciones de ancho del río menores que 0.5, taludes del valle menores que seis, presentando diferencias al definir un comportamiento del material lineal o no lineal.

En cuanto a las gráficas de desplazamientos verticales y horizontales (ver Figura A 3.85 y Figura A 3.86), la variación de estos desplazamientos por efecto de arqueo en la sección máxima en dirección del río sobre la vertical desde la cresta de la cortina, se da de manera muy importante para elevaciones menores que 0.30H, relaciones de ancho del río menores que 0.5, taludes del valle menores que seis, con diferencias al definir un comportamiento del material lineal o no lineal. Para alturas mayores que 0.30H disminuyen los efectos de arqueo, pero siguen siendo importantes para taludes del valle menores que tres, para anchos del río incluso iguales al ancho crítico de 0.5 y las diferencias entre las condiciones lineales y no lineales del material no son concluyentes.

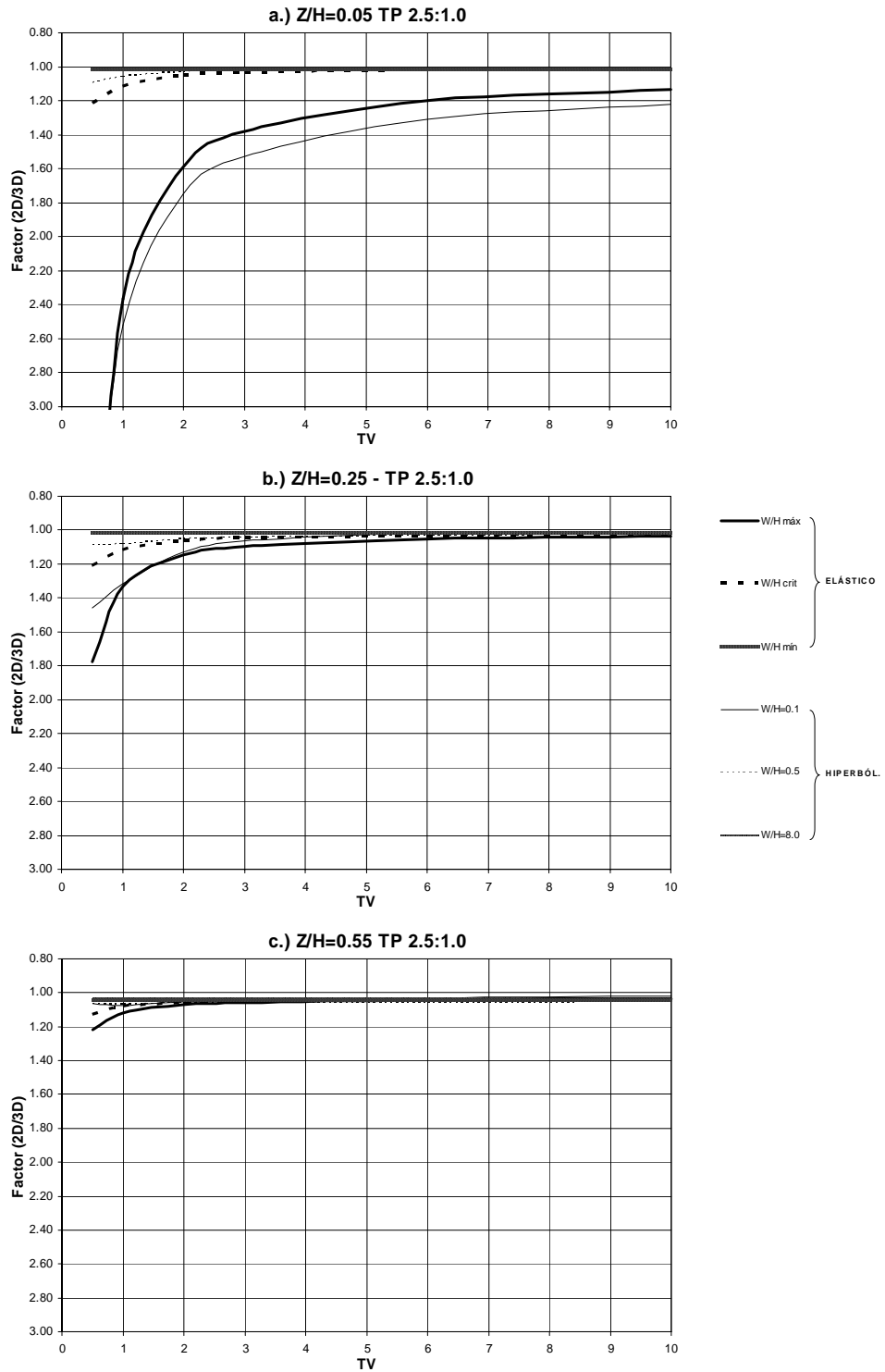


Figura A 3.83 Variación factor 2D/3D de esfuerzos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H

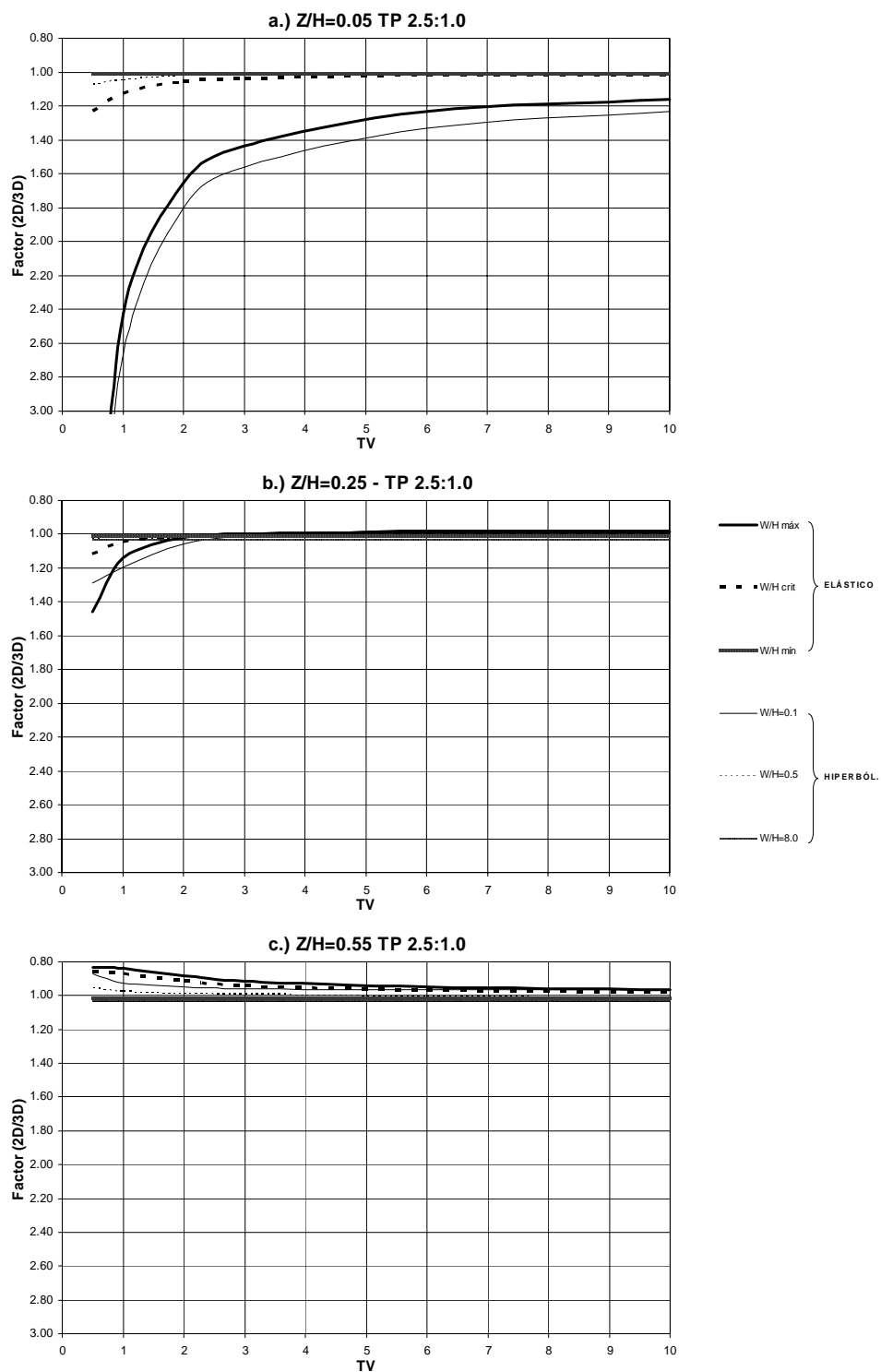


Figura A 3.84 Variación factor 2D/3D de esfuerzos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H

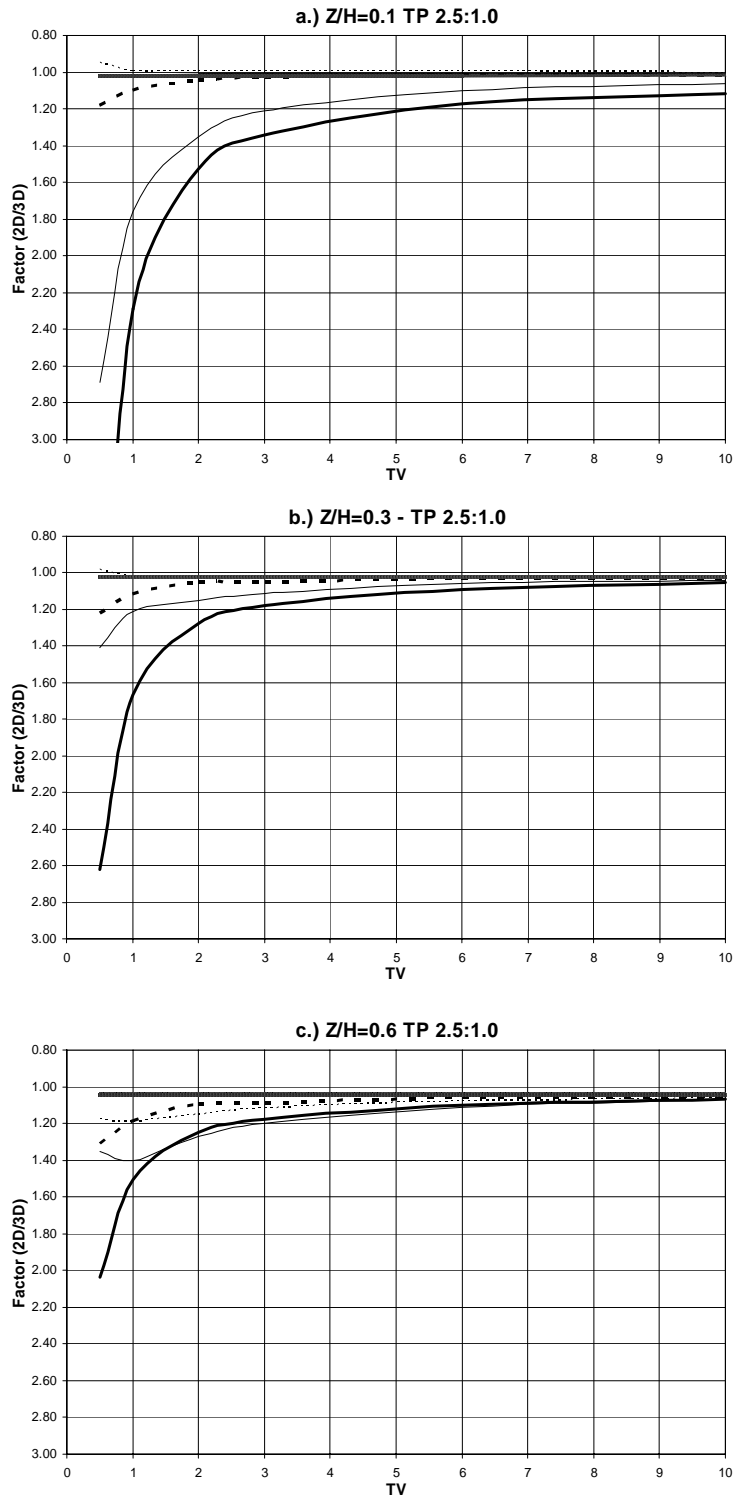


Figura A 3.85 Variación factor 2D/3D de desplazamientos verticales – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H

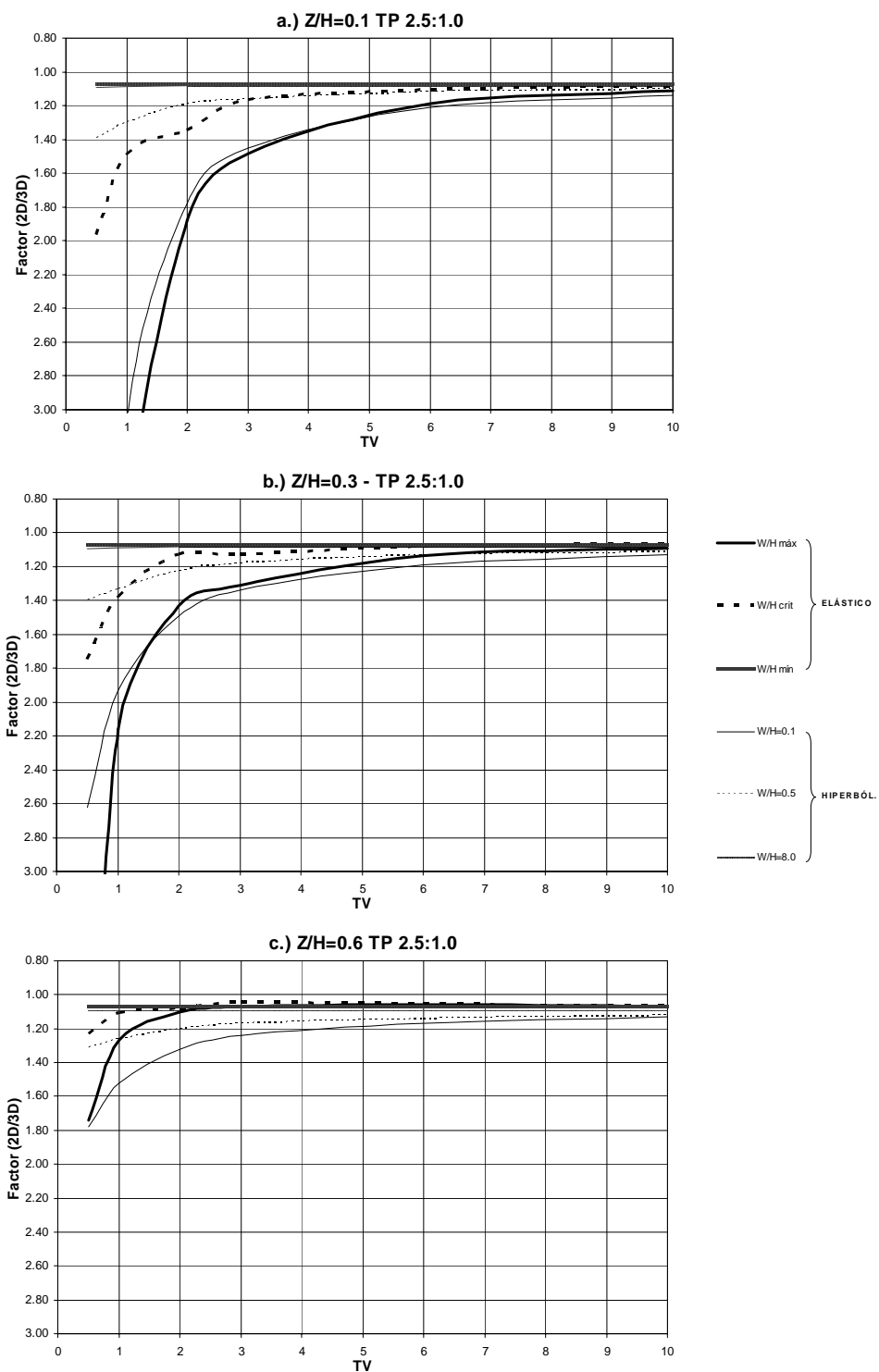


Figura A 3.86 Variación factor 2D/3D de desplazamientos horizontales en dirección del río – sección máxima - Final proceso constructivo –Variación en altura - Variables TV, TP y W/H

A3.3 EFECTO DE ARQUEO EN LOS DESPLAZAMIENTOS DEL TERRAPLÉN SOBRE LA SECCIÓN MÁXIMA A LO LARGO DE LA CRESTA DE LA CORTINA

Para analizar la influencia del efecto de arqueo en los asentamientos máximos del terraplén, sobre los modelos tridimensionales simétricos y homogéneos, se calculan tales asentamientos a lo largo de la cresta de la cortina (dirección X del sistema coordenado tridimensional). Al graficar los asentamientos máximos respecto a su abscisa correspondiente en el eje X , se puede observar cual es la influencia del arqueo en el comportamiento de tales asentamientos, ya que secciones angostas con taludes del valle muy inclinadas en las que se genera un fuerte arqueo, tienden a disminuir la magnitud de los asentamientos, respecto a una sección amplia con taludes más tendidos, en la que la intensidad del arqueo resulta mucho menor, y por tanto se obtienen asentamientos mayores con una magnitud que depende únicamente de la rigidez del material constitutivo de la cortina.

Para volver comparables los resultados de cada modelo tridimensional, se normalizan tantos los asentamientos máximos respecto a la altura de terraplén con la relación S_{\max_i}/H_i , así como las abscisas sobre el eje X a lo largo de la cresta, midiendo la distancia respecto al centro de la sección por medio de la relación $X_i/(L/2)$, lo que define unos límites a esta variable normalizada que varían entre -1 y 1 , como se observa en la Figura A 3.87.

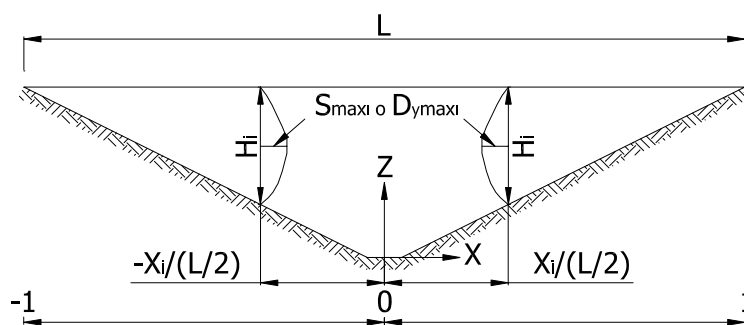


Figura A 3.87 Medición de la relación de asentamientos máximos

Esta relación se evalúa para el final del proceso constructivo, y se extiende no solo a la evaluación de asentamientos máximos, sino también a los desplazamientos horizontales máximos perpendiculares a esta sección, por medio de la relación $D_{y\max_i}/H_i$.

A3.3.1 Relación de asentamientos máximos al final del proceso constructivo

A continuación se presenta el resultado del cálculo de la relación de asentamientos máximos S_{\max_i}/H_i al final del proceso constructivo, para los nodos o vértices de los elementos ubicados sobre la sección máxima, escogiendo para cada abscisa (en dirección X) el valor del asentamiento máximo

de los nodos ubicados sobre la vertical de dicha abscisa, como se observa en la Figura A 3.88, y normalizándolo respecto a la altura del terraplén correspondiente.

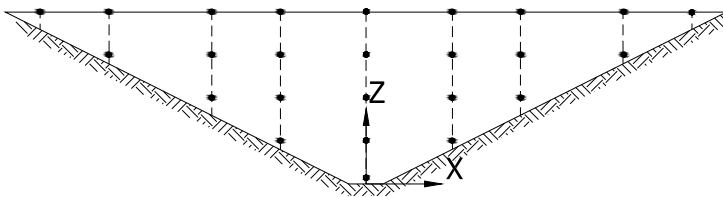


Figura A 3.88 Abscisas donde se obtienen los asentamientos máximos

En general, las gráficas de resultados se organizaron en tres grupos de acuerdo a la condición de linealidad del material, como se mencionó en análisis previos:

1. Análisis realizados con el modelo elástico rígido, ver Figura A 3.90 a Figura A 3.95
2. Análisis con el modelo elástico medio, ver Figura A 3.96 a Figura A 3.101
3. Análisis con el modelo no lineal elástico ver Figura A 3.102 a Figura A 3.107

Es importante resaltar que los resultados de asentamientos de estos tres grupos, dependen tanto de la condición de arqueo como de la rigidez del material, por tanto, el rango de variación de la relación de asentamientos máximos en la abscisa media de la sección, para la condición elástica rígida varía entre 0.16H(%) y 0.33H(%) (ver Figura A 3.90), para la condición elástica media entre 0.35H(%) y 0.72H(%) (ver Figura A 3.96) y para la condición no lineal elástica (modelo hiperbólico) entre 0.75H(%) y 1.4H(%). También cabe mencionar que las ordenadas de las gráficas, las relaciones S_{max_i}/H_i , se organizan en forma descendente, con el cero en la parte superior de las ordenadas, y con el valor máximo en la parte inferior de las mismas, lo cual corresponde al sentido de las trayectorias de las deformaciones en el terraplén.

En las cinco gráficas siguientes de cada condición del material, se evaluará por tanto la variación de asentamientos por la generación del efecto de arqueo en función de las variables paramétricas, para una mejor comprensión del fenómeno.

A3.3.1.1 Modelo elástico rígido

Para esta condición del material, como se mencionó anteriormente, el rango de variación de la respuesta en la abscisa media esta entre 0.16H(%) y 0.33H(%) como se observa en la Figura A 3.90.

Para una mejor comprensión de los efectos geométricos en la variación de la relación de asentamientos máximos, se procedió a realizar otras figuras adicionales, en las que se mantienen fijas dos de las

variables paramétricas, y se deja libre una tercera variable, con el fin de evaluar el efecto de dicha variable en el cambio de la relación de asentamientos máximos por arqueo

En la Figura A 3.91 y la Figura A 3.92 se visualizan los resultados organizados según la variación de taludes del valle, TV , y se aprecia que a partir de la taludes más tendidos que tres las gráficas son más o menos iguales en cuanto a forma y valor máximo en la abscisa media, es decir, se pierde paulatinamente la influencia del efecto de arqueo por esta variable.

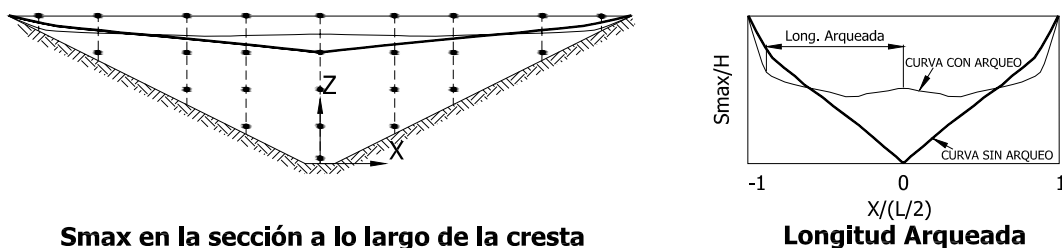
Al observar estos mismos resultados según los taludes de la presa, TP (ver Figura A 3.93), no se obtienen resultados concluyentes que permitan identificar a partir de que valor de esta variable no se presente influencia del arqueo sobre la relación de asentamientos máximos, y solo permiten confirmar que la variación de la respuesta por esta variable puede ser máximo de 0.02H(%).

En la Figura A 3.94 y la Figura A 3.95 se grafican los resultados en función del ancho del río, W/H , y se observa que la respuesta converge sistemáticamente a un máximo, a partir de valores de este parámetro mayores o iguales a 0.5. Sin embargo, existe una ampliación de la zona donde se presentan los máximos de las curvas, a medida que aumenta el valor de este parámetro, que indica que a pesar de que se obtiene la respuesta máxima, existe un efecto geométrico del parámetro sobre la forma de la curva de respuesta.

Para la gráfica que corresponden a valores de W/H iguales a 8 (curvas para valles muy anchos, ver Figura A 3.95 parte b.), como se mencionó en el párrafo anterior, el efecto de arqueo ya no es significativo, por tanto se obtienen los mismos asentamientos máximos de taludes del valle muy tendidos, pero ahora la forma de la curva no posee un único máximo, sino una meseta con un ancho que disminuye a medida que aumenta el valor de TV , en cuyo valor máximo, la meseta presenta un ancho igual al ancho del río, que expresado en términos de la abscisa de la gráfica, resulta ser:

$$\frac{W}{(L/2)} = \frac{800}{(2800/2)} = 0.57$$

Excluyendo las curvas obtenidas para este valor de la relación W/H , se puede definir otro estimador del efecto de arqueo, observando en las gráficas organizadas según el talud del valle TV (ver Figura A 3.91 y la Figura A 3.92) la tendencia general de las curvas a presentar una forma en V bien definida a medida que aumenta TV , con un valor único de asentamiento máximo cuando no se presenta el efecto de arqueo, como se observa en la Figura A 3.89.



Smax en la sección a lo largo de la cresta

Longitud Arqueada

Figura A 3.89 Medición de la longitud arqueada en la sección a lo largo de la cresta

Sobre las gráficas de TV se procedió entonces a indicar la longitud arqueada sobre la sección, es decir, la longitud medida a partir de la abscisa media de la sección, en la cual el grupo de curvas correspondientes a las otras dos variables paramétricas (TP y W/H) pierde su forma V , que se convierte en un indicativo del ancho de la sección afectado por arqueo. Partiendo de la Figura A 3.92 parte c. ($TV = 10$), en la cual las curvas tienen una forma de V bien definida, se define que no existen efectos de arqueo, y la longitud arqueada es nula. A medida que se inclinan los taludes del valle se empieza a crear una especie de meseta en la zona central de la sección por tanto para un talud del valle de 3 se define una longitud arqueada de 0.30.

A medida que se incrementa más la inclinación de los taludes del valle, los efectos de arqueo son mucho más notorios, por tanto las curvas tienden en su valor mínimo a mesetas más amplias por un mayor efecto de arqueo, y hacia los valores máximos la concavidad de las curvas presenta un par de discontinuidades, que define hacia los extremos de las abscisas líneas con una concavidad suave, y en la parte central curvas con una concavidad más abrupta, como una idea de la pérdida de la forma en V de referencia. Este comportamiento permite entonces definir una longitud de arqueo de 1.46, para el talud del valle de 0.5.

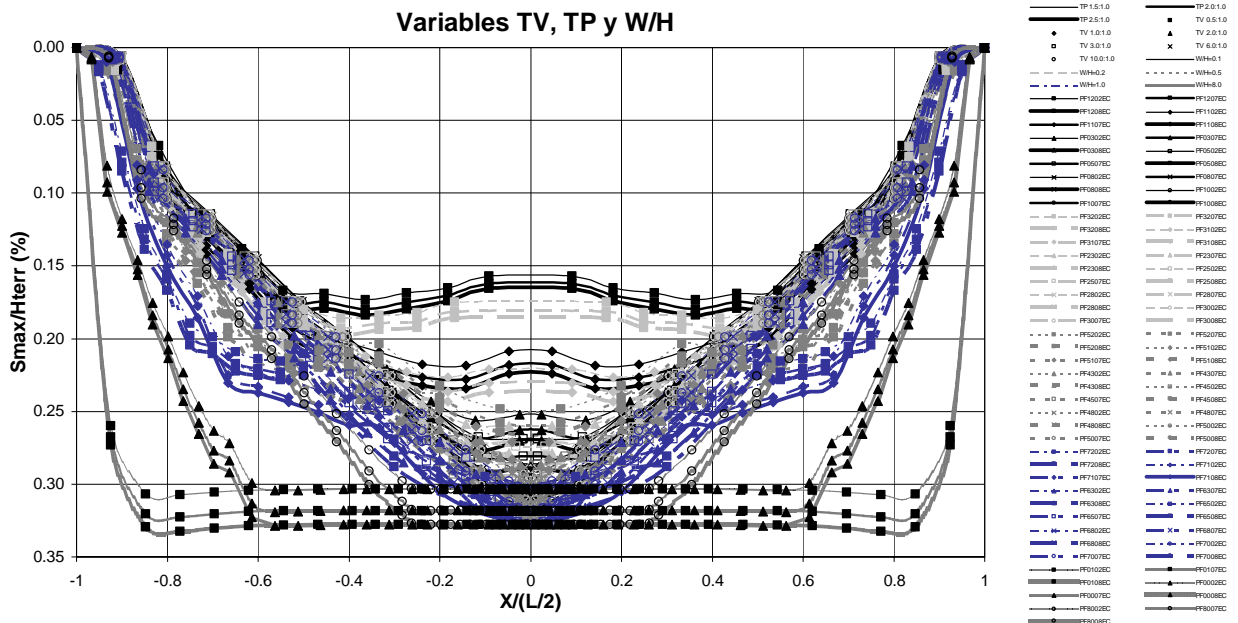


Figura A 3.90 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – Variables TV, TP y W/H

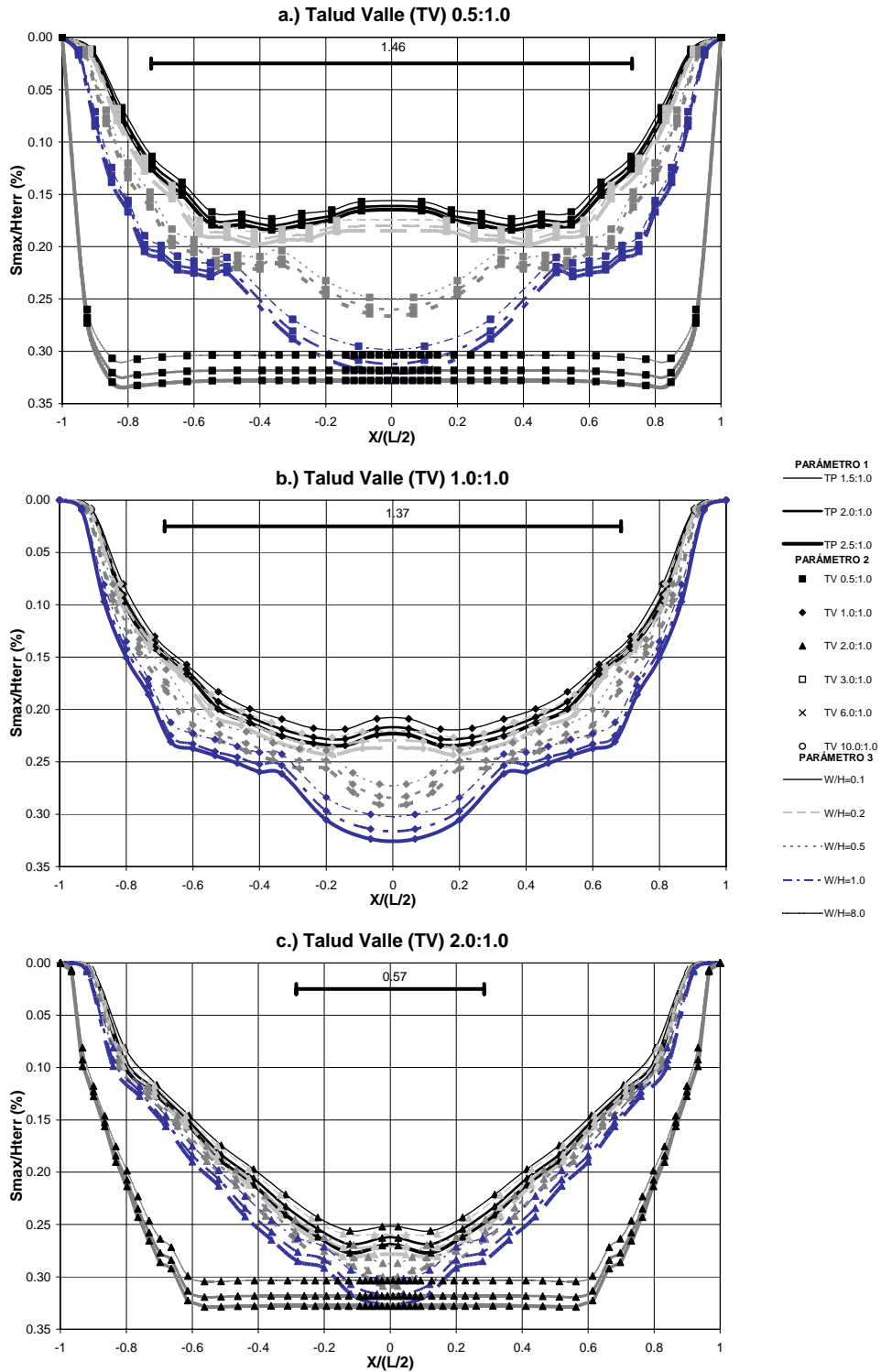


Figura A 3.91 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 0.5 a 2.0

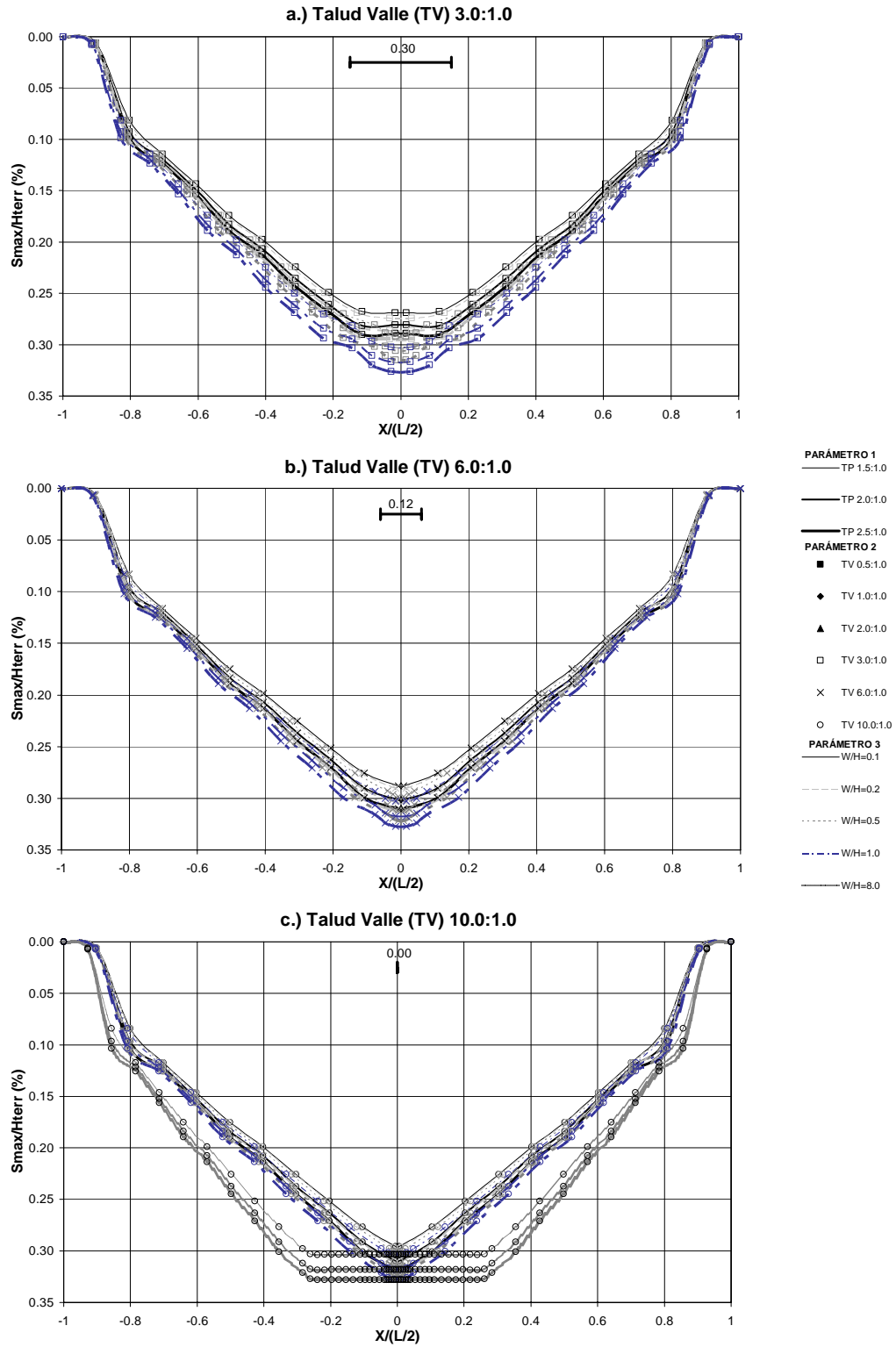


Figura A 3.92 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 3.0 a 10.0

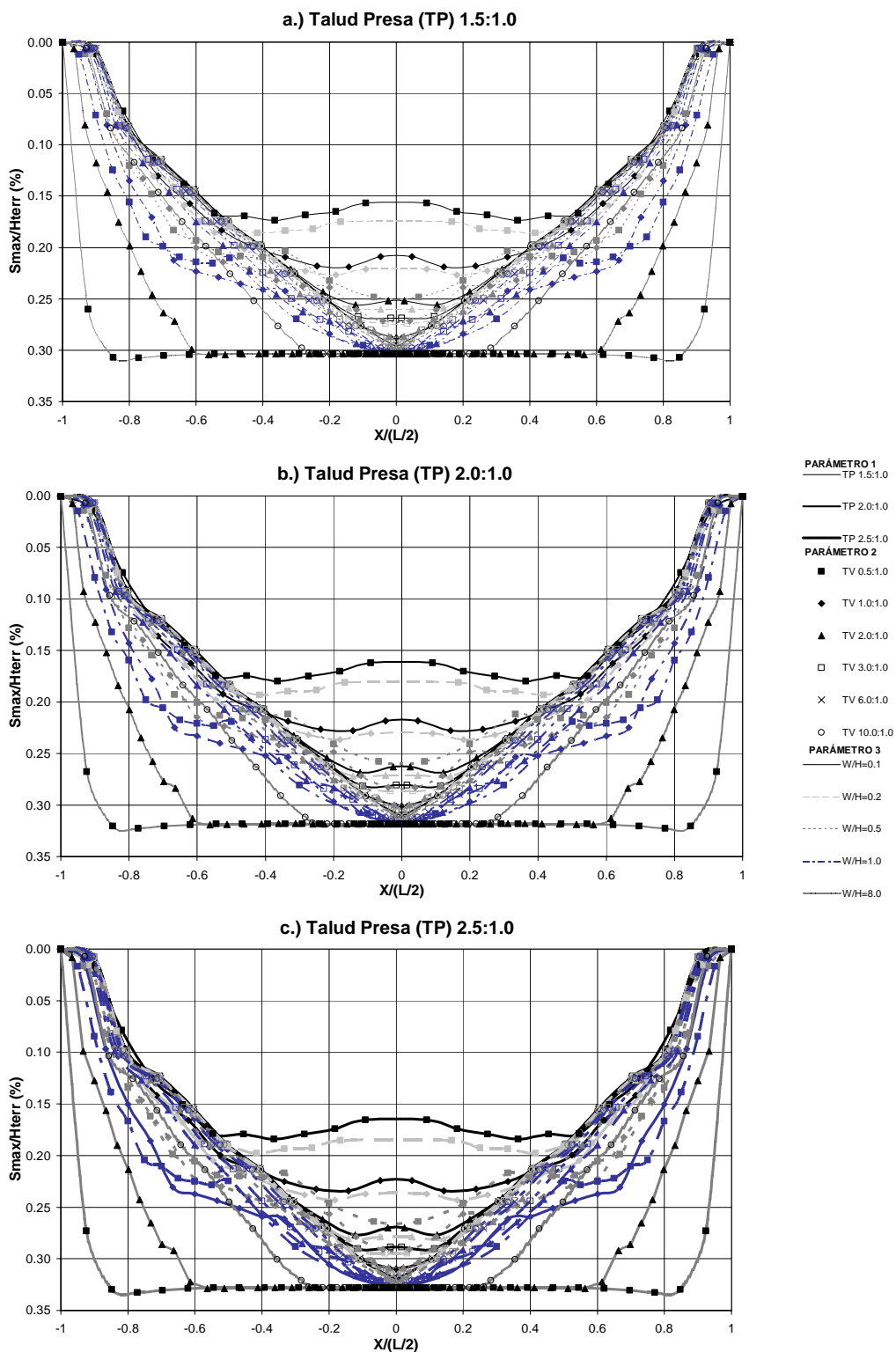


Figura A 3.93 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5

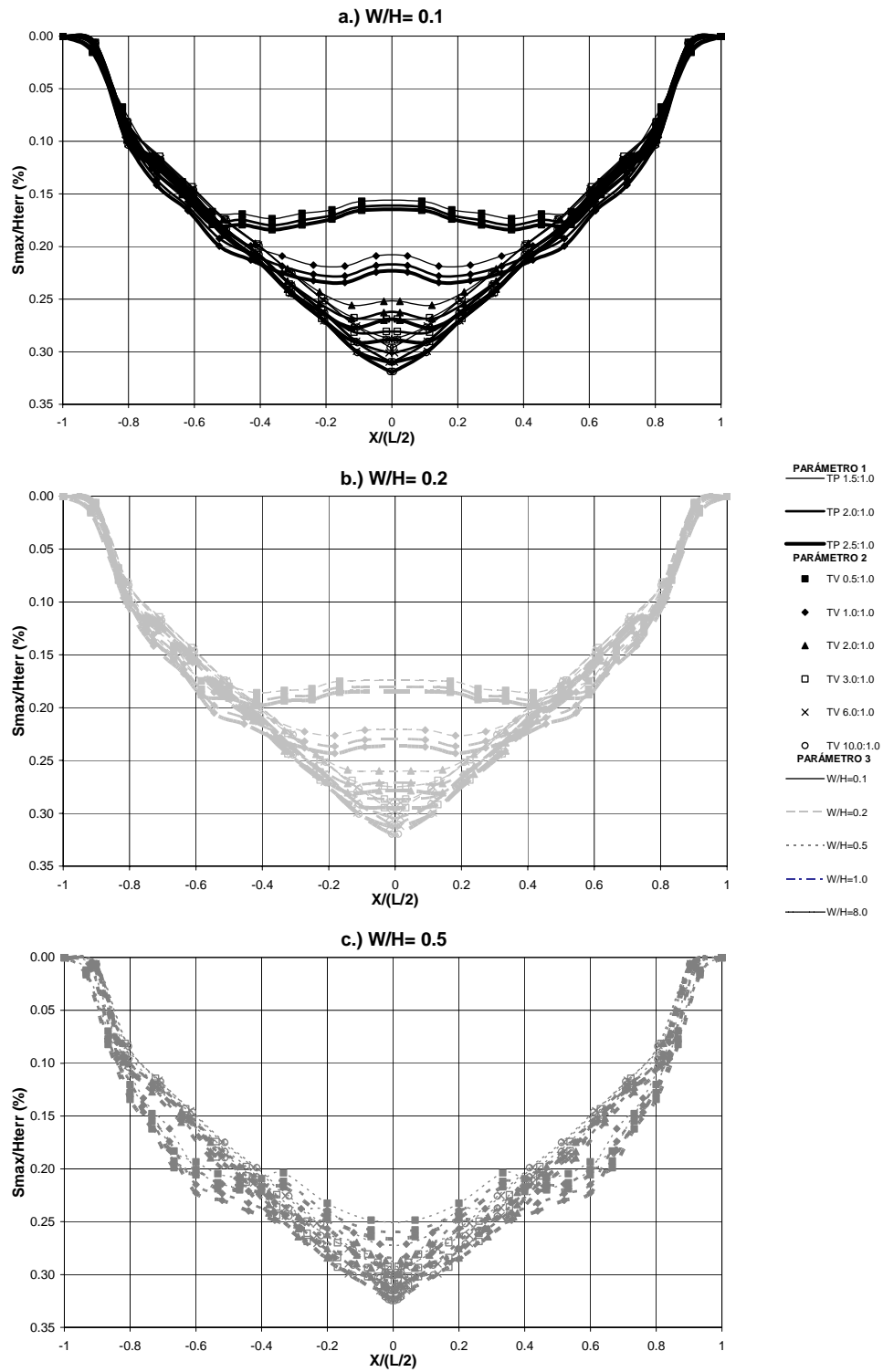


Figura A 3.94 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 0.1 a 0.5

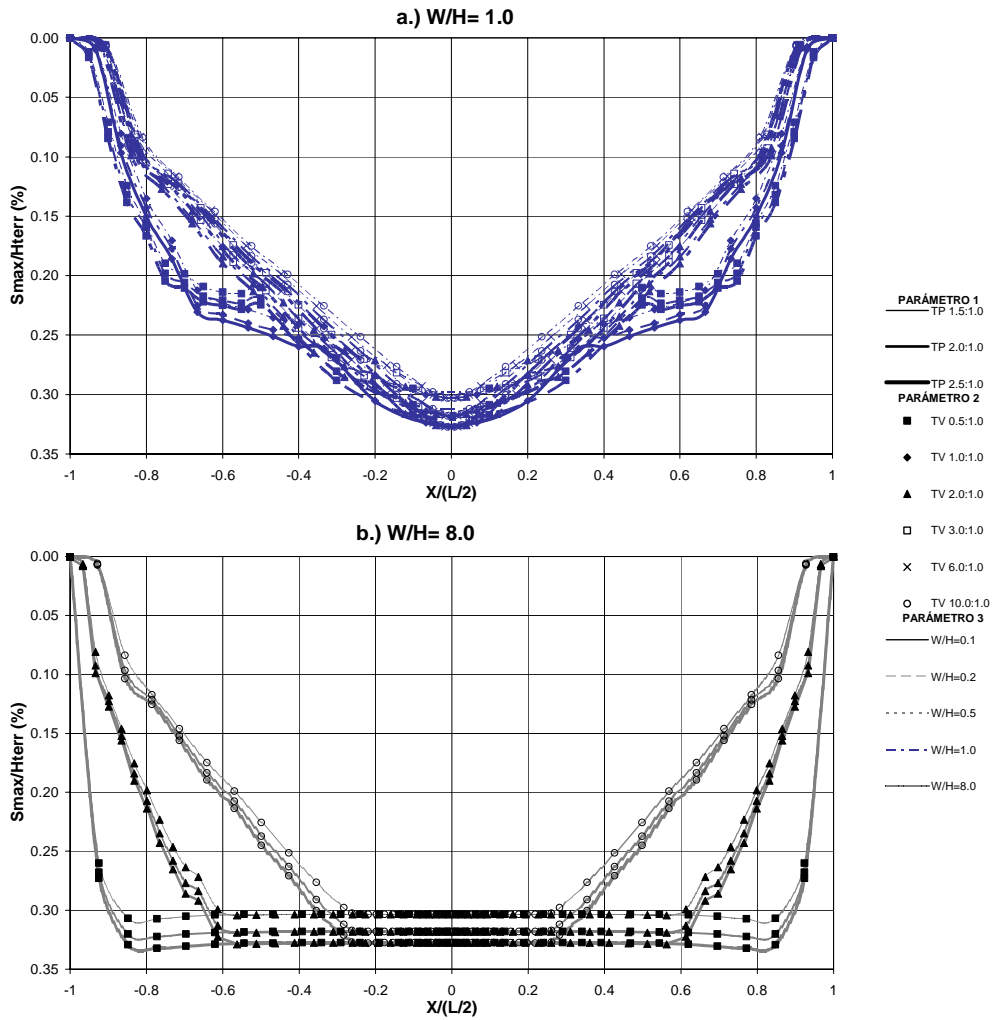


Figura A 3.95 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 1.0 a 8.0

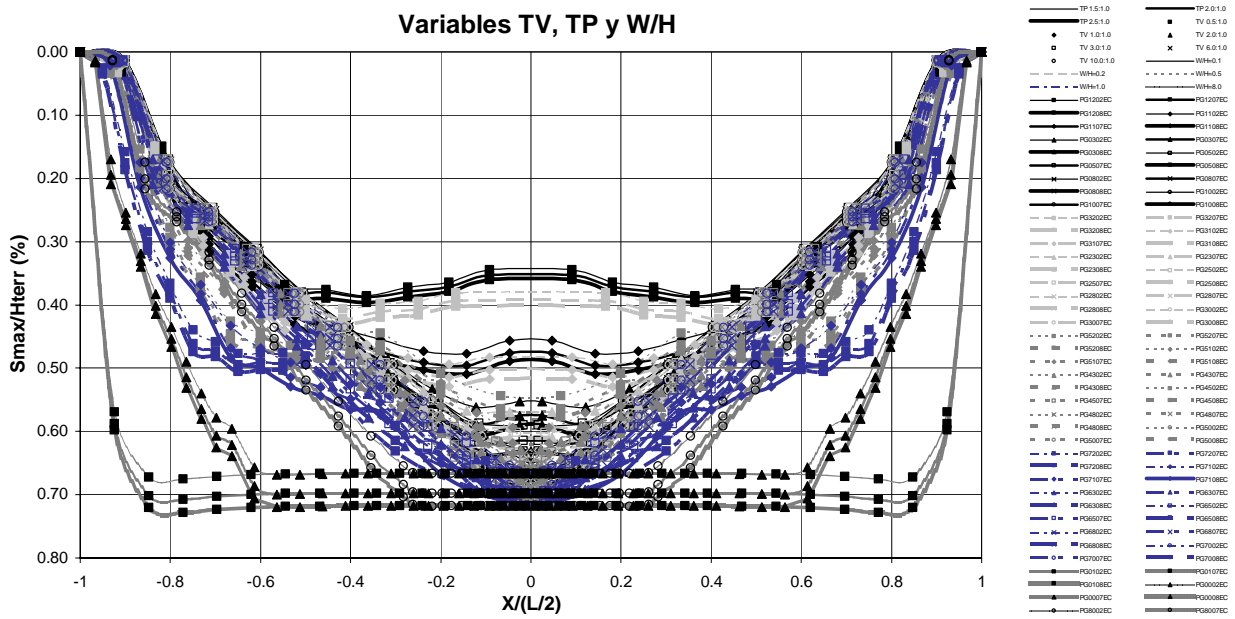
A3.3.1.2 Modelo elástico medio

La diferencia fundamental de esta condición del material respecto a la condición rígida, es que al volverse más flexible el material, los valores de la relación de asentamientos máximos aumentan y el rango de variación está ahora entre 0.35H(%) y 0.72H(%) (ver Figura A 3.96).

Al organizar las gráficas respecto al talud del valle (ver Figura A 3.97 y Figura A 3.98), se observa que la tendencia de las curvas presenta una concavidad similar respecto a la modelación más rígida (y por tanto se conservan similares las longitudes arqueadas), sólo presentando variaciones en el rango de los valores de las respuestas, y confirmando el hecho de que los efectos de arqueo son más importante para taludes del valle mas inclinados que 3.

Para el talud de la presa se obtienen también conclusiones similares al caso anterior, quedando solamente por remarcar que por esta variable también existe un ligero aumento en la diferencia de la respuesta al evaluarlos en sus valores límites, llegando a una diferencia máxima de 0.06H(%) (ver Figura A 3.99).

Las gráficas en función de la relación del ancho del río (ver Figura A 3.100 y Figura A 3.101) permiten definir efectos importantes para valores del parámetro menores que 0.5, como se definió para la condición rígida del material.



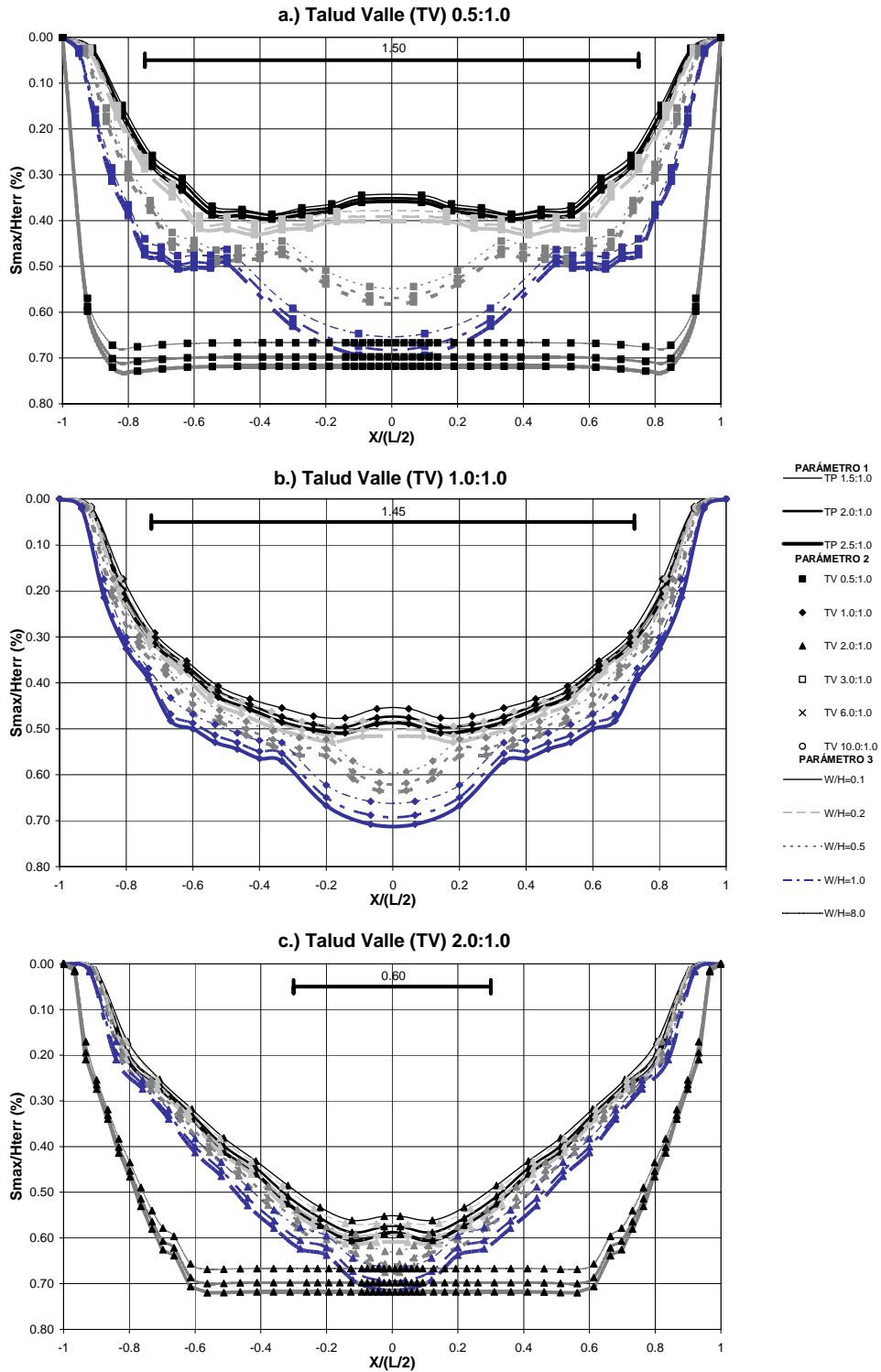


Figura A 3.97 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 0.5 a 2.0

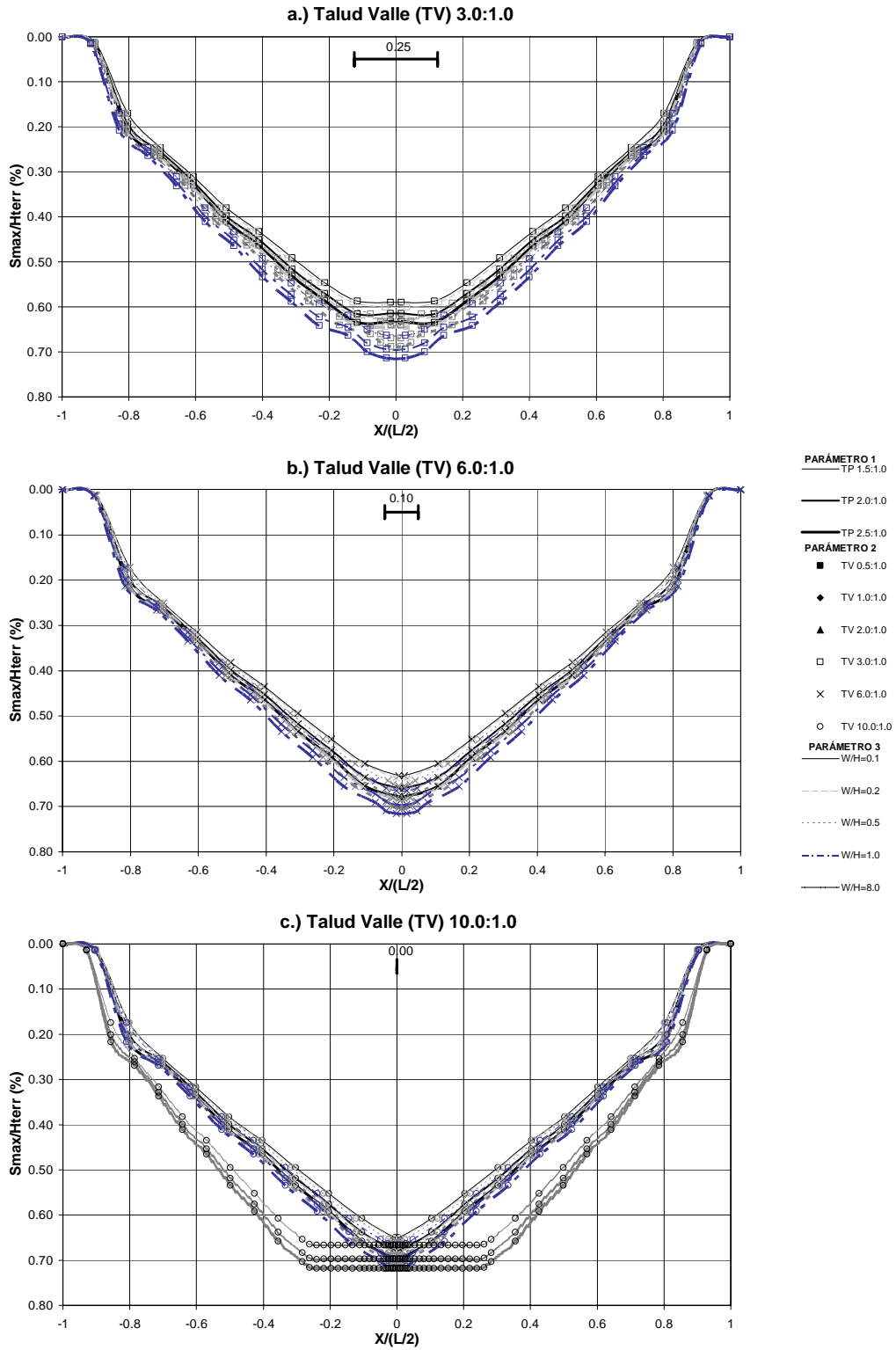


Figura A 3.98 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 3.0 a 10.0

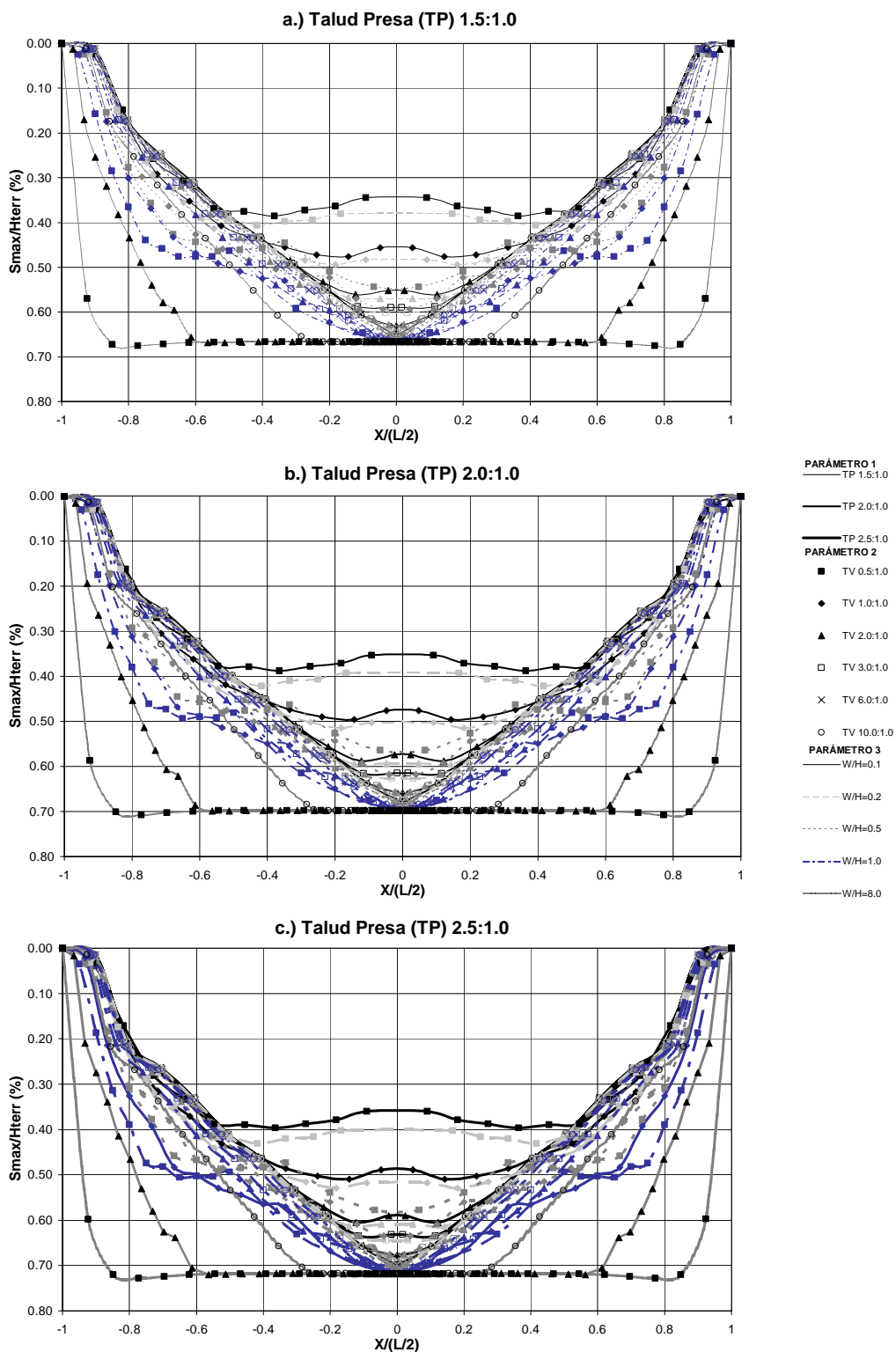


Figura A 3.99 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5

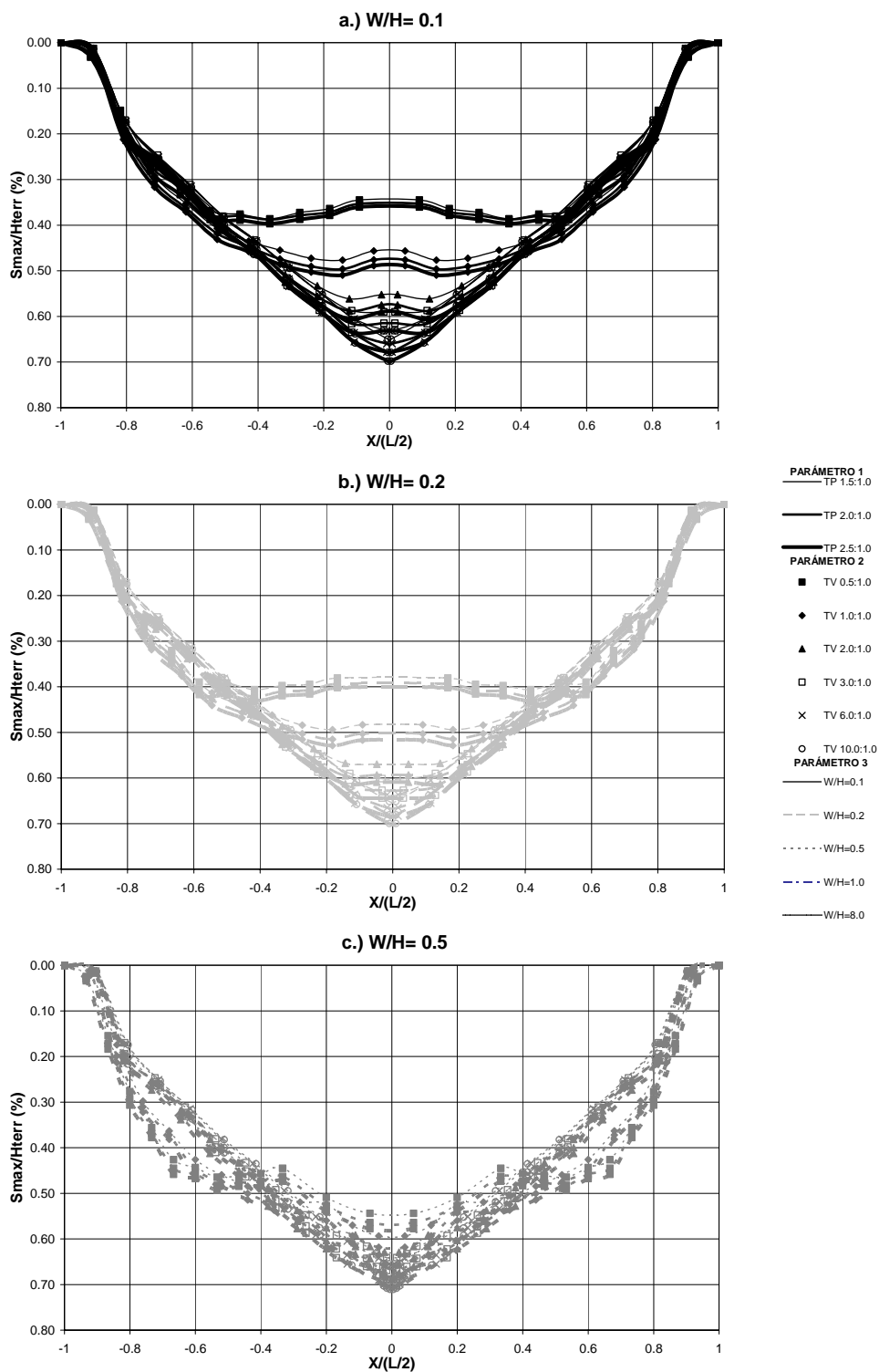


Figura A 3.100 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 0.1 a 0.5

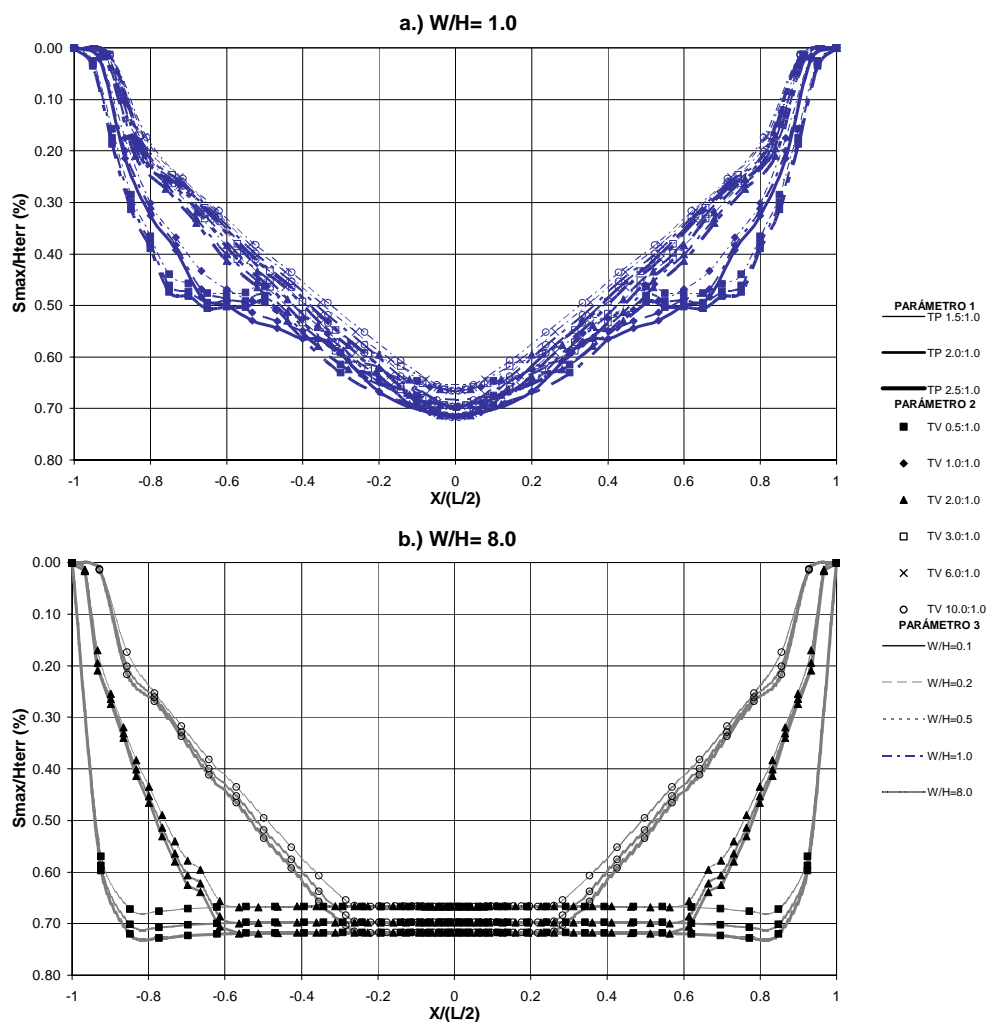


Figura A 3.101 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 1.0 a 8.0

A3.3.1.3 Modelo hiperbólico medio

Como se ha venido mencionando a lo largo del análisis de esta variable de campo, la mayor flexibilidad del material hacen que aumenten el rango de variación de la relación de asentamientos máximos a valores entre 0.75H(%) y 1.40H(%) (ver Figura A 3.102).

Al organizar las gráficas respecto al talud del valle TV (ver Figura A 3.103 y Figura A 3.104), se observa que la tendencia de los valores máximos es una curva con una concavidad más amplia respecto a la modelación más rígida (por tanto resultan mayores las longitudes arqueadas), y a partir de valores del parámetro mayores o iguales a seis no se observan variaciones en la respuesta máxima ni en la longitud arqueada, independiente de los otros parámetros.

El efecto de los taludes de la presa sobre la respuesta, si resulta ahora mucho más importante (ver Figura A 3.105), y claramente se observa cómo disminuye el rango de variación de los asentamientos máximos, a medida que aumenta el valor del parámetro, llegando a diferencias máximas ahora de 0.25H(%). Adicionalmente, se invierte el comportamiento de la respuesta en función de la pendiente del talud de la presa respecto a los casos anteriores, es decir, se obtienen mayores relaciones de asentamientos máximos para las presas de taludes mas angostos (1.5:1.0) y menores relaciones para taludes mas amplios (2.5:1.0). Esto se puede explicar por el hecho de que al ser un material dependiente del nivel de esfuerzos y del confinamiento, al tener mayor concentración de esfuerzos por el arqueo hacia el valle de la presa en la sección con taludes más angostos, se descarga más la zona central de la sección transversal, lo que hace que el material esté en una condición de esfuerzos menos confinada, que hace que su rigidez sea menor y por tanto más compresible.

También resulta claro que el efecto de la relación del ancho del río sobre la respuesta se mantiene casi invariable (ver Figura A 3.106 y Figura A 3.107), incluso para relaciones de W/H de 1.0, por tanto las variables que controla el arqueo en este tipo de material son TP y TV , siendo esta última la de mayor influencia.

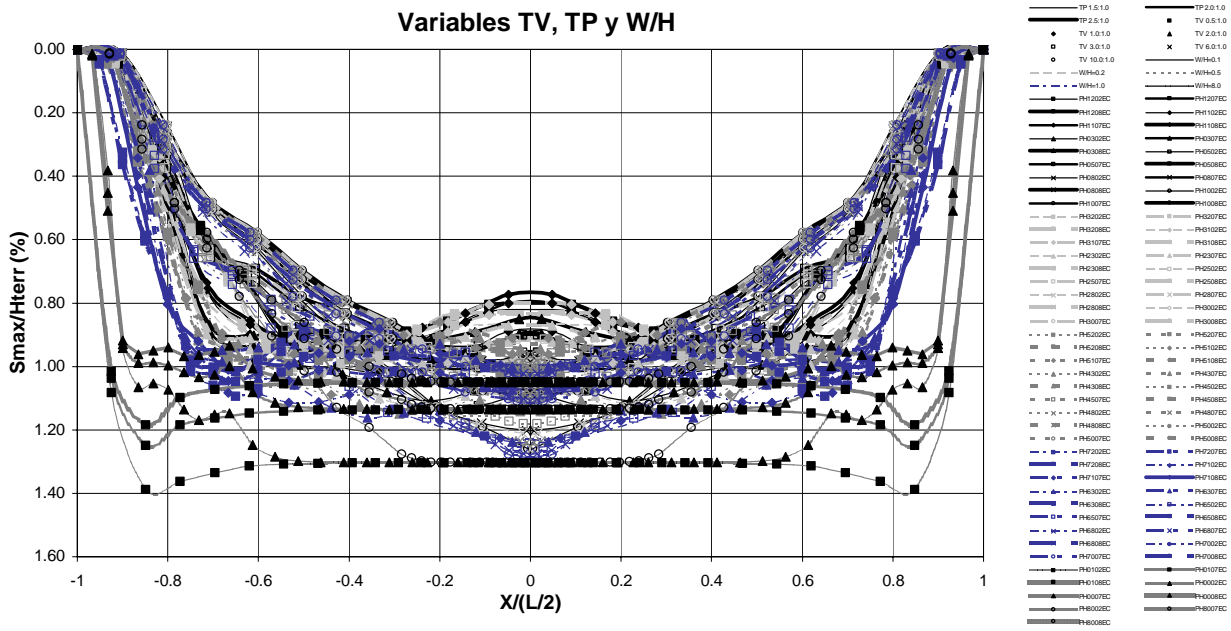


Figura A 3.102 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – Variables TV, TP y W/H

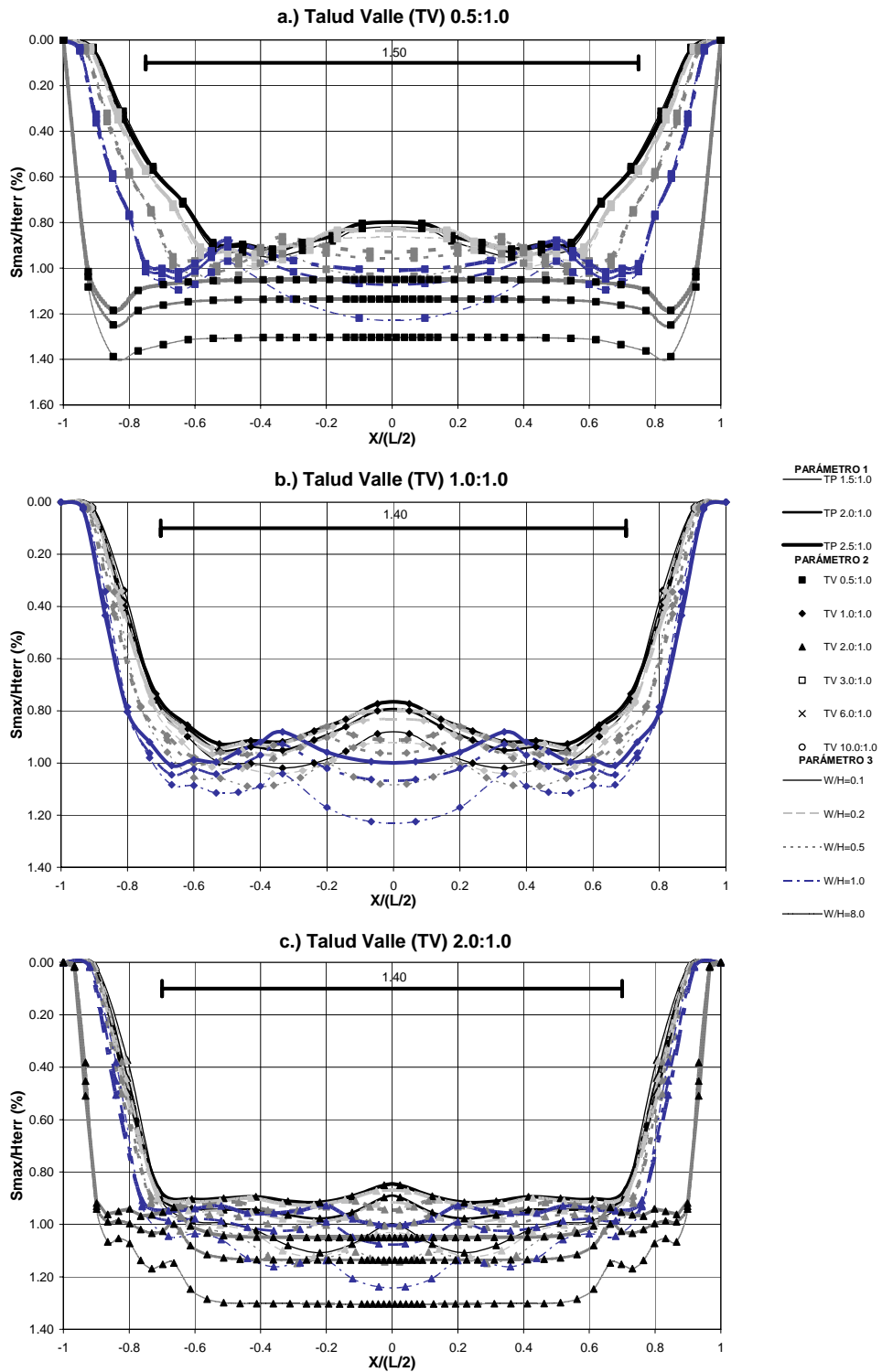


Figura A 3.103 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo - Modelo hiperbólico medio - TV de 0.5 a 2.0

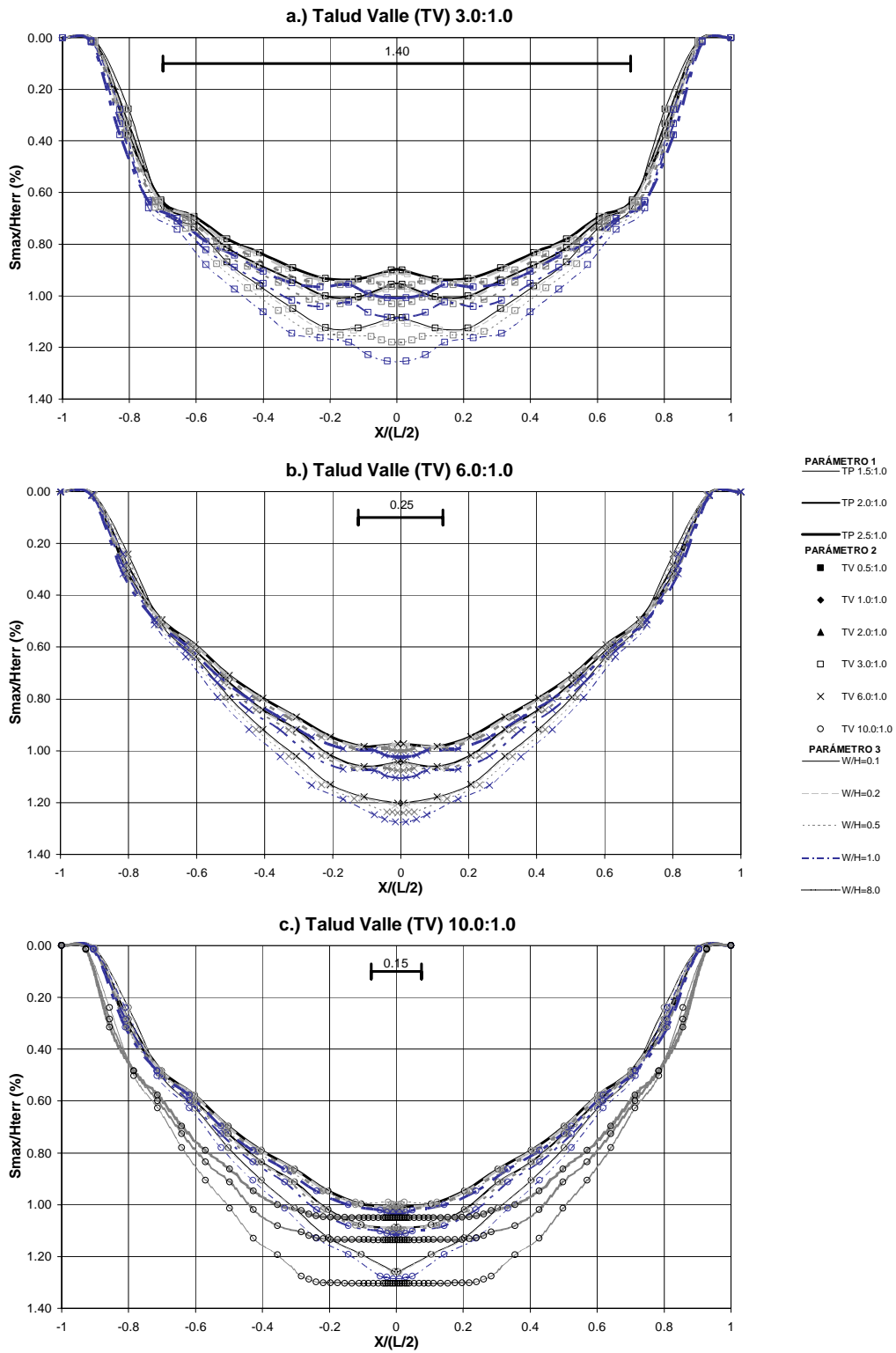


Figura A 3.104 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo - Modelo hiperbólico medio - TV de 3.0 a 10.0

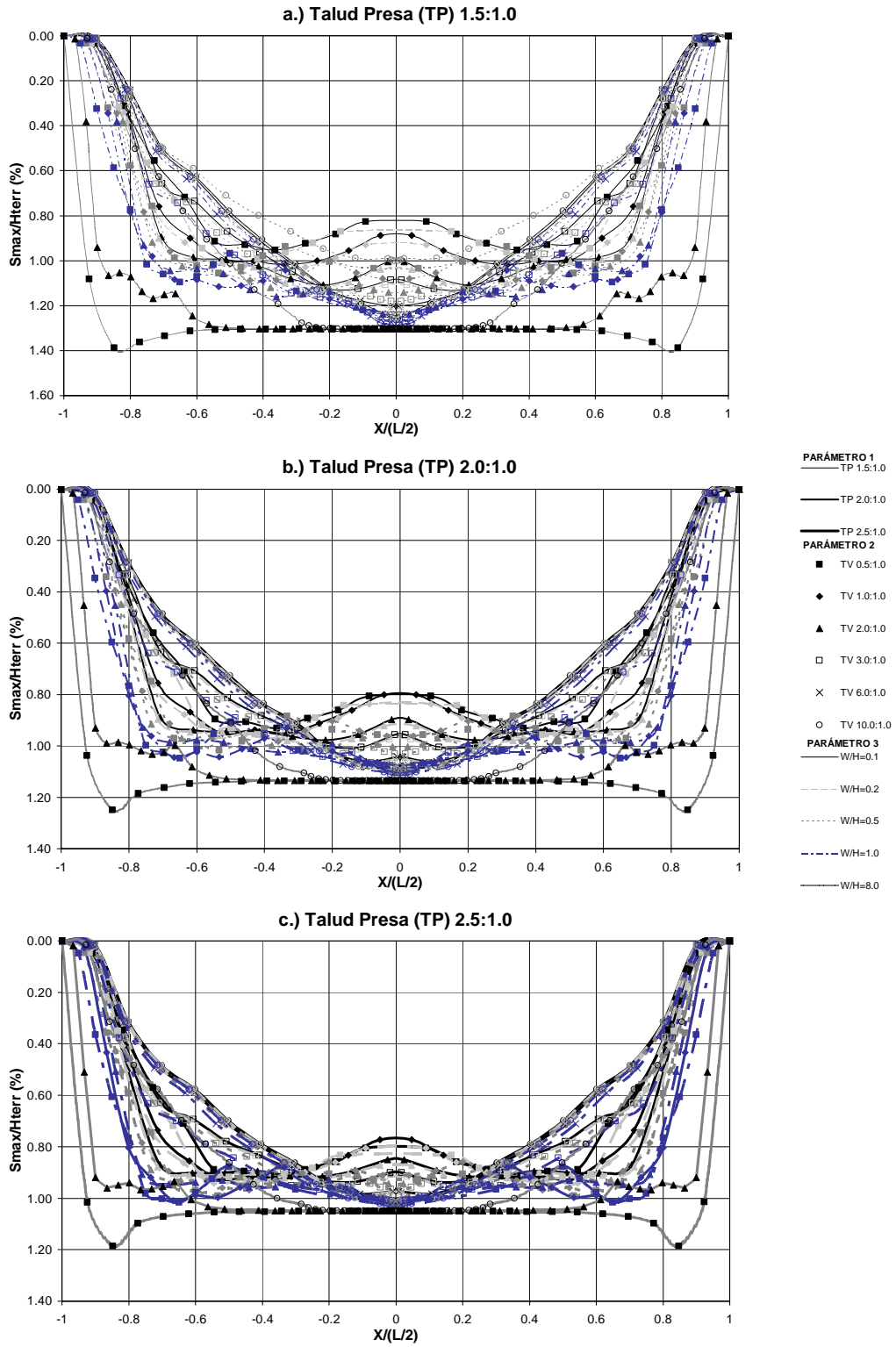


Figura A 3.105 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TP de 1.5 a 2.5

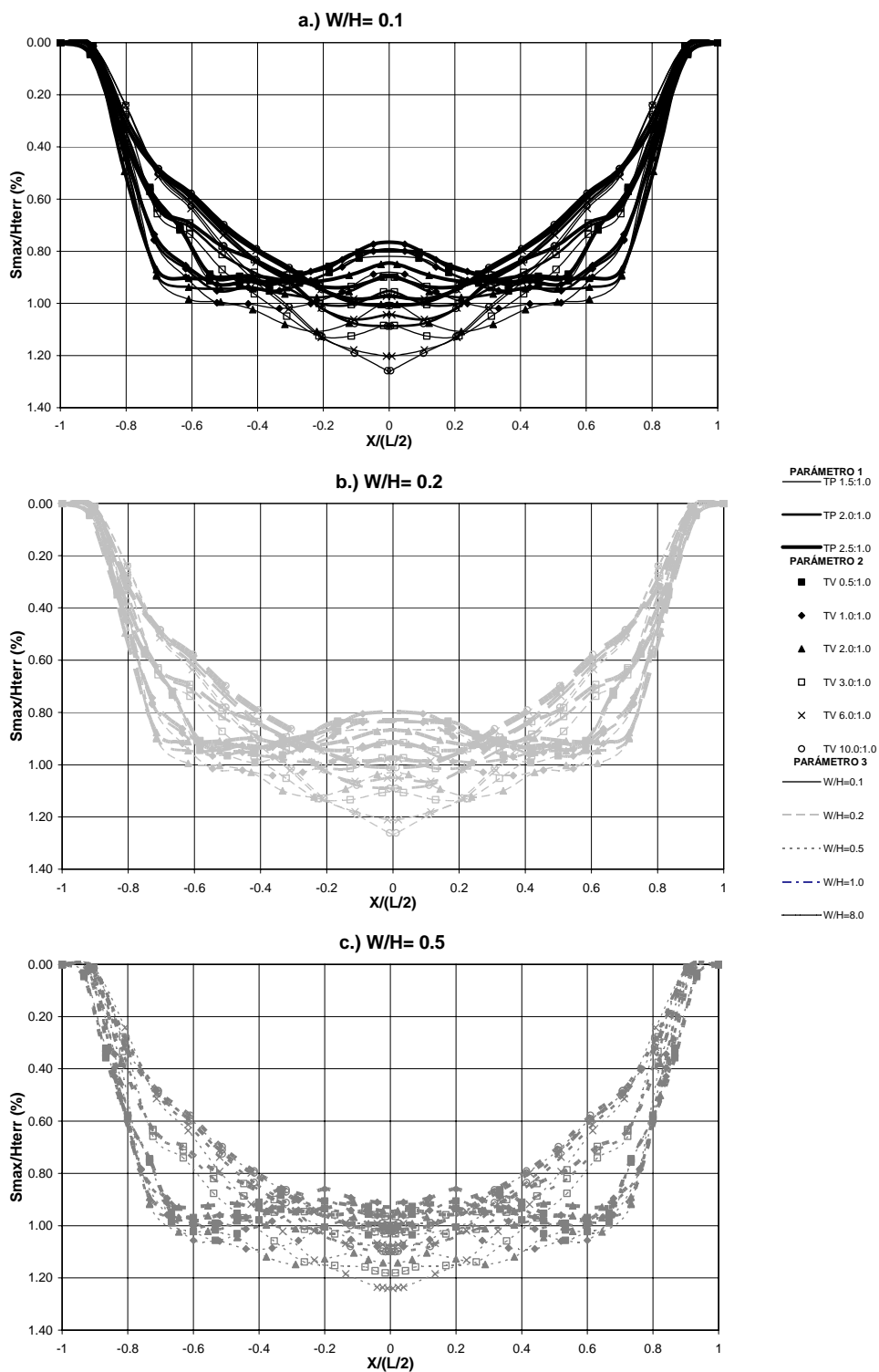


Figura A 3.106 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 0.1 a 0.5

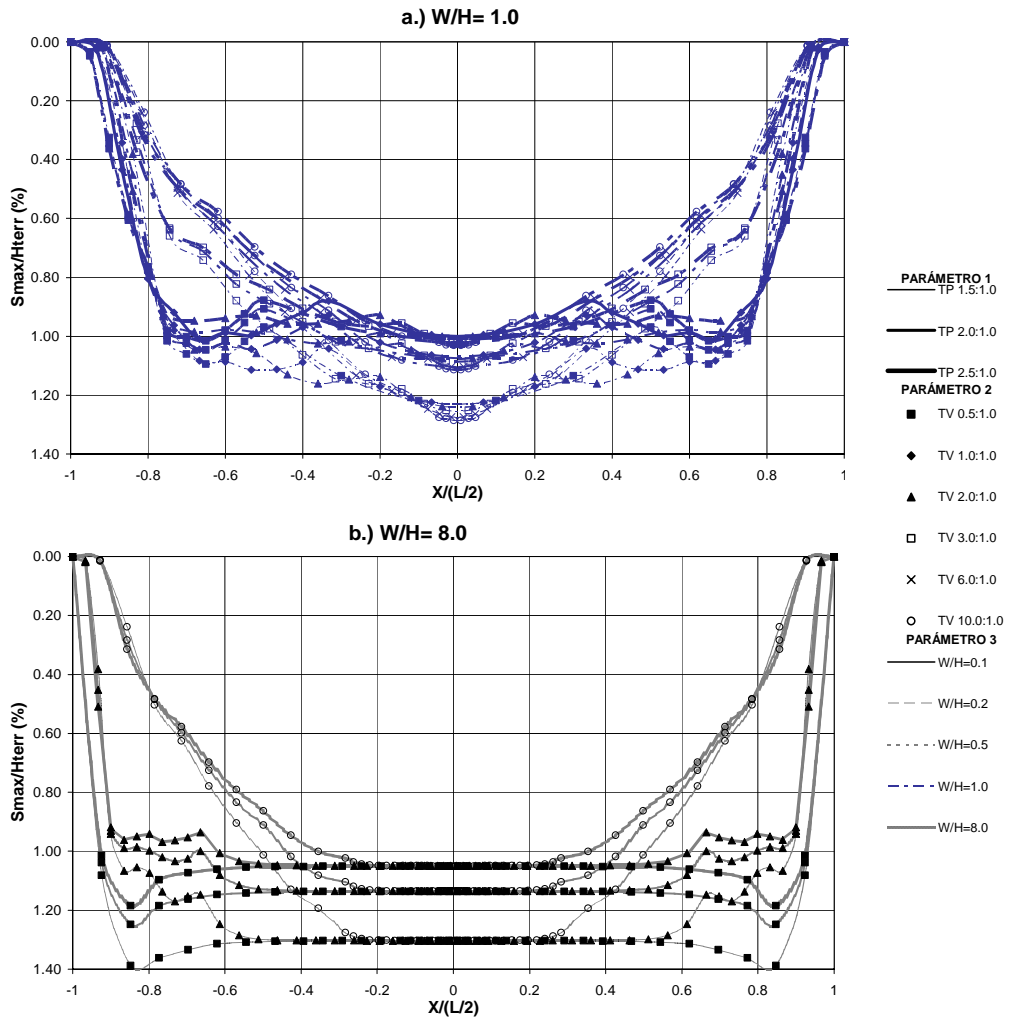


Figura A 3.107 Variación de la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 1.0 a 8.0

A3.3.2 Relación de desplazamientos horizontales máximos en dirección del río al final del proceso constructivo

A continuación se presenta el resultado del cálculo de la relación de desplazamientos horizontales máximos en dirección del río Dy_{max_i}/H_i al final del proceso constructivo, para los nodos o vértices de los elementos ubicados sobre la sección máxima, escogiendo para cada abscisa (en dirección X) el valor del los desplazamientos horizontales máximo de los nodos ubicados sobre la vertical de dicha abscisa, como se presentó en la Figura A 3.88, y normalizándolo respecto a la altura del terraplén correspondiente.

En general, las gráficas de resultados se organizaron en tres grupos de acuerdo a la condición de linealidad del material, como se mencionó en análisis previos:

1. Análisis realizados con el modelo elástico rígido, ver Figura A 3.108 a Figura A 3.113
2. Análisis con el modelo elástico medio, ver Figura A 3.114 a Figura A 3.119
3. Análisis con el modelo no lineal elástico ver Figura A 3.120 a Figura A 3.125

Los análisis de resultados realizados hasta este momento, se han llevado a cabo sobre la sección máxima transversal al río, ligeramente tendida hacia aguas arriba del centro de la cresta, por tanto, los asentamientos horizontales en dirección del río durante el proceso constructivo, no son de gran magnitud, dada la simetría del modelo, que tiene como resultado de su comportamiento, que dichos desplazamientos sean nulos hacia el centro de la sección a lo largo de la cresta.

Sin embargo, a pesar de la magnitud de los mismos para las tres condiciones del material, entre 0.004H(%) y 0.053H(%), se puede evaluar la tendencia de las variables paramétricas geométricas sobre los resultados.

En cuanto a los taludes del valle, se observa que las curvas presentan una meseta amplia con resultados invariantes a partir de taludes más tendidos o iguales a tres, sin influencia de las otras dos variables paramétricas y para las dos condiciones elásticas del material. Para el modelo hiperbólico las curvas presentan una meseta de concavidad amplia, y como se mencionó para las condiciones elásticas, los efectos de arqueo son despreciables a partir de taludes del valle más tendidos que tres.

Para los taludes de la presa, se observa una relación inversa con la relación de desplazamientos horizontales máximos, ya que al aumentar los taludes, disminuyen los desplazamientos, tendiendo a ser menor la variación de la relación hacia el talud de 2.5:1.0, para las tres condiciones del material. Como

ya se había mencionado anteriormente, esto se debe al aumento de la transferencia de esfuerzos hacia los taludes del valle para secciones más angostas, que inducen un estado de esfuerzos tal que se disminuye la rigidez de los elementos respecto a una sección más amplia, y por tanto, se producen desplazamientos mayores.

En cuanto al ancho del río, se observa una tendencia a estabilizar los resultados a medida que se aumenta la relación W/H , para las tres condiciones del material.

A3.3.2.1 Modelo elástico rígido

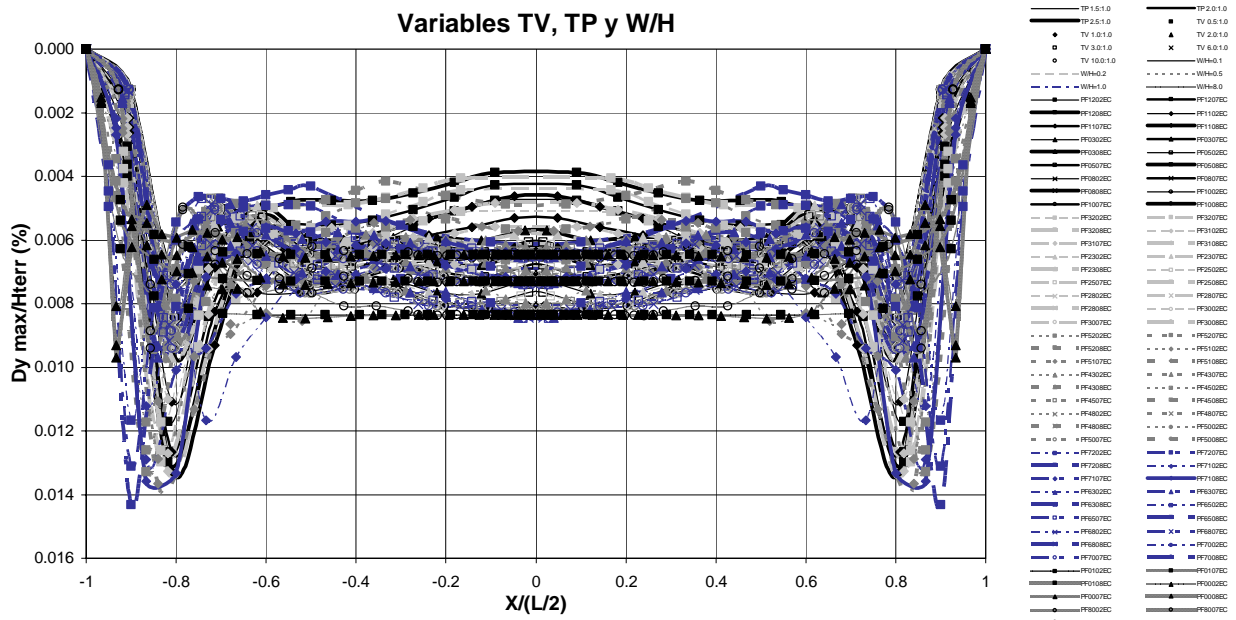


Figura A 3.108 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – Variables TV, TP y W/H

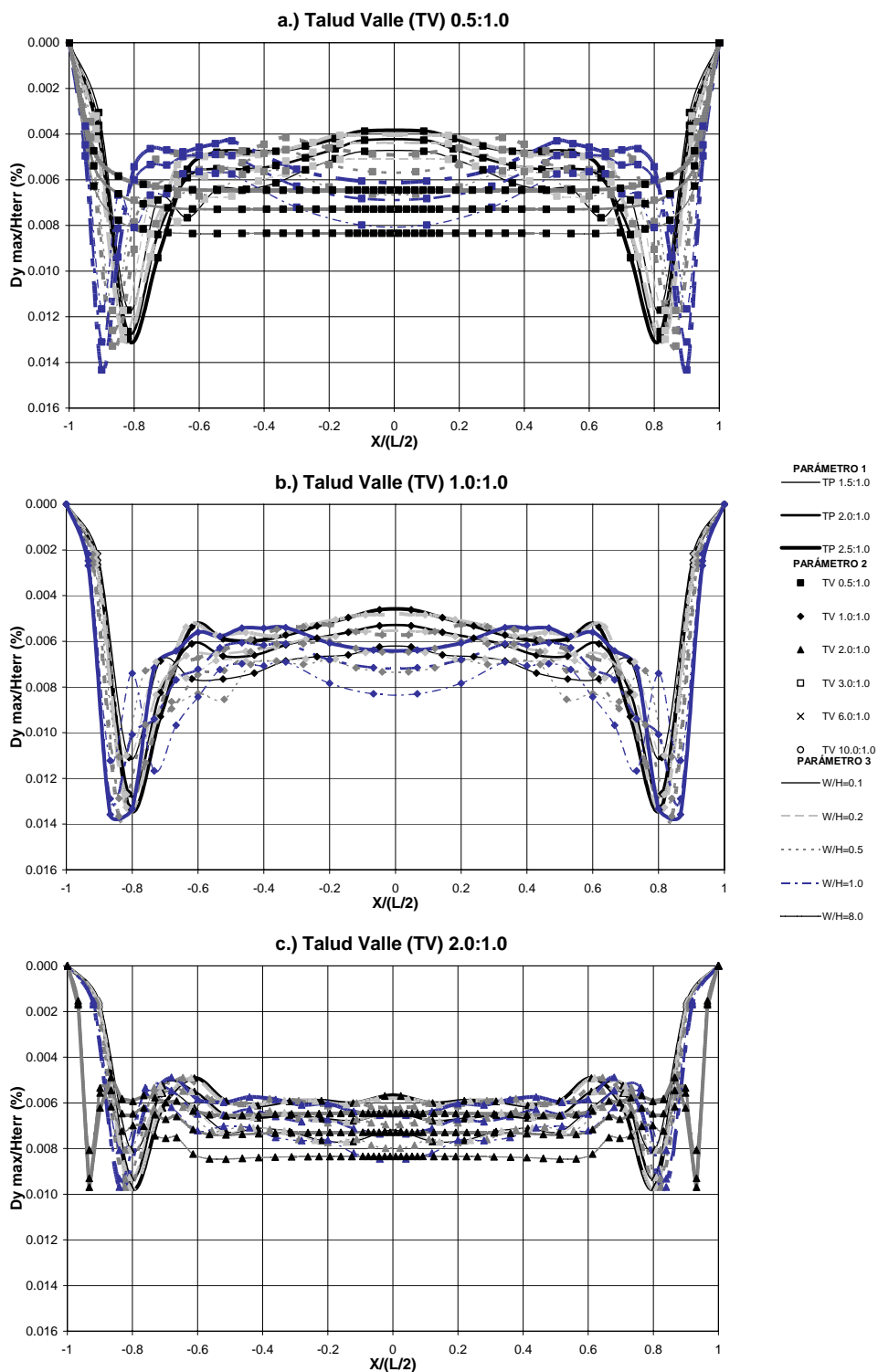


Figura A 3.109 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo - Modelo elástico rígido - TV de 0.5 a 2.0

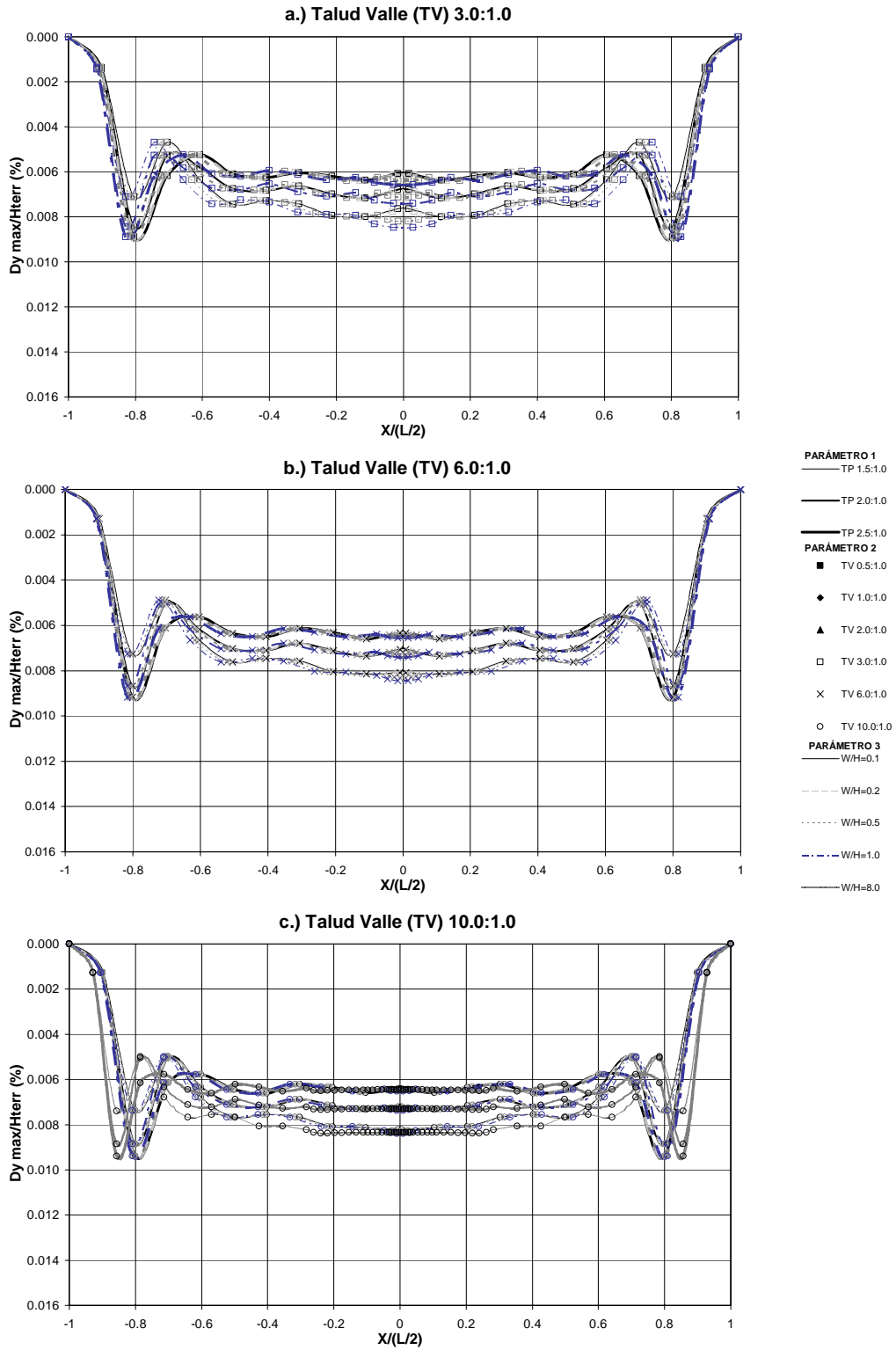


Figura A 3.110 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TV de 3.0 a 10.0

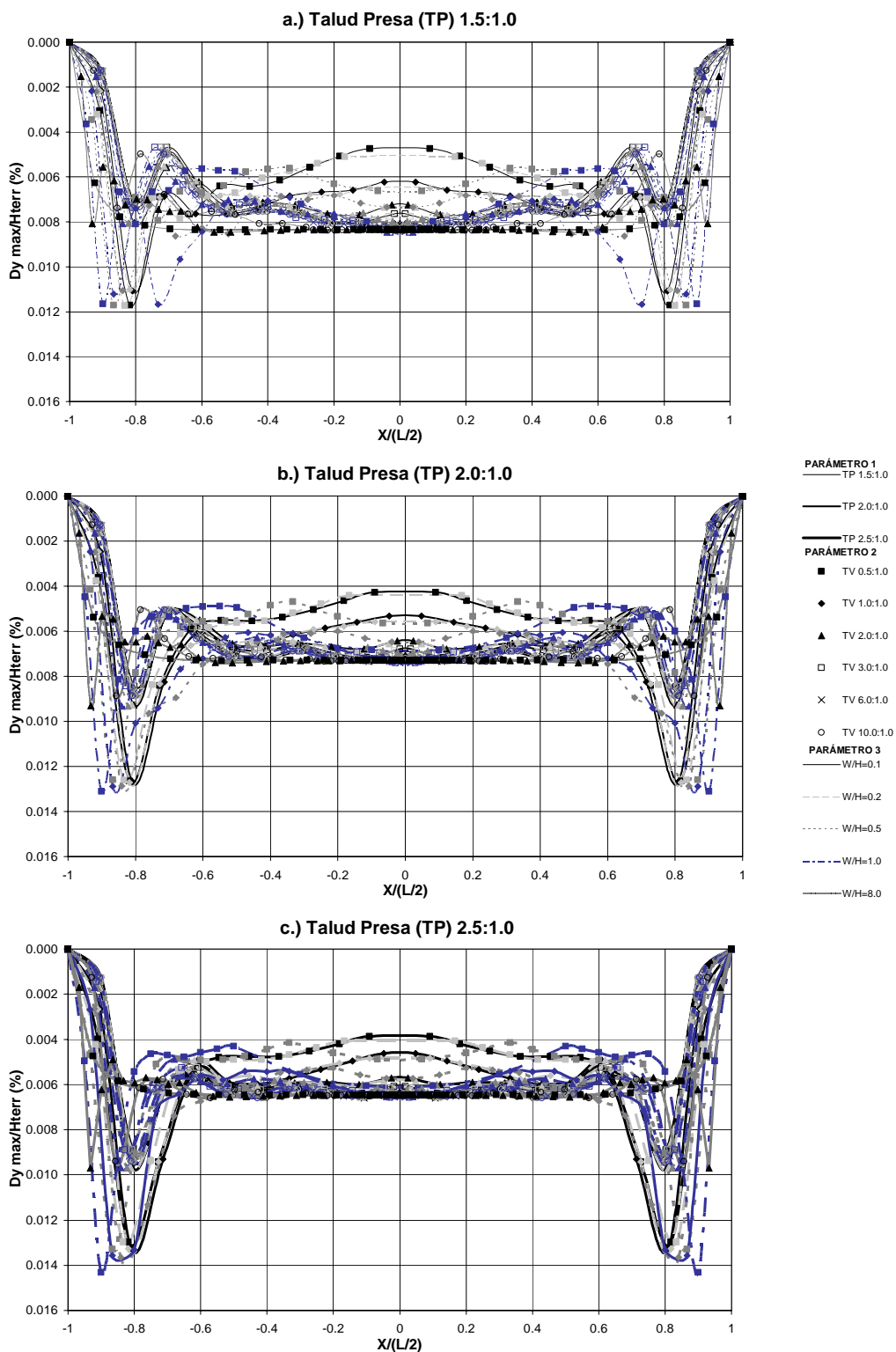


Figura A 3.111 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo - Modelo elástico rígido - TP de 1.5 a 2.5

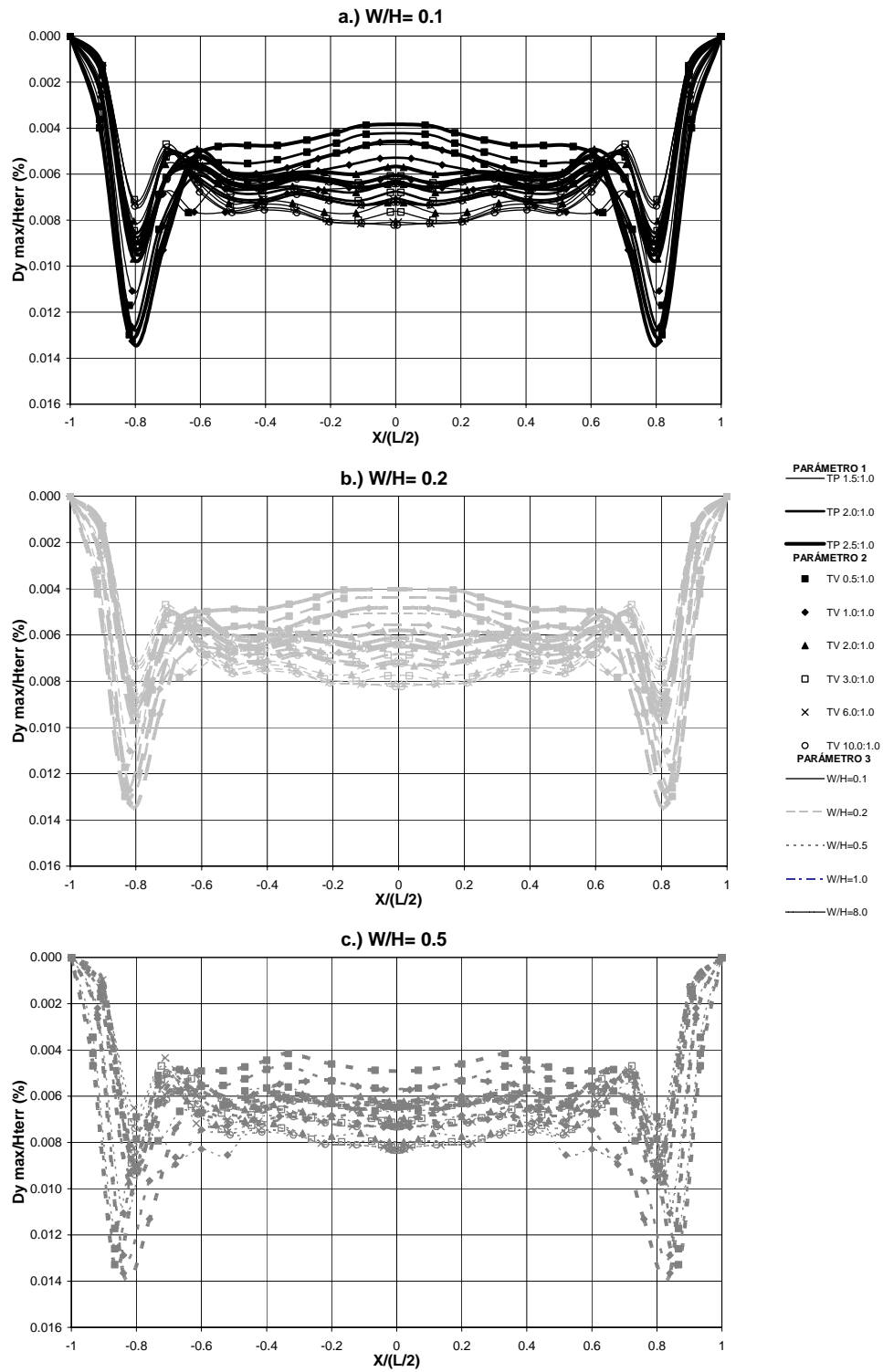


Figura A 3.112 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 0.1 a 0.5

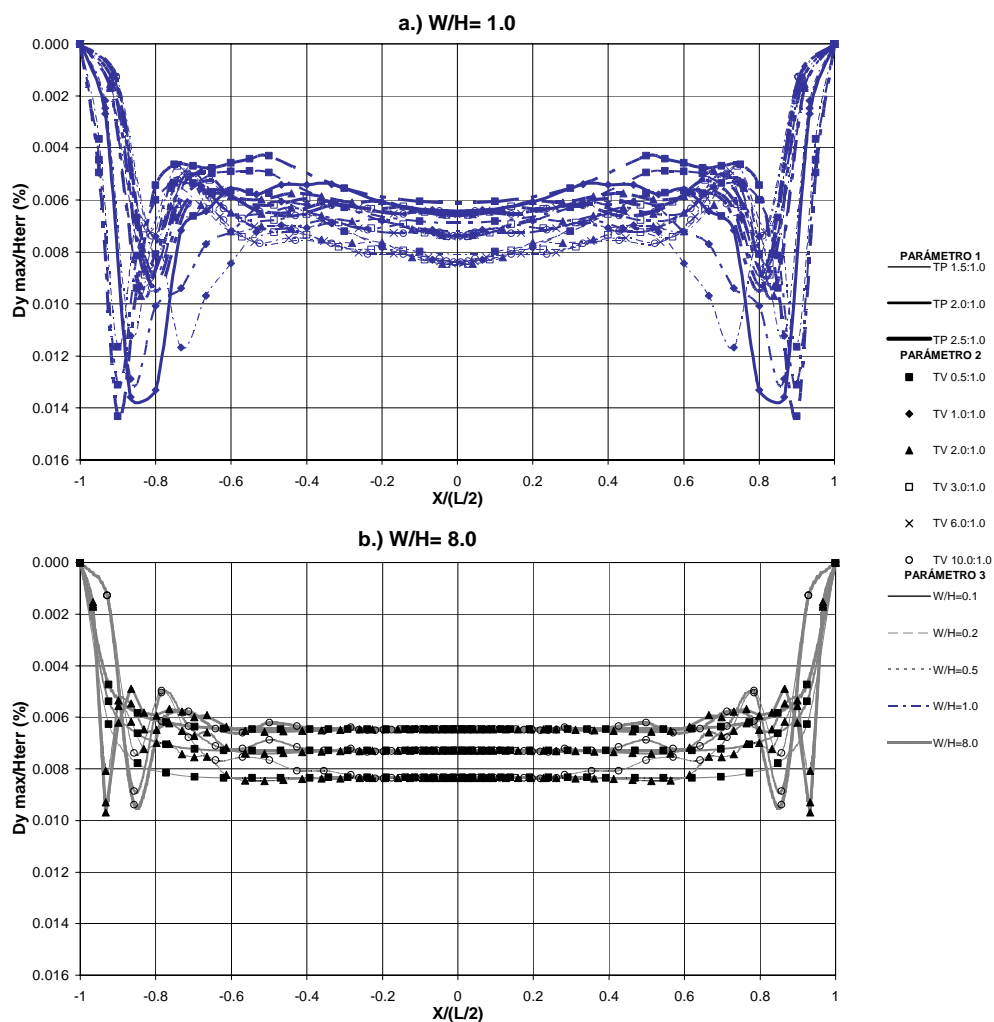


Figura A 3.113 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – W/H de 1.0 a 8.0

A3.3.2.2 Modelo elástico medio

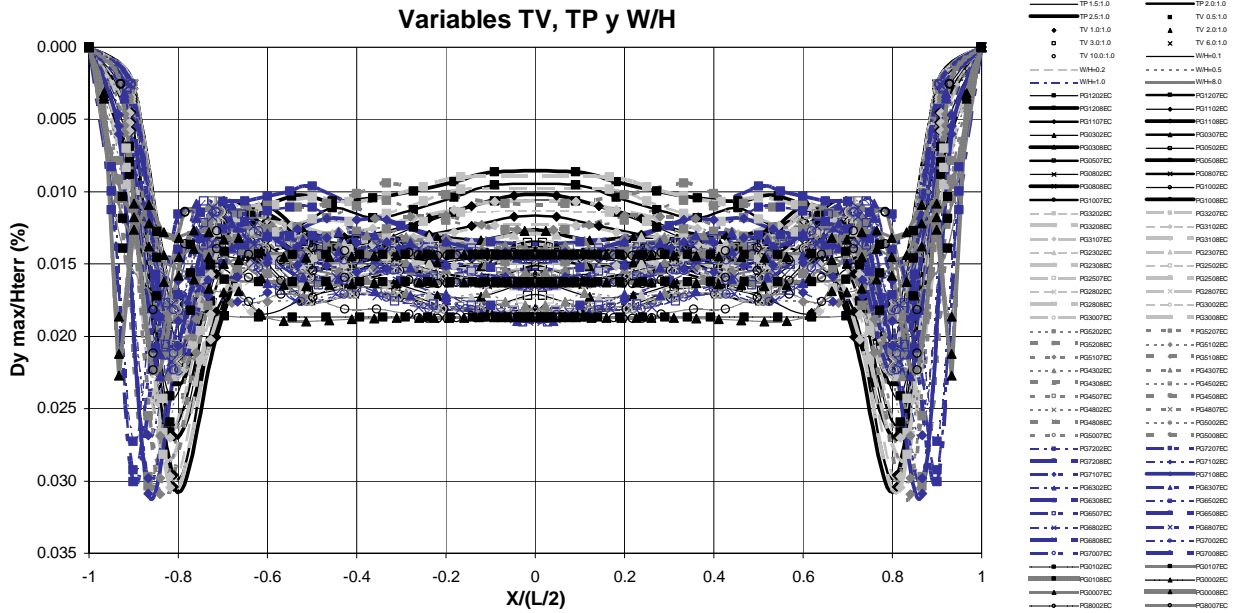


Figura A 3.114 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – Variables TV, TP y W/H

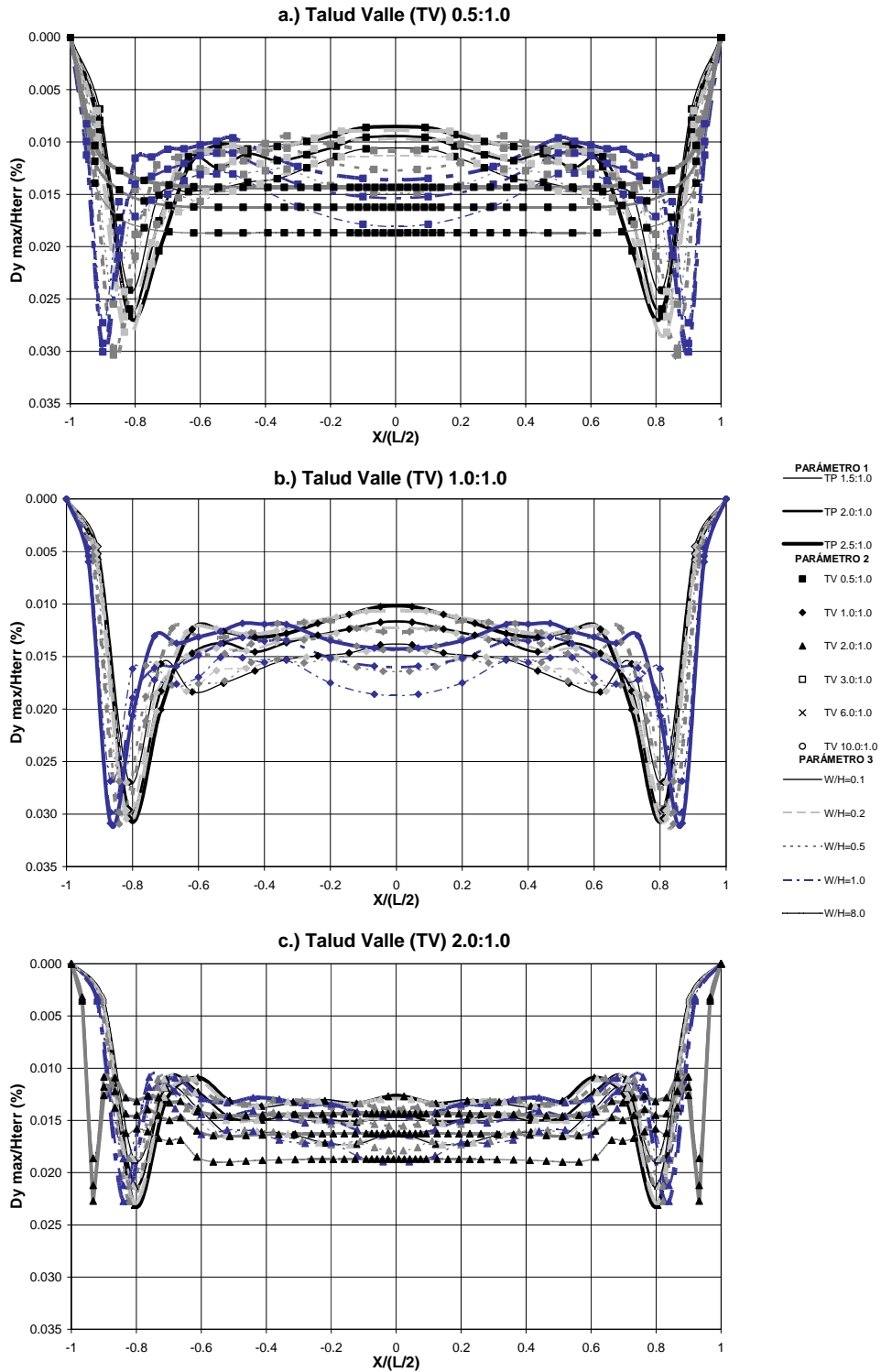


Figura A 3.115 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 0.5 a 2.0

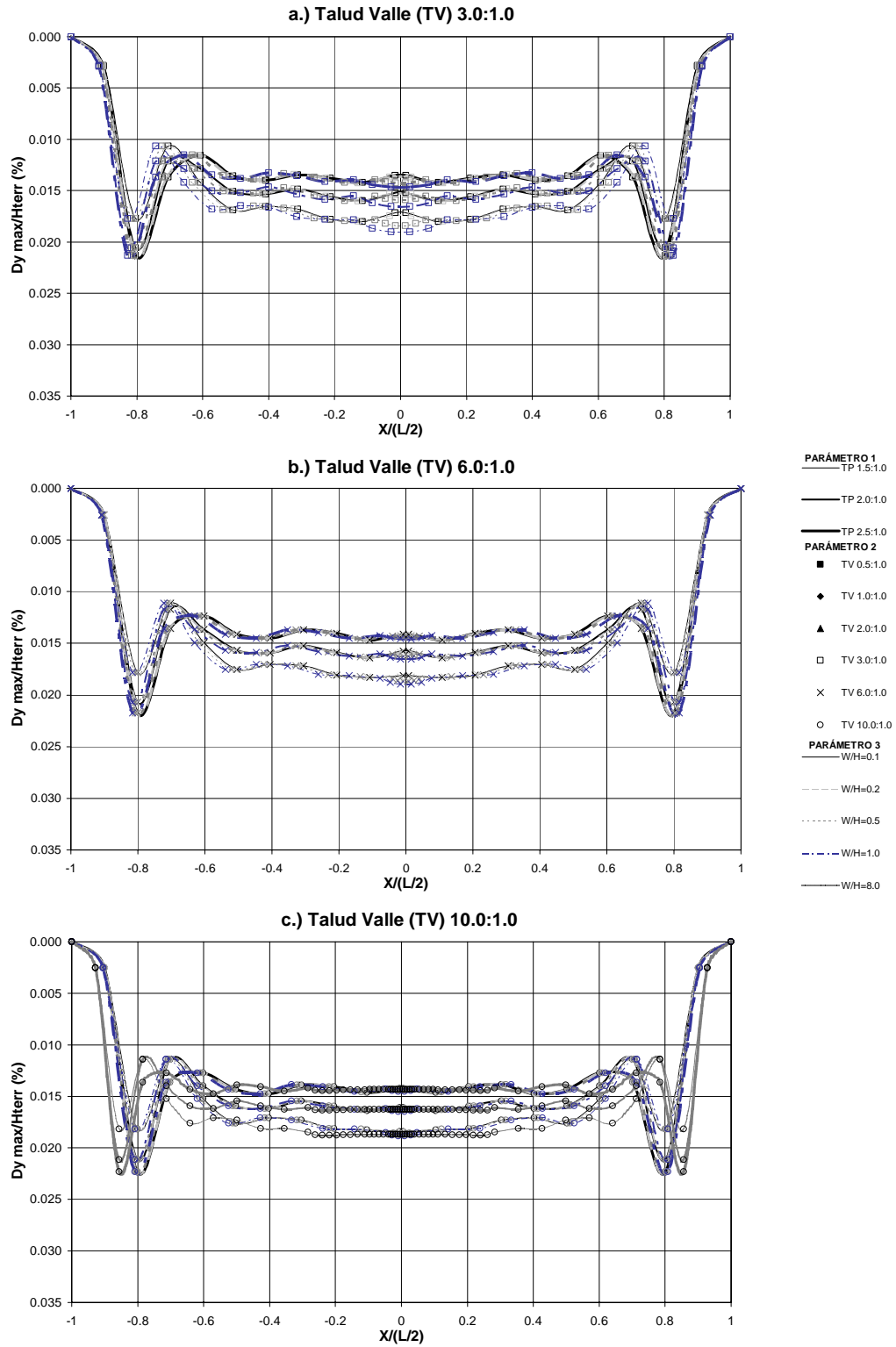


Figura A 3.116 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – TV de 3.0 a 10.0

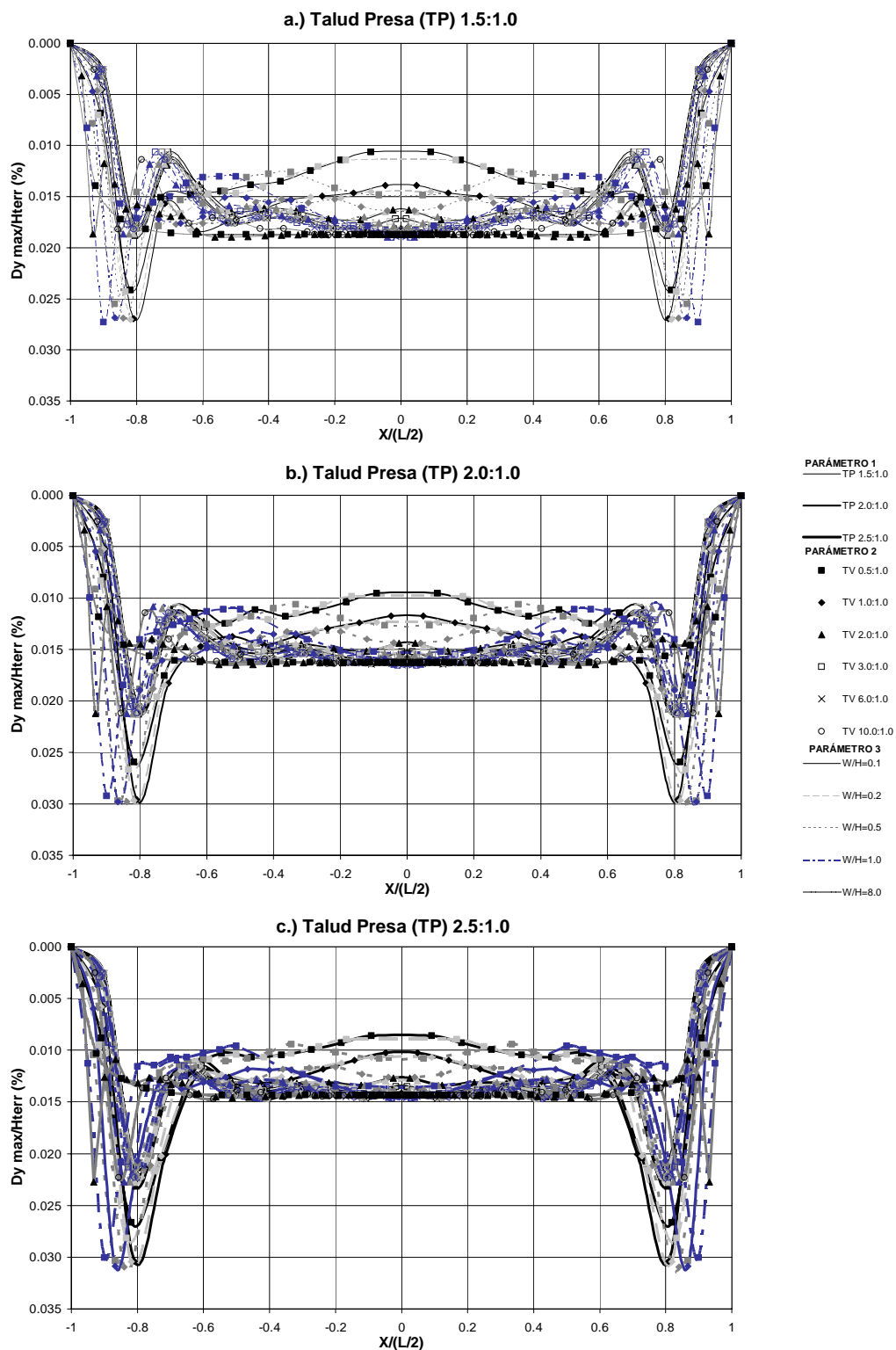


Figura A 3.117 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico rígido – TP de 1.5 a 2.5

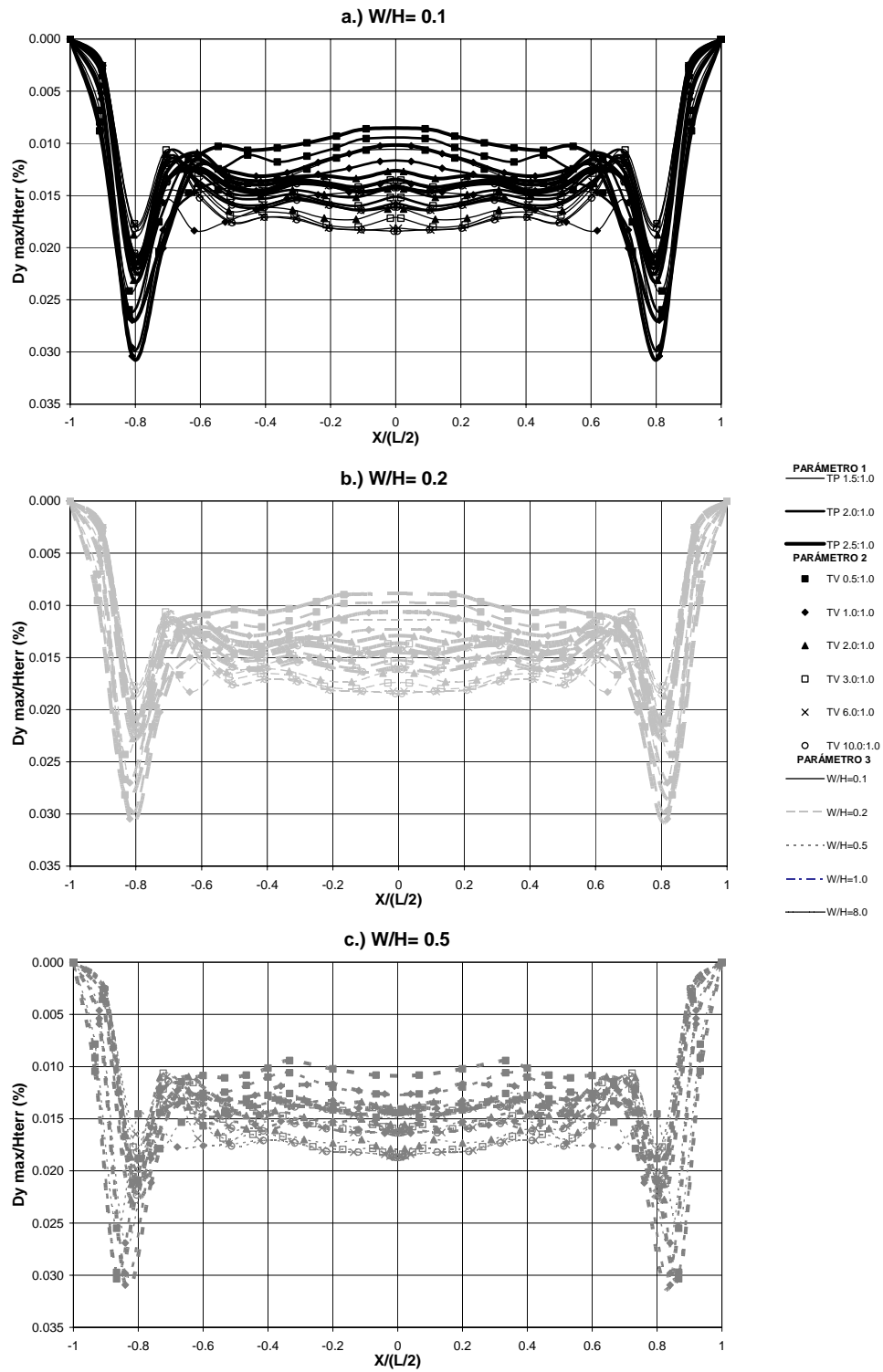


Figura A 3.118 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 0.1 a 0.5

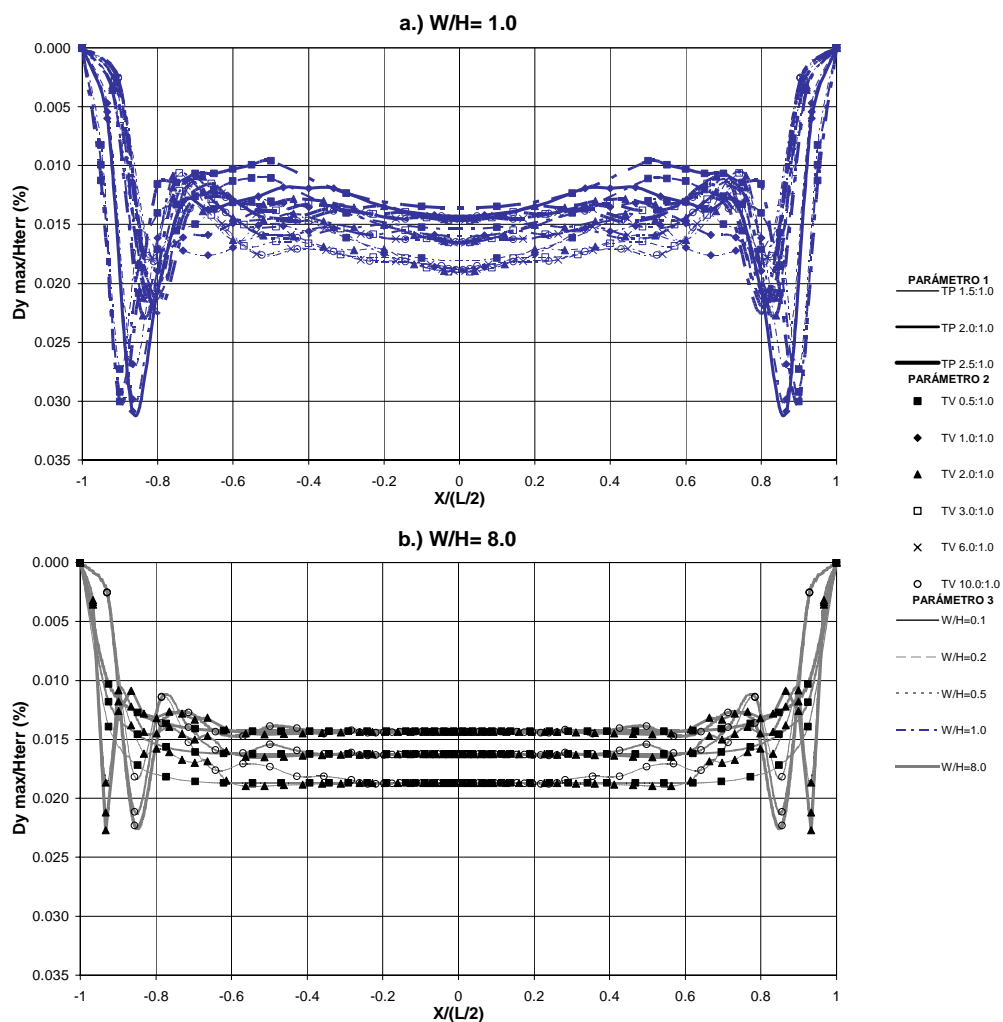


Figura A 3.119 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo elástico medio – W/H de 1.0 a 8.0

A3.3.2.3 Modelo hiperbólico medio

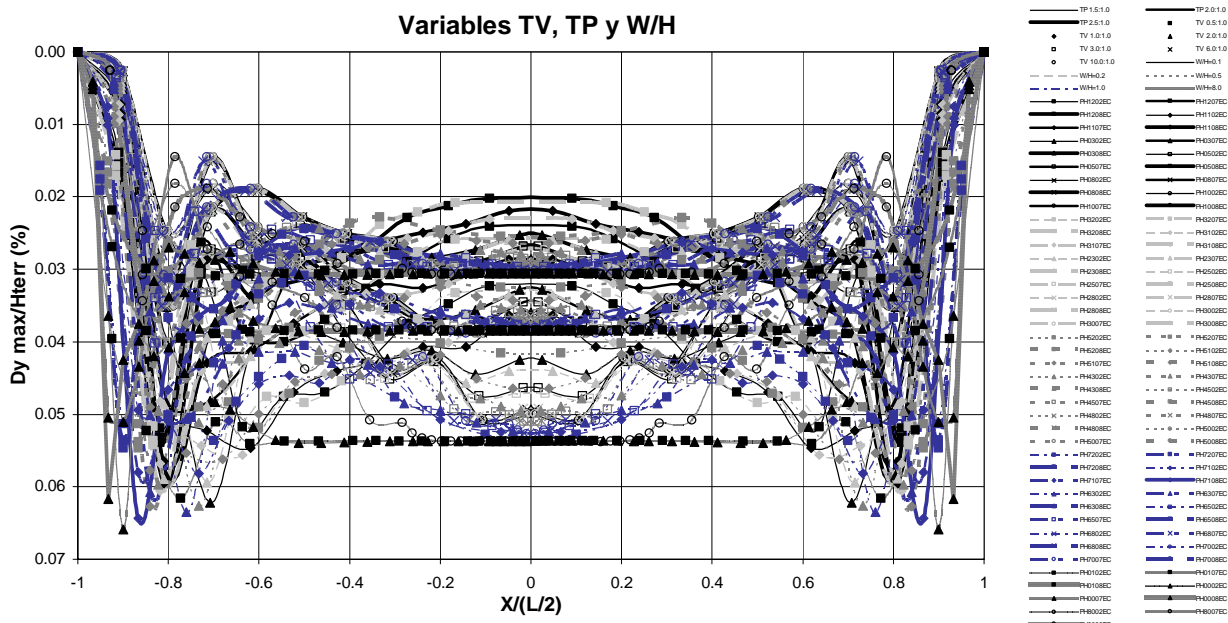


Figura A 3.120 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – Variables TV, TP y W/H

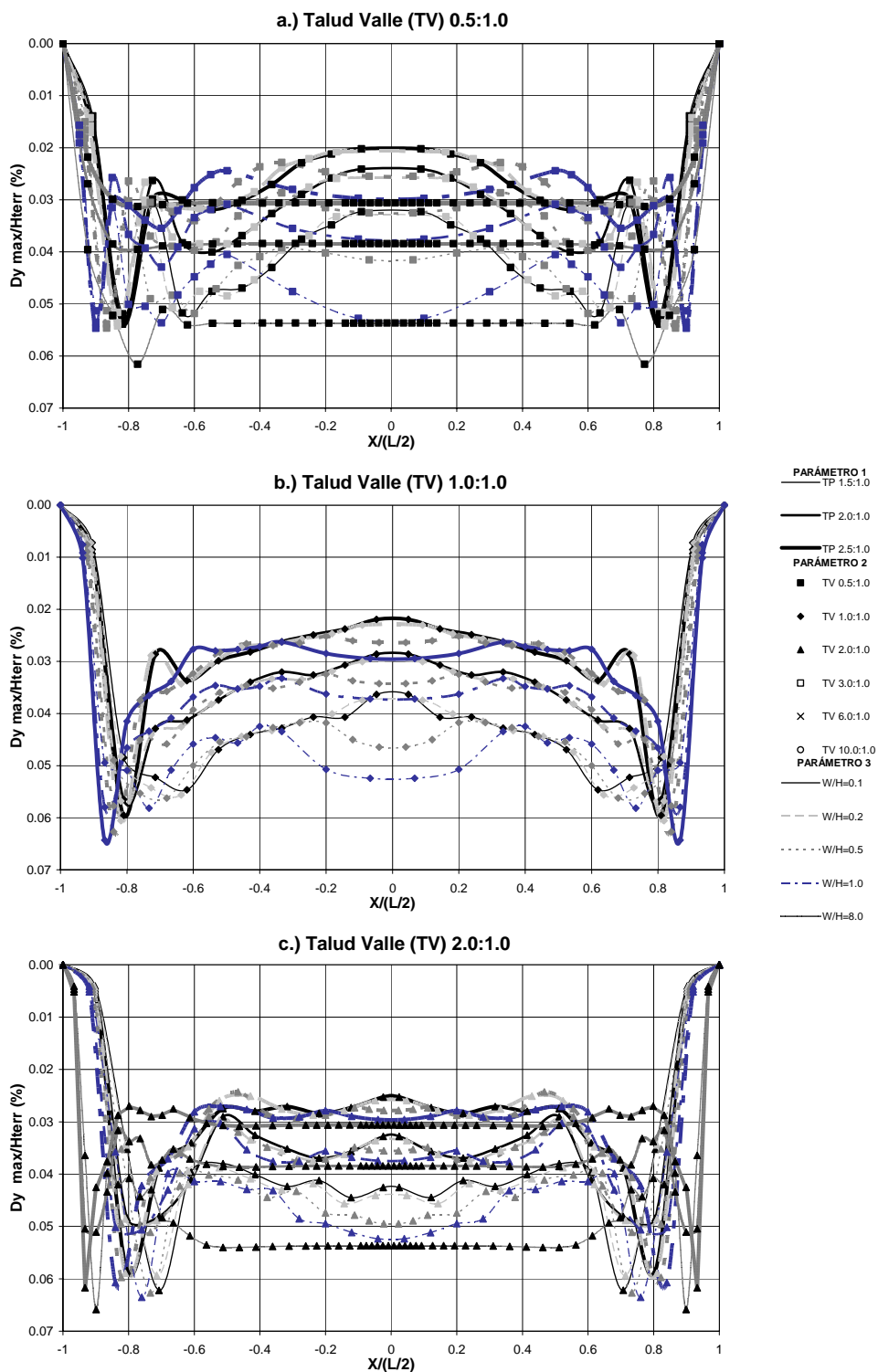


Figura A 3.121 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 0.5 a 2.0

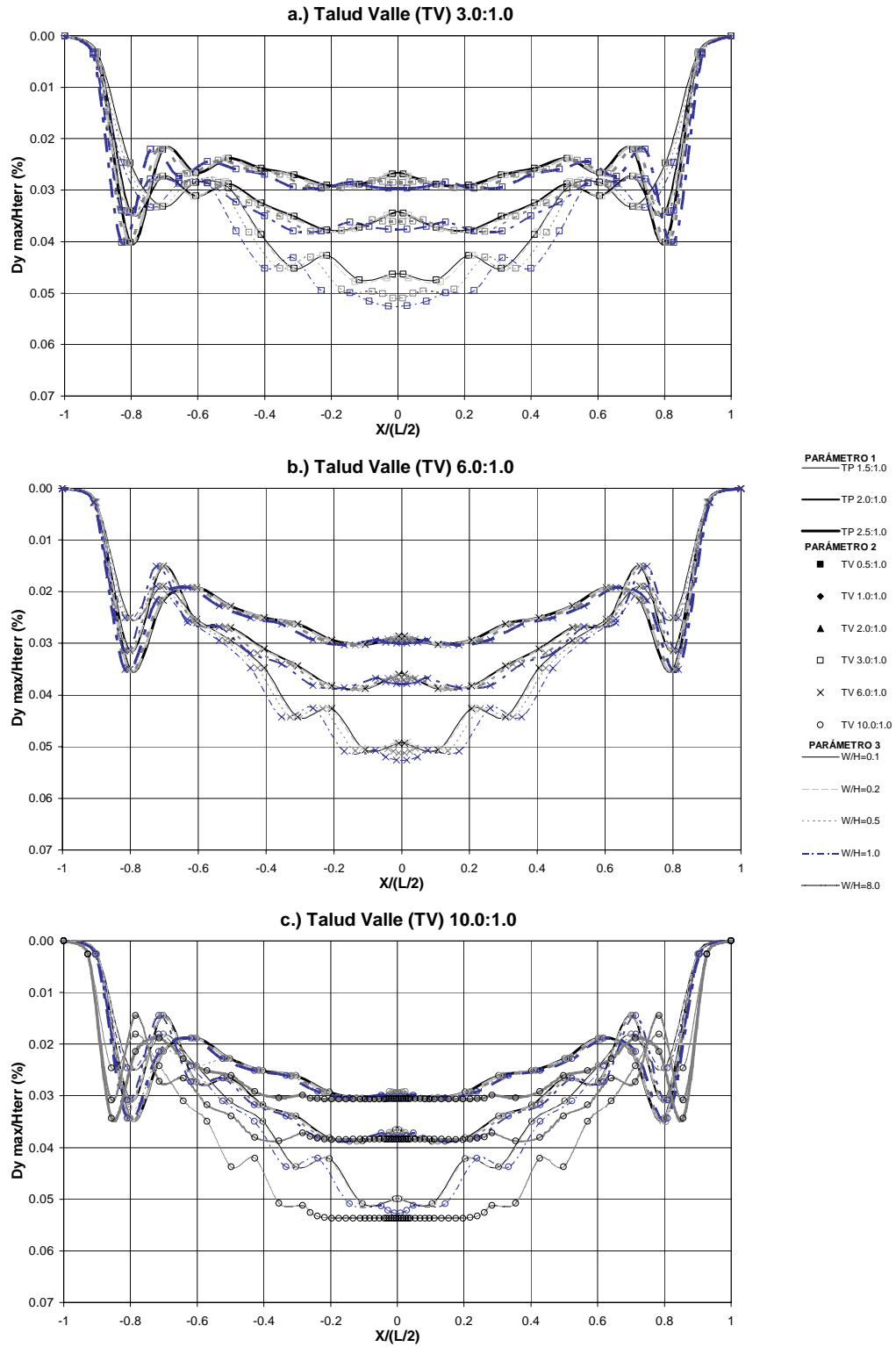


Figura A 3.122 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TV de 3.0 a 10.0

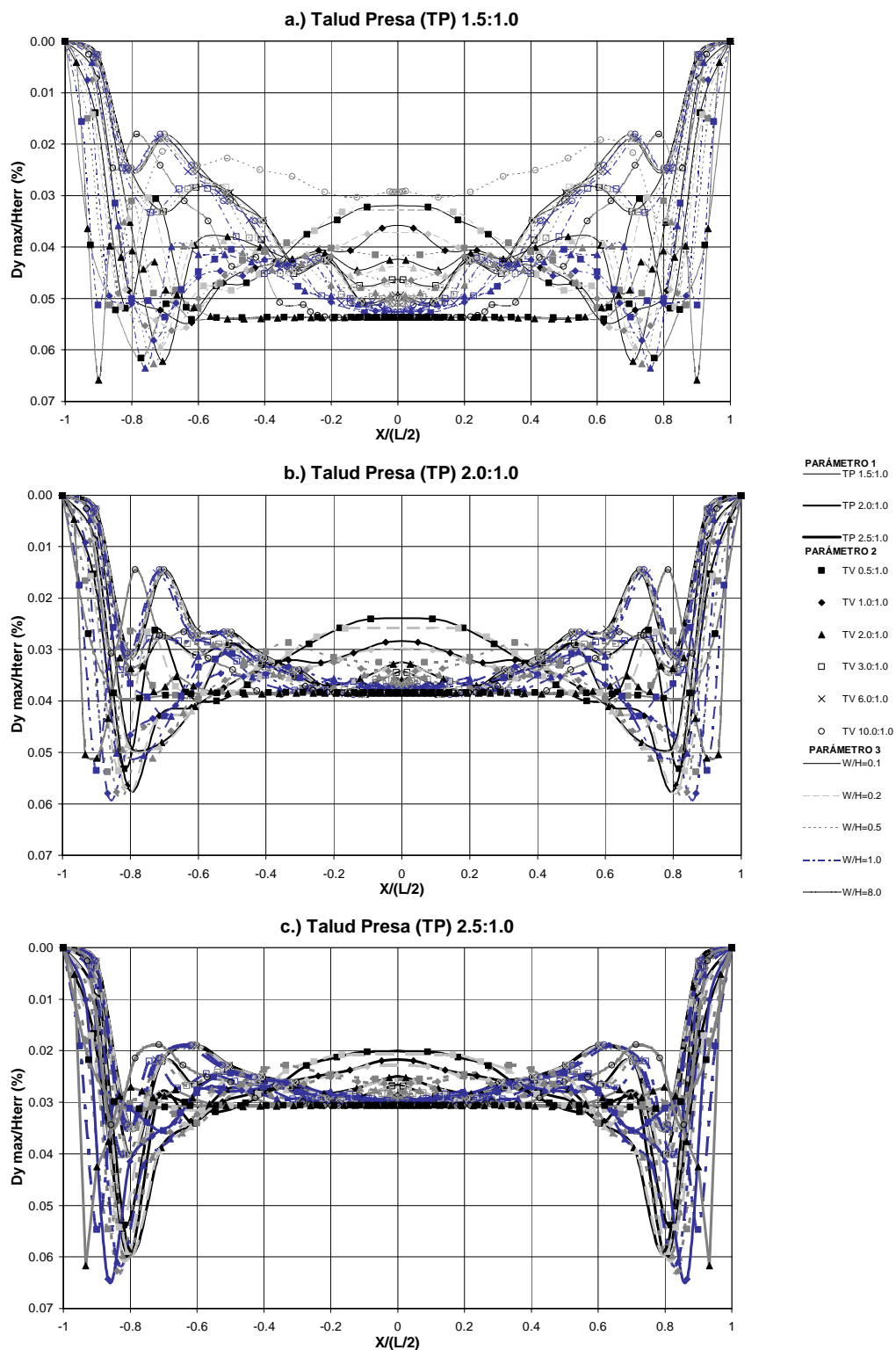


Figura A 3.123 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – TP de 1.5 a 2.5

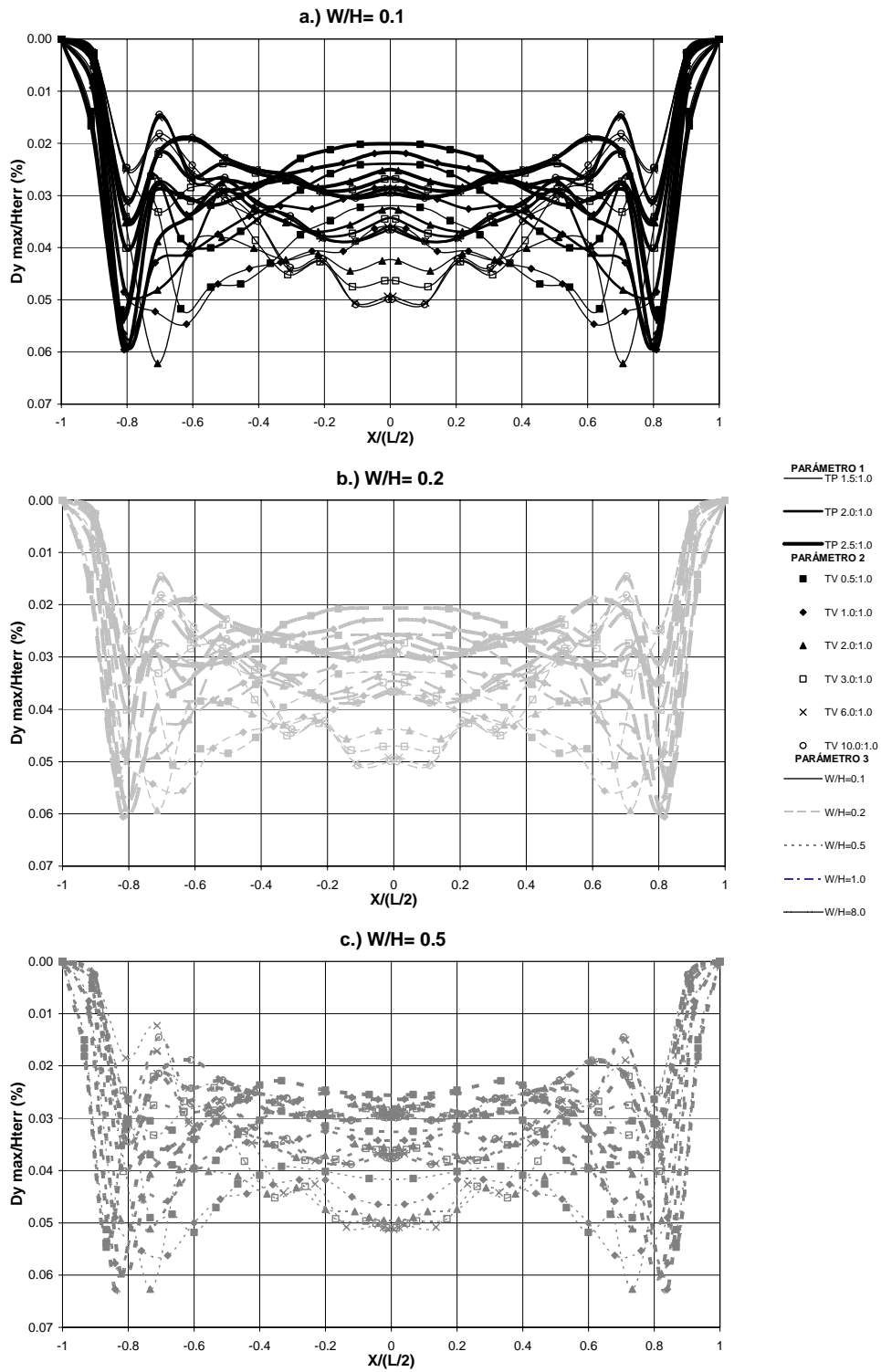


Figura A 3.124 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 0.1 a 0.5

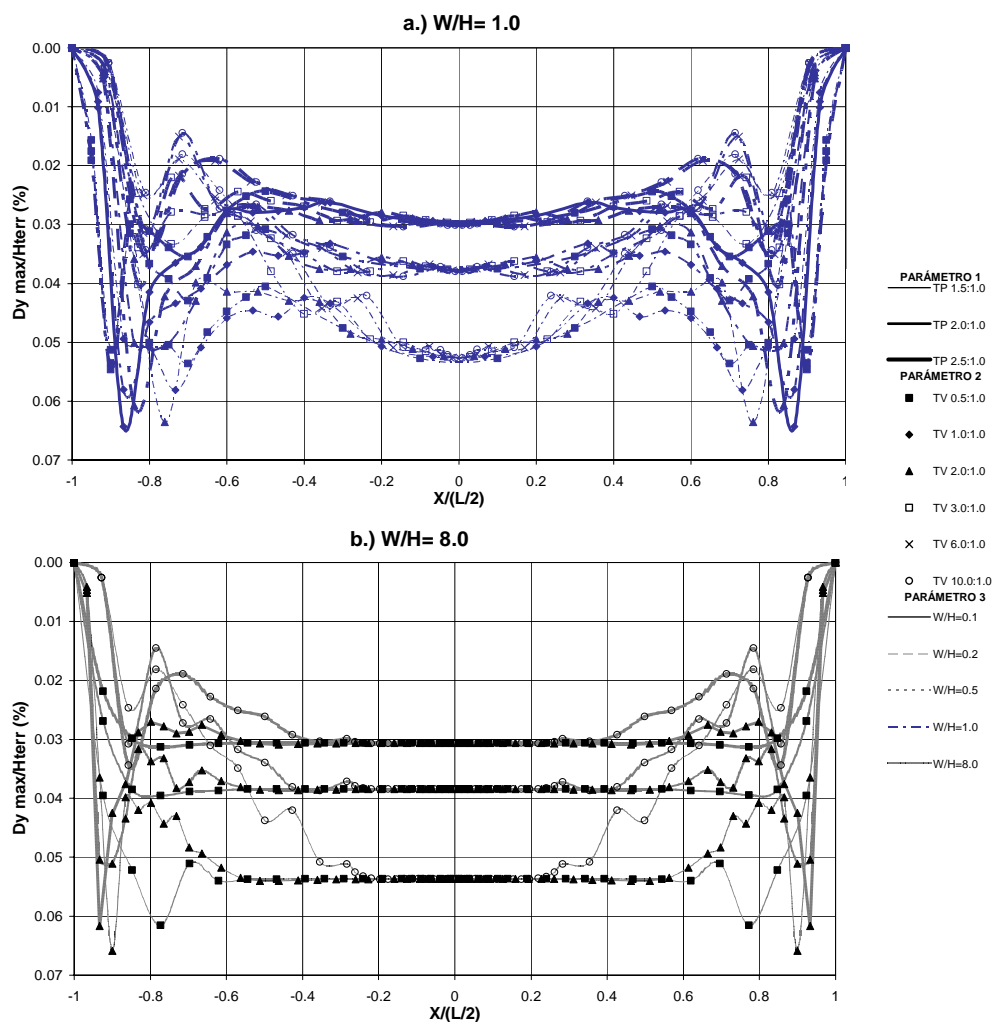


Figura A 3.125 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en la dirección del río - Final proceso constructivo – Modelo hiperbólico medio – W/H de 1.0 a 8.0

A3.3.3 Resumen del efecto de arqueo en los asentamientos y desplazamientos horizontales máximos en dirección del río al final del proceso constructivo

Como una forma resumida de evaluar el efecto de arqueo en la obtención de los asentamientos máximos, y teniendo en cuenta que el talud del valle y la relación el ancho del río son las variables geométricas más influyentes en el análisis paramétrico, para las tres condiciones de linealidad del material se realizó una gráfica de la relación S_{max_i}/H_i en función de TV , para un talud de la presa de 2.5:1.0, cuyas series de datos son cada una de las relaciones W/H (ver Figura A 3.126).

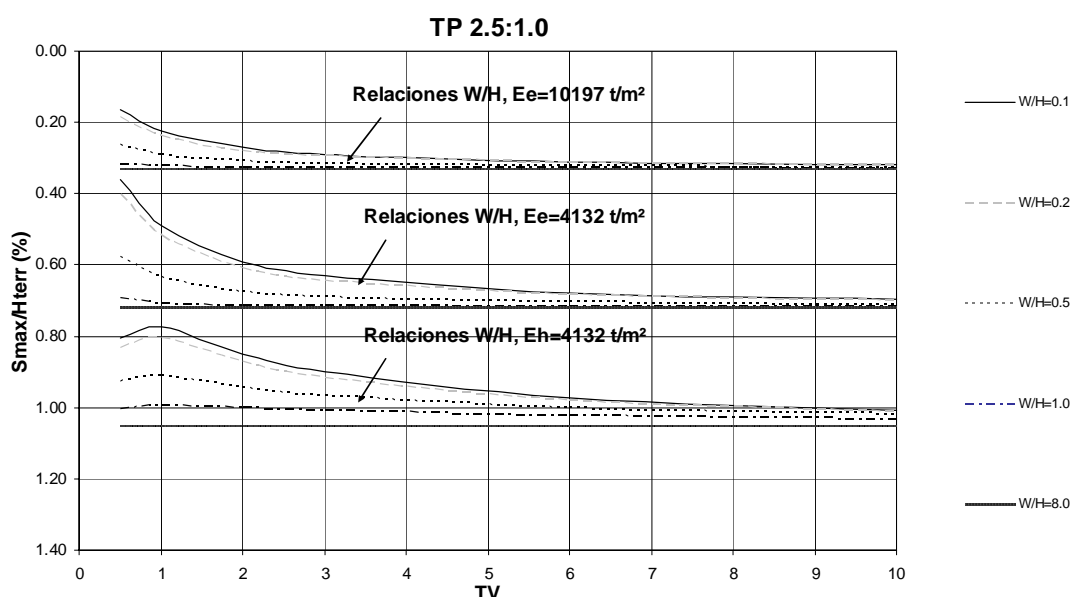


Figura A 3.126 Variación de la relación de asentamientos máximos en el centro de la presa - Final proceso constructivo

En esta gráfica se presentan las relaciones de asentamientos máximos en la abscisa media de la sección para cada una de las condiciones del material. En primera instancia se observa la dependencia obvia que existe de los asentamientos máximos con la rigidez del material, la cual es necesaria tenerla en cuenta para una correcta evaluación de la influencia del arqueo en tales asentamientos.

Seguidamente, para cada condición del material se puede definir una relación de ancho del río crítica, a partir de la cual se pueden despreciar los efectos de arqueo independientemente del talud del valle, ya que las curvan presentan un valor similar de la relación de asentamientos máximas para cualquier talud del valle, y que se puede ubicar en un valor intermedio de W/H entre 0.5 y 1.0. Para valores más bajos de $(W/H)_{crit}$ se tienen importantes efectos de arqueo, y para valores mayores pueden considerarse depreciarse.

Por lo anterior, para curvas de W/H entre 0.1 y 0.5, con TV de inclinaciones iguales o mayores que tres, se pueden obtener asentamientos máximos que pueden llegar a ser de la mitad a los que se obtienen para condiciones libres de arqueo (líneas horizontales para todo TV), dependiendo de la rigidez del material. Se observa también que la condición de no linealidad del material, disminuye esta diferencia a un valor de 3/4 respecto a los asentamientos sin efecto de arqueo.

La Figura A 3.127 presenta el resumen de la medición de la longitud arqueada sobre la sección, en función únicamente del talud del valle de la presa, en la cual se observa que dicha longitud es significativa para TV más inclinados que seis, e independiente de la rigidez del material elástico. Se presentan diferencias significativas entre la condición elástica no lineal (modelo hiperbólico) y la condición lineal, dada la mayor importancia de la transferencia de esfuerzos, y por ende, de la variación de la rigidez relativa de los elementos del modelo de la cortina, que hace que se amplíe la longitud de la meseta de valores mínimos de la relación de asentamientos máximos, y conservando el hecho de que el fenómeno es significativo para taludes del valle más inclinados que seis.

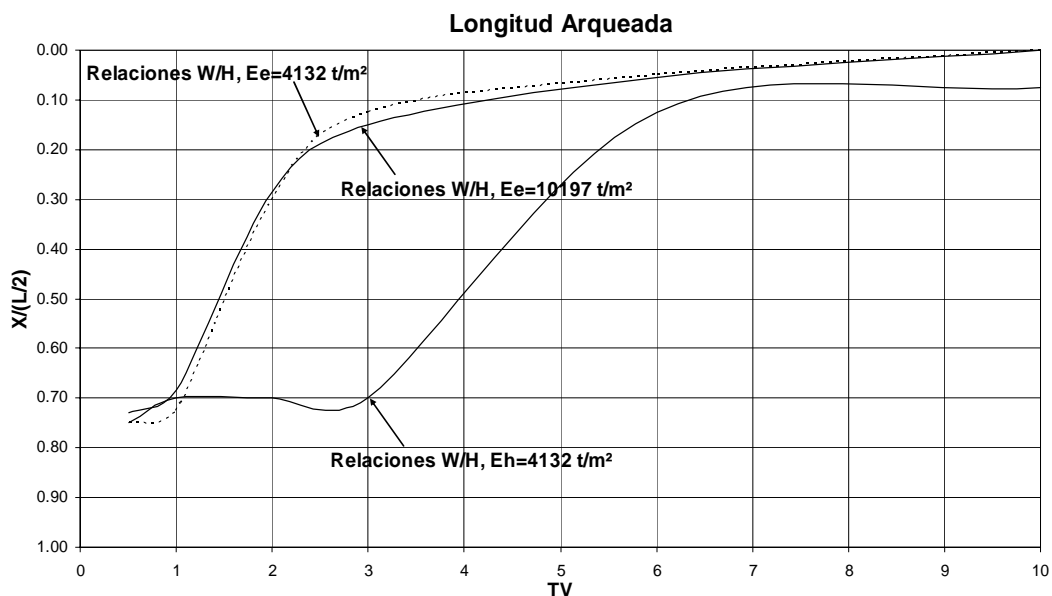


Figura A 3.127 Longitud arqueada sobre la sección en la relación de asentamientos máximos - Final proceso constructivo

Un comportamiento similar que el encontrado para la relación de asentamientos máximos, se puede definir para la relación de desplazamientos horizontales máximos en dirección del río, en términos de la dependencia de la magnitud de los desplazamientos con la rigidez del material, así como de los parámetros geométricos influyentes en la generación del arqueo, aunque la magnitud máxima del

arqueo ya resulta menor (desplazamientos de 2/3 respecto a los obtenidos para la condición sin arqueo) y las relaciones de desplazamientos son muy bajas, por la cercanía de los puntos de medición con la zona media de la sección, en la que estos desplazamientos son nulos por la simetría que poseen los modelos.

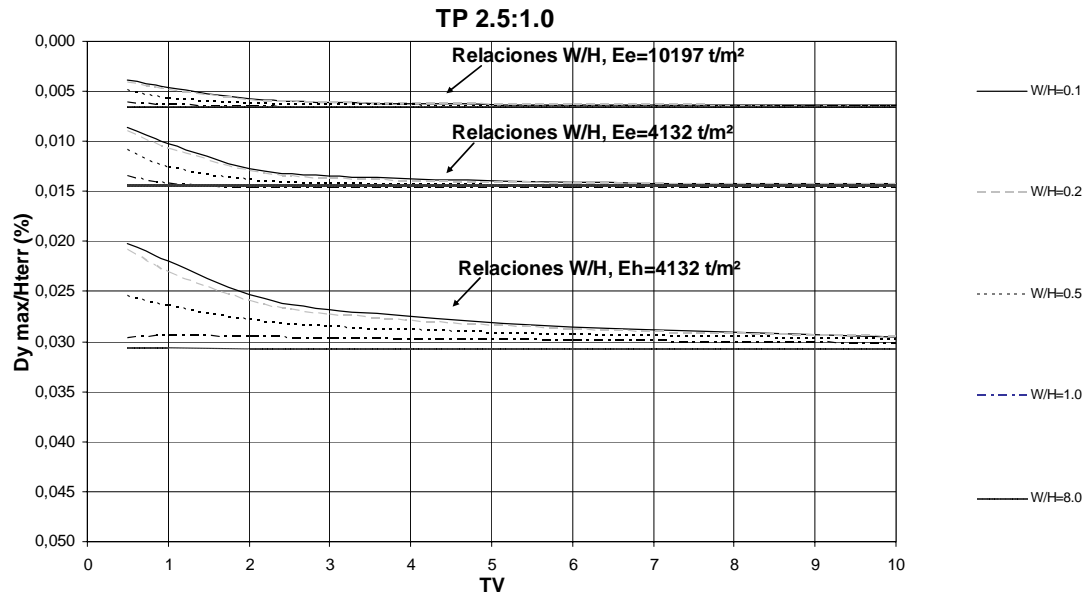


Figura A 3.128 Variación de la relación de desplazamientos horizontales máximos en dirección del río en el centro de la presa - Final proceso constructivo