

01149



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO  
EN INGENIERÍA

TANQUES DE AMORTIGUACIÓN DE ENERGÍA  
DE  
SECCIÓN TRAPEZIAL

T E S I S  
PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRA EN INGENIERÍA  
P R E S E N T A  
ISIS IVETTE VALDEZ IZAGUIRRE

DIRECTOR DE TESIS  
DR. GILBERTO SOTELO ÁVILA  
Profesor Emérito

CIUDAD UNIVERSITARIA, D. F.

2005

m 343947



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

---

A mi director de tesis: Dr. Gilberto Sotelo Ávila  
Por su apoyo y paciencia.

A mis padres: Francisco Javier Valdez Vega  
J. Irma Izaguirre Borrego  
Por su apoyo, amor y confianza.

A mis hermanos: Irma Alicia Valdez Izaguirre  
Francisco Zacbolay Valdez Izguirre  
Javier Salomón Valdez Izaguirre  
Xochitl Ivonne Valdez Izguirre  
Por su paciencia y tolerancia.

A mis sobrinos: Roberto Francisco Del Olmo Valdez  
Luis Javier Del Olmo Valdez  
Por existir en mi vida.

A mis amigos: Luis Del Olmo Dacosta

---

# Í N D I C E

	Página
<b>CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES</b>	<b>1</b>
1.1 ANTECEDENTES	2
1.2 SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA DISIPADORA	5
1.3 UTILIDAD DEL TANQUE AMORTIGUADOR	8
1.4 EL TANQUE AMORTIGUADOR DE SECCIÓN TRAPECIAL	13
1.5 OBJETIVO DE LA TESIS	18
<b>CAPÍTULO 2. TANQUE AMORTIGUADOR CON Y SIN ESCALÓN ASCENDENTE</b>	<b>19</b>
2.1 ASPECTOS GENERALES	
2.1.1 Utilidad de la estructura	20
2.1.2 Tipos de salto	21
2.1.3 Contribuciones al diseño de la estructura	23
2.2 SALTO HIDRÁULICO SOBRE UN ESCALÓN ASCENDENTE	
2.2.1 Planteamientos previos	24
2.2.2 Ecuación general de los tirantes conjugados	25
2.2.3 Ecuaciones para el salto tipo A	30
2.2.4 Ecuaciones para el salto tipo B	31
2.2.5 Experimentos de Forster y Skrinde (1950)	35

---

	Página
2.3 TANQUE AMORTIGUADOR CON SALTO HIDRÁULICO CONVENCIONAL	
2.3.1 Salto hidráulico convencional	36
2.3.2 Tirantes dentro del tanque	39
2.3.3 Características del salto en un tanque rectangular	40
2.3.4 Características del salto en un tanque trapecial	43
2.4 TANQUE AMORTIGUADOR CON ESCALÓN ASCENDENTE	
2.4.1 Generalización de la teoría	48
2.4.2 Características del salto en un tanque trapecial	51
<b>CAPÍTULO 3. TANQUE AMORTIGUADOR CON UMBRAL DEFLECTOR Y BLOQUES DENTADOS</b>	<b>53</b>
3.1 ASPECTOS GENERALES	54
3.2 TIPOS DE FLUJO SOBRE UN UMBRAL	54
3.3 TIRANTES CONJUGADOS Y CARACTERÍSTICAS DE LONGITUD	56
3.4 UTILIZACIÓN DE BLOQUES DENTADOS	60
<b>CAPÍTULO 4. APLICACIONES</b>	<b>62</b>
4.1 ASPECTOS GENERALES	63
4.2 TANQUE AMORTIGUADOR AL FINAL DE UNA OBRA DE EXCEDENCIA	
4.2.1 Canal de salida y caída	63
4.2.2 Procedimiento de cálculo	66
4.3 EJEMPLO 1	68
4.4 EJEMPLO 2	75
4.5 COMENTARIOS DE LOS EJEMPLOS	78

---

---

	Página
<b>CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES</b>	80
5.1 GENERALES	81
5.2 PARTICULARES	84
5.3 IMPORTANCIA DEL TRABAJO DESARROLLADO	85
<b>REFERENCIAS</b>	86

**CAPÍTULO 1**  
**ASPECTOS GENERALES**

---

# CAPÍTULO 1

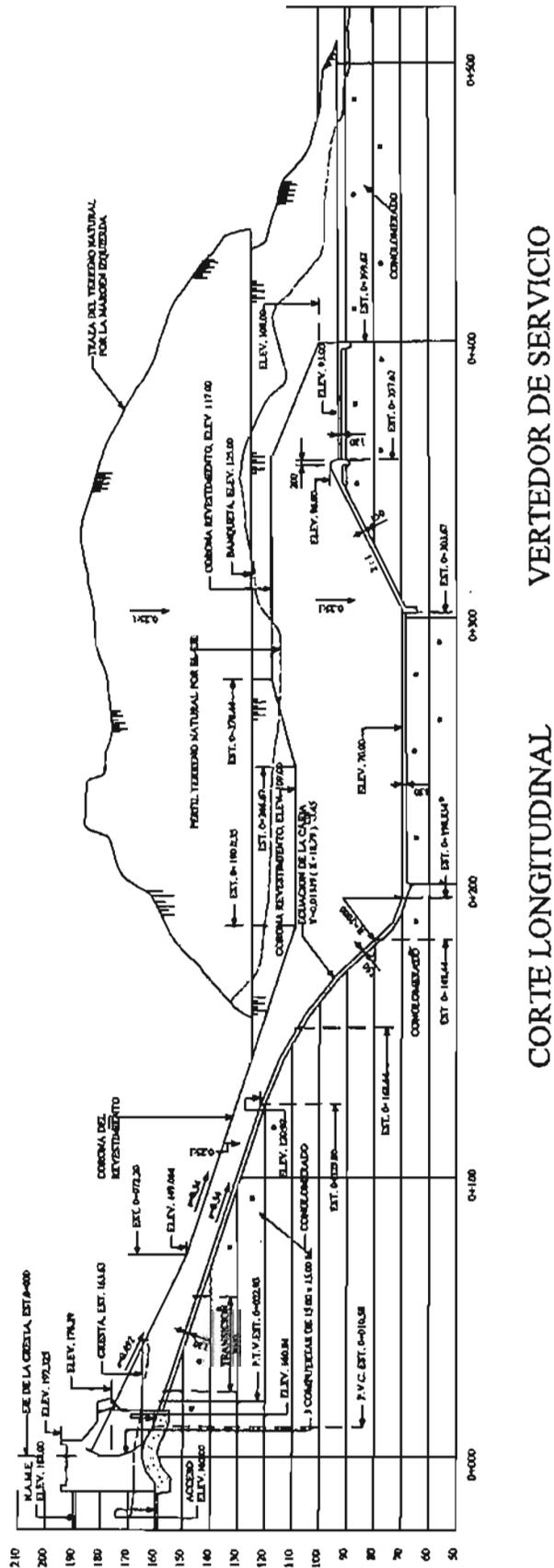
## ASPECTOS GENERALES

### 1.1 ANTECEDENTES

Un tanque amortiguador es una estructura que se utiliza para disipar la energía hidráulica que posee el flujo en un canal o en un conducto de descarga de una obra de excedencia, de control o de toma, antes de conectar con otro canal aguas abajo o con el río. En su lugar, se puede también utilizar una cubeta disipadora de energía para reducir el excedente antes de efectuar la descarga. El agua puede también descargarse directamente al río mediante una cubeta de lanzamiento, disminuyendo el exceso de energía después de la descarga por el impacto del agua contra el lecho o contra una pared de la boquilla.

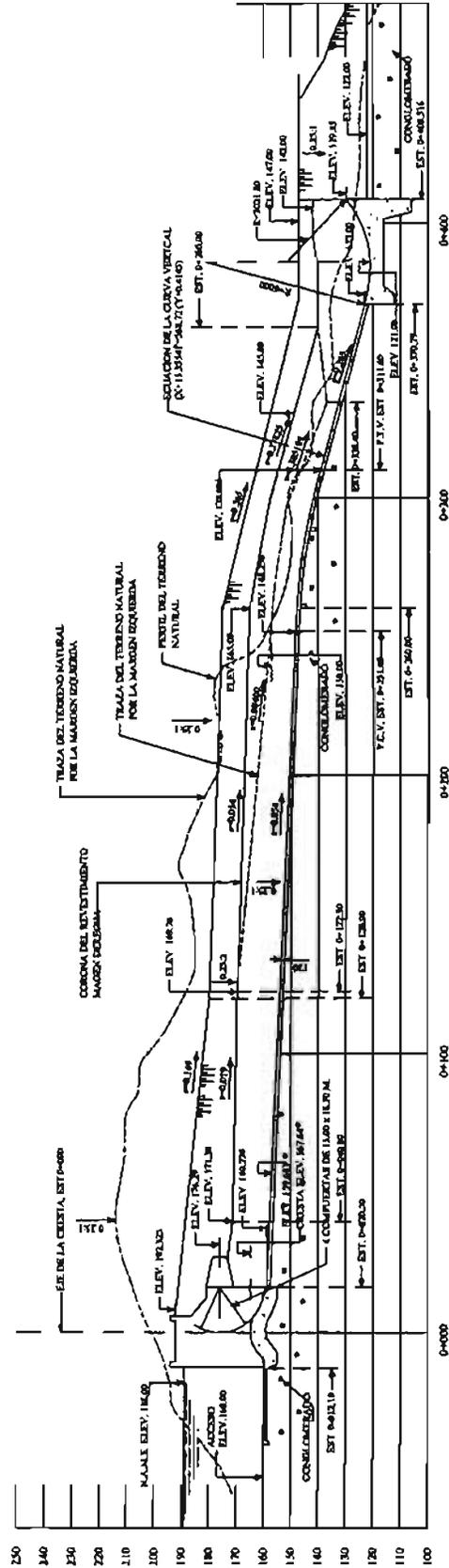
La función disipadora de un tanque amortiguador consiste en formar un salto hidráulico mediante un cambio de pendiente cuando la disipación se desea en forma natural, o por el impacto total o parcial del agua contra muros, rejas, umbrales y bloques dentados en el piso cuando sea forzada. La estructura se convierte en un medio útil de controlar el exceso de energía, pero también de reducir la velocidad del flujo sobre un piso revestido de concreto, prevenir la erosión al pie de vertedores, caídas y compuertas e impedir la socavación de la plantilla en el canal aguas abajo. La figura 1.1a muestra un ejemplo de este tipo de estructura construida en México, donde el salto hidráulico se confina parcial o totalmente dentro del tramo de canal revestido llamado tanque amortiguador, pudiendo ayudarse de escalones ascendentes o descendentes en el fondo, umbrales transversales continuos o dentados, también en el fondo, para reducir su tamaño, economizar longitudes de revestimiento, mejorar su función disipadora, estabilizar la posición del salto y, a veces, para incrementar la seguridad de la obra.

En otros casos, la función disipadora se logra mediante estructuras terminales, como la cubeta de lanzamiento, que permite descargar el agua directamente al río, sin que haya amortiguación previa, con objeto de formar el salto hidráulico en el cauce, alejar la acción erosiva al pie del vertedor y disipar la energía por efecto del impacto del chorro contra el río. La figura 1.1b muestra un ejemplo de este tipo de estructura construida en México.



CORTE LONGITUDINAL VERTEDEDOR DE SERVICIO

Figura 1.1 Presa Netzahualcoyotl, Chiapas. (Malpasos).



CORTE LONGITUDINAL VERTEDOR DE EMERGENCIA

Figura 1.1 Presa Netzahualcoyotl, Chiapas (Malpaso). Continuación

## 1.2 SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA DISIPADORA

La selección de la estructura terminal está supeditada a la elevación deseable al final del canal o del túnel de descarga y al nivel de la superficie del agua en el canal de salida o en el río. El tirante en el canal de salida fluctúa con el gasto, bien que se trate de las condiciones de flujo uniforme en un canal regular o que dependa de las condiciones de flujo en un canal irregular, como un río, disponiendo en ambas situaciones de una curva que relacione ambas variables: tirante y gasto. De manera similar, hay una curva de conjugados mayores contra gasto, obtenida de la ecuación del salto hidráulico correspondiente a la geometría de la sección.

Según Leliavsky (1955), pueden ocurrir cinco casos distintos en la comparación de las curvas de tirante en el canal de salida y de conjugados mayores (después del salto), mismos que se presentan en la figura 1.2.

Caso 1, figura 1.2b. Las curvas de tirante en el canal de salida y de conjugado mayor coinciden para cualquier gasto. Esta es una situación ideal, no común en la práctica e implica la formación de un salto hidráulico normal para todos los gastos, lo que constituye el caso de tanque amortiguador con salto convencional, sin escalones ni obstáculos, sólo protegido con revestimiento de concreto.

Caso 2, figura 1.2c. La curva de tirante conjugado mayor queda arriba de la curva de tirante en el canal de salida para cualquier gasto y ocurre siempre un salto libre, cuya posición es necesario controlar mediante un tanque amortiguador con escalón positivo en el fondo, umbrales transversales continuos, umbrales dentados o ambos. La estructura confina al salto hidráulico para todos los gastos, mediante la profundización del fondo y la inclusión de los dispositivos antes mencionados. Cuando se aumenta el ancho del tanque amortiguador respecto del que tiene el canal de salida, la profundidad del tanque disminuye y la curva de tirantes conjugados se aproxima a la curva de tirantes en el río. El gasto máximo en la obra determina la profundidad del tanque o la altura del umbral terminal y consideraciones de tipo económico deciden el ancho.

Caso 3, figura 1.2d. La curva de tirantes en el canal de salida queda arriba de la de tirantes conjugados mayores y ocurre siempre un salto hidráulico ahogado para cualquier magnitud del gasto, con una disipación deficiente de la energía. Esta situación se puede remediar mediante la sobre elevación del fondo del tanque y la utilización posterior de un escalón descendente o una cubeta de lanzamiento.

Caso 4, figura 1.2e. La curva de tirantes en el canal de salida queda debajo de la de tirantes conjugados mayores para gastos pequeños y después de un gasto intermedio, se invierte la posición de ambas curvas. Cuando el gasto de diseño es igual o menor que dicho valor intermedio, el problema se resuelve de manera similar al caso 2 y cuando dicho gasto de diseño es mayor, se resuelve de manera similar al caso 3, adoptando las soluciones expuestas para cada uno de ellos.

Caso 5, figura 1.2f. La curva de tirantes en el canal de salida queda inicialmente arriba de la de tirantes conjugados mayores, hasta que se llega a un gasto intermedio, después del cual se invierte la posición de ambas curvas. Cuando el gasto de diseño es igual o menor que el gasto intermedio, el problema se resuelve de manera similar al caso 3; cuando dicho gasto de diseño es mayor, el problema se resuelve de manera similar al caso 2.

Además de lo antes mencionado, la selección de un tipo particular de estructura terminal para cada sitio depende de otros factores, tales como:

- Condiciones hidráulicas del flujo de aproximación al tanque, que incluyen gasto, velocidad de llegada, pérdida de carga y tipo de conducción de llegada.
- Curva de tirantes de salida, geología, topografía y área de descarga del tanque.
- Comparación económica con otros disipadores.
- Naturaleza de la roca en el fondo.
- Preferencia personal por algún tipo.

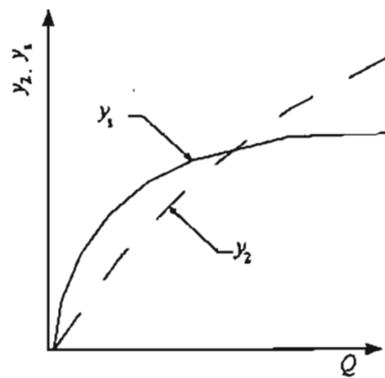
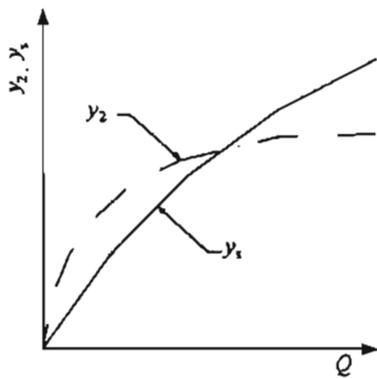
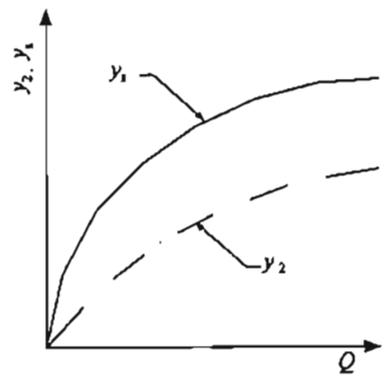
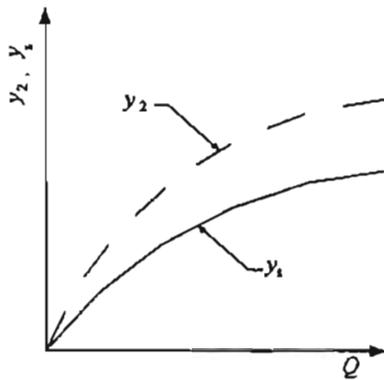
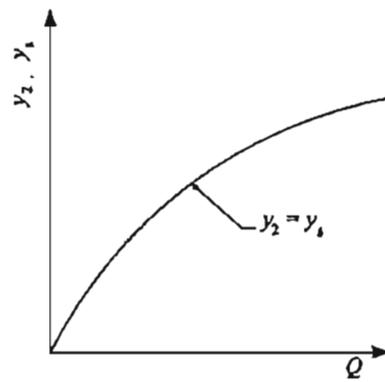


Figura 1.2 Ocurrencia de las curvas tirante de salida-gasto y conjugado mayor-gasto.

### 1.3 UTILIDAD DEL TANQUE AMORTIGUADOR

El tanque de amortiguación más sencillo consiste en producir un salto hidráulico convencional en su interior sin la ayuda de escalones ni de umbrales transversales, continuos o discontinuos, con un buen funcionamiento para cualquier gasto, como se expone para el caso 1 de la figura 1.2b. Sus características se tratan en el subcapítulo 2.3.

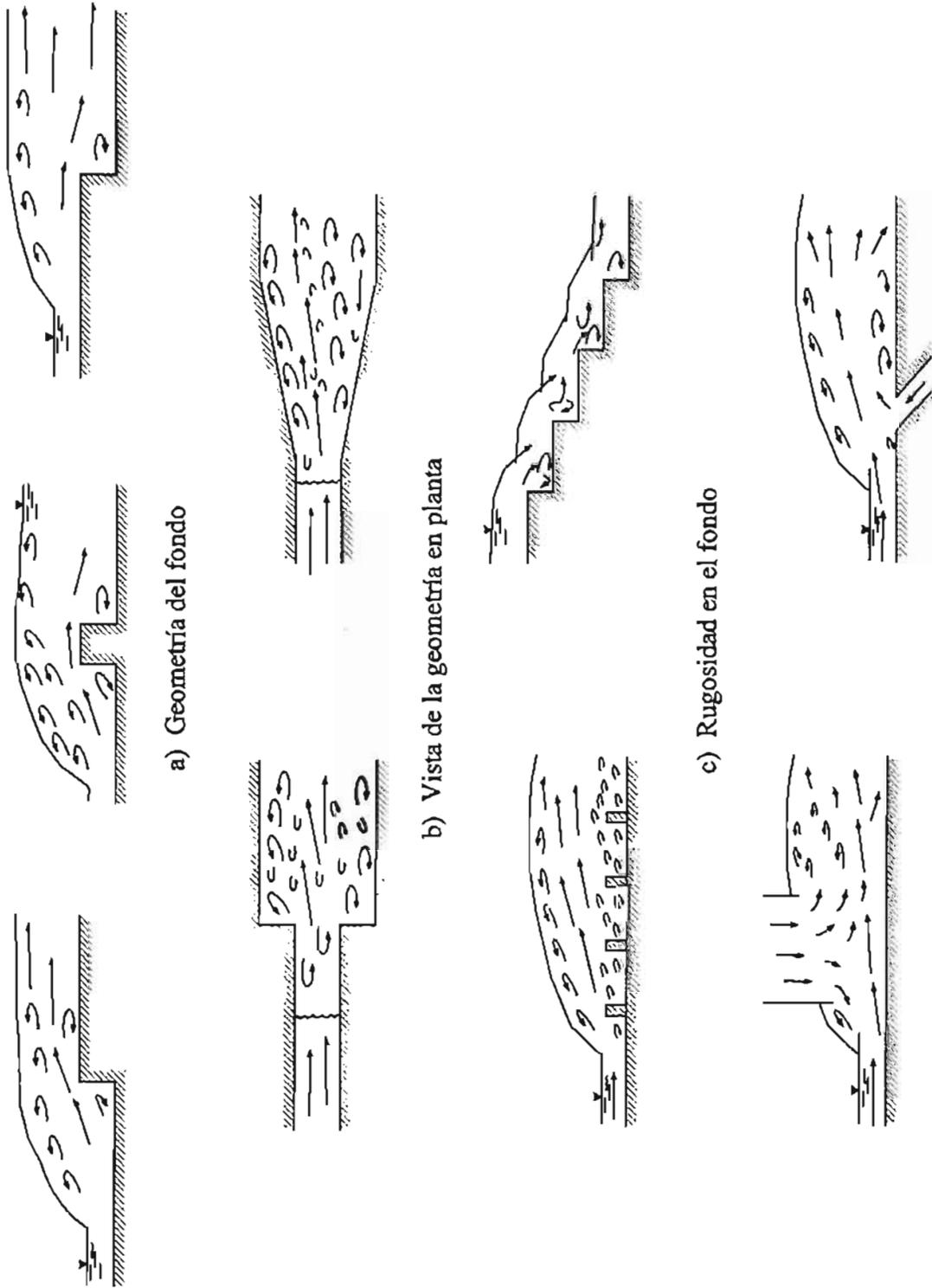
La figura 1.3 muestra algunos elementos básicos que mejoran el funcionamiento de un tanque amortiguador y que comprenden cuatro aspectos principales:

- a) Geometría del fondo con escalón sencillo, ascendente o descendente, con umbrales y bloques o con delantales inclinados.
- b) Geometría de la vista en planta incluyendo tanques con divergencia brusca y transición del canal de llegada al de salida.
- c) Rugosidad en el fondo del tanque para incrementar las fuerzas cortantes.
- d) Variación del gasto a lo largo del tanque.

En este trabajo se exponen las características del tanque que toman en cuenta sólo el primer aspecto.

La figura 1.4 muestra algunos ejemplos de tanques de amortiguación localizados después de una caída, de una compuerta o de un vertedor. Los que se muestran poseen un escalón ascendente en todos los casos, sin incluir ningún dispositivo auxiliar, como umbrales transversales o bloques dentados.

Las ventajas de usar un tanque amortiguador están en su funcionamiento como disipador de energía, ya que se dispone de una gran cantidad de conocimientos y experiencia de sus aplicaciones. Desventajas como los problemas de flujos de aproximación asimétricos, disipación pobre para números de Froude bajos en el flujo de aproximación, daños por cavitación y tramos relativamente largos que tienen que protegerse contra la socavación, confinan el uso del tanque amortiguador a una velocidad límite de aproximación menor de 30 m/s. Con una velocidad mayor ocurren otros problemas, como se verá a continuación.



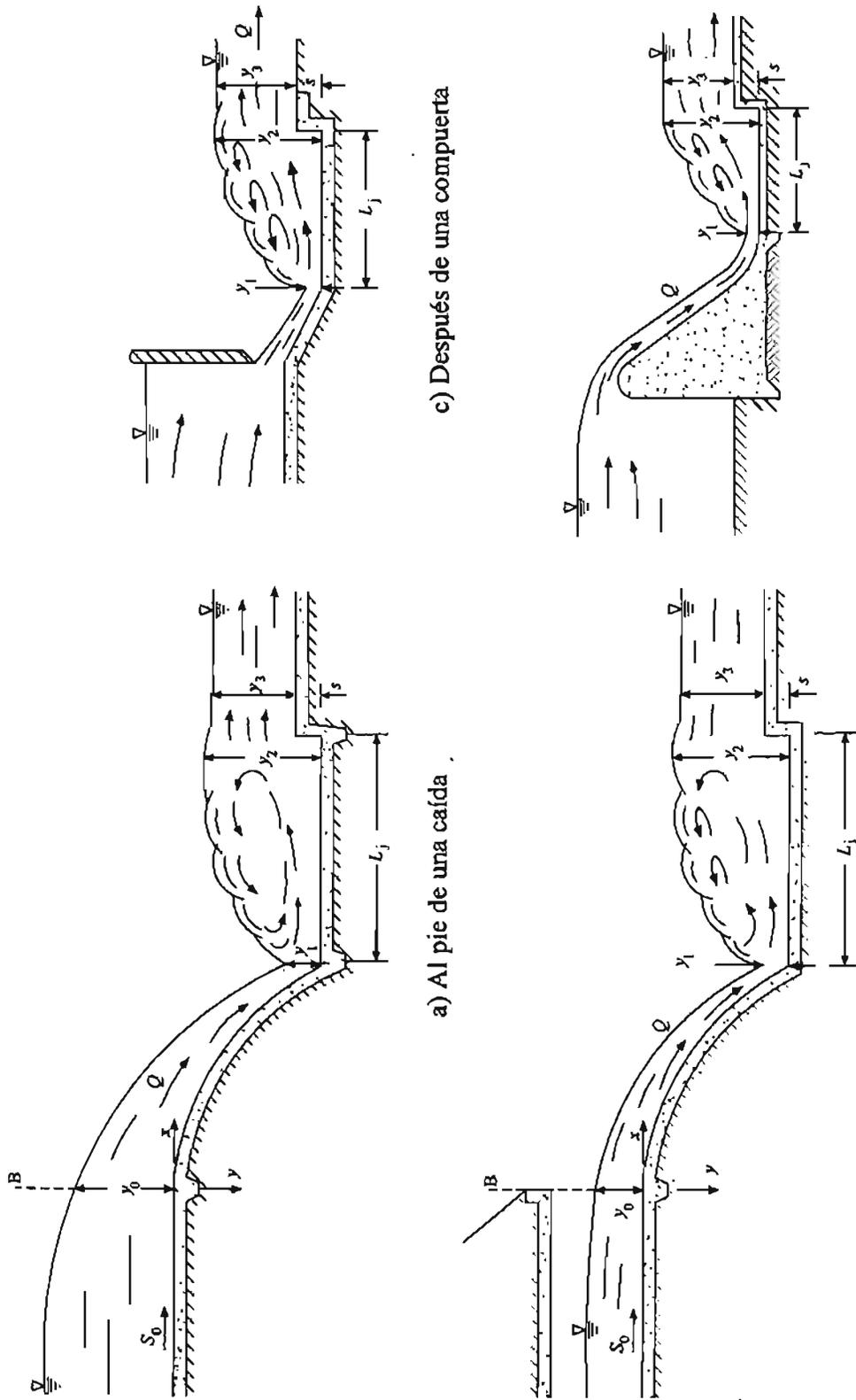
a) Geometría del fondo

b) Vista de la geometría en planta

c) Rugosidad en el fondo

d) Ingreso de gasto transversal

Figura 1.3 Elementos básicos de un tanque amortiguador



c) Después de una compuerta

d) Al pie de un vertedor

a) Al pie de una caída

b) Después del portal de un túnel

Figura 1.4 Tanques amortiguadores con escalón ascendente.

De acuerdo con distintos autores, el tanque amortiguador con salto hidráulico convencional es el mecanismo más efectivo para disipar el exceso de energía y, por lo menos, disminuir la tendencia a la erosión y a la cavitación. Este tipo de dissipador ha sido ampliamente usado y se ha encontrado que cuando no posee escalones terminales ni deflectores en el fondo se utiliza para cargas menores de 10 m o para cargas comprendidas entre 30 y 50 m, ya que al rebasar el último valor, ocurren problemas como daños superficiales, cavitación y levantamiento de las losas de fondo. Para cargas entre 10 y 30 m, el tanque amortiguador con umbrales dentados en el fondo es eficiente y se vuelve importante, debido a que los efectos de cavitación y turbulencia son relativamente pequeños. Para cargas entre 30 y 50 m hay una mezcla de tanques con y sin umbrales dentados. La mayoría de los tanques con deflectores han registrado daños, mientras que ninguno se ha registrado cuando no se utilizan escalones terminales ni deflectores.

Los propósitos que se buscan al cambiar de un tanque amortiguador con salto hidráulico convencional al llamado tanque de amortiguación con escalón se pueden enlistar como sigue:

- Estabilizar el salto para condiciones variables a la entrada y salida del mismo.
- Permitir un buen funcionamiento para tirantes de salida menores y reducir los costos de excavación.
- Mejorar la disipación de energía para incrementar su eficiencia.
- Reducir la acción de onda en la salida así como la erosión.
- Acortar el espacio en que ocurre la disipación de energía.
- Adaptar el tanque a los canales de llegada y salida.

Estos aspectos se deben considerar como premisa en el diseño del tanque de amortiguación ideal, que incluye una mejoría completa del salto hidráulico convencional. Cada tipo de tanque de amortiguación competitivo tiene una o varias ventajas sobre dicho salto, pero también se agregan ciertas desventajas en el funcionamiento de otros elementos.

Un diseño perfecto toma en cuenta los elementos óptimos por los cuales un salto hidráulico convencional llega a ser un tanque de amortiguación efectivo, si bien la selección depende de varios factores adicionales, tales como:

- El tipo de presa (tierra, concreto, arco).
- El propósito del aprovechamiento (irrigación, producción de energía, almacenamiento).
- La geología, las propiedades del suelo, el nivel freático.
- El número de operaciones por año.
- El gasto de diseño y la carga total de aproximación.
- Las condiciones de aproximación (simetría, canal recto de aproximación, concentración del aire, presencia de pulsaciones y ondas cruzadas).
- El nivel de desfogue, incluyendo calidad del fondo del río aguas abajo, constancia del nivel del agua, sensibilidad a la acción de ondas y sumergencia.
- Las particularidades locales incluyendo las condiciones ambientales.
- La experiencia del diseñador con ciertos tipos de tanque.

Existen pocos diseños estándar de tanques de amortiguación, aunque hay una gran cantidad de literatura sobre el tema. Un número grande de elementos disipadores de energía se ha probado para mejorar el funcionamiento de los que no poseen escalón terminal ni deflectores. Conocer su efecto sobre la disipación de energía ayuda a optimar una solución preliminar para probarse en un modelo hidráulico reducido a la escala apropiada, con objeto de entender mejor algún mecanismo especial del flujo, principalmente en el caso de grandes presas, donde la falla puede causar pérdidas considerables. En otras palabras, el diseño de los tanques amortiguadores todavía no es una rutina estándar que termina en un escritorio.

## 1.4 EL TANQUE AMORTIGUADOR DE SECCIÓN TRAPEZIAL

Posey y Hsing (1938) descubrieron fenómenos de flujo espacial en saltos hidráulicos formados en canales trapeziales, pero aún así verificaron la relación de tirantes conjugados con base en la ecuación del *momentum*. Las mediciones realizadas de la longitud del salto trapezoidal muestran saltos más largos que en el canal rectangular, ya que incluyen las cuñas en el frente al inicio del mismo.

Estudios más avanzados del salto hidráulico en canales trapeziales han permitido cerciorarse de los problemas inherentes al frente asimétrico del salto, Muciño (1998), al remolino horizontal que se forma en el fondo, a la inestabilidad que tiene y a la dificultad de su control. El diseño de tanques trapeziales se torna algo difícil debido a que no se dispone de experiencias en prototipo. Además, según Wanoschek y Hager (1989b), puede haber peligro en las corrientes superficiales persistentes si no se insertan muros aleros laterales adicionales en el tanque.

Hager (1992) menciona en su libro que solamente unos pocos tanques de amortiguación no rectangulares han sido construidos para grandes gastos de diseño. Una excepción bien conocida es el de la Presa Mangla en Pakistán, cuyo esquema le sirvió como ejemplo de los elementos utilizados en un tanque amortiguador trapezoidal.

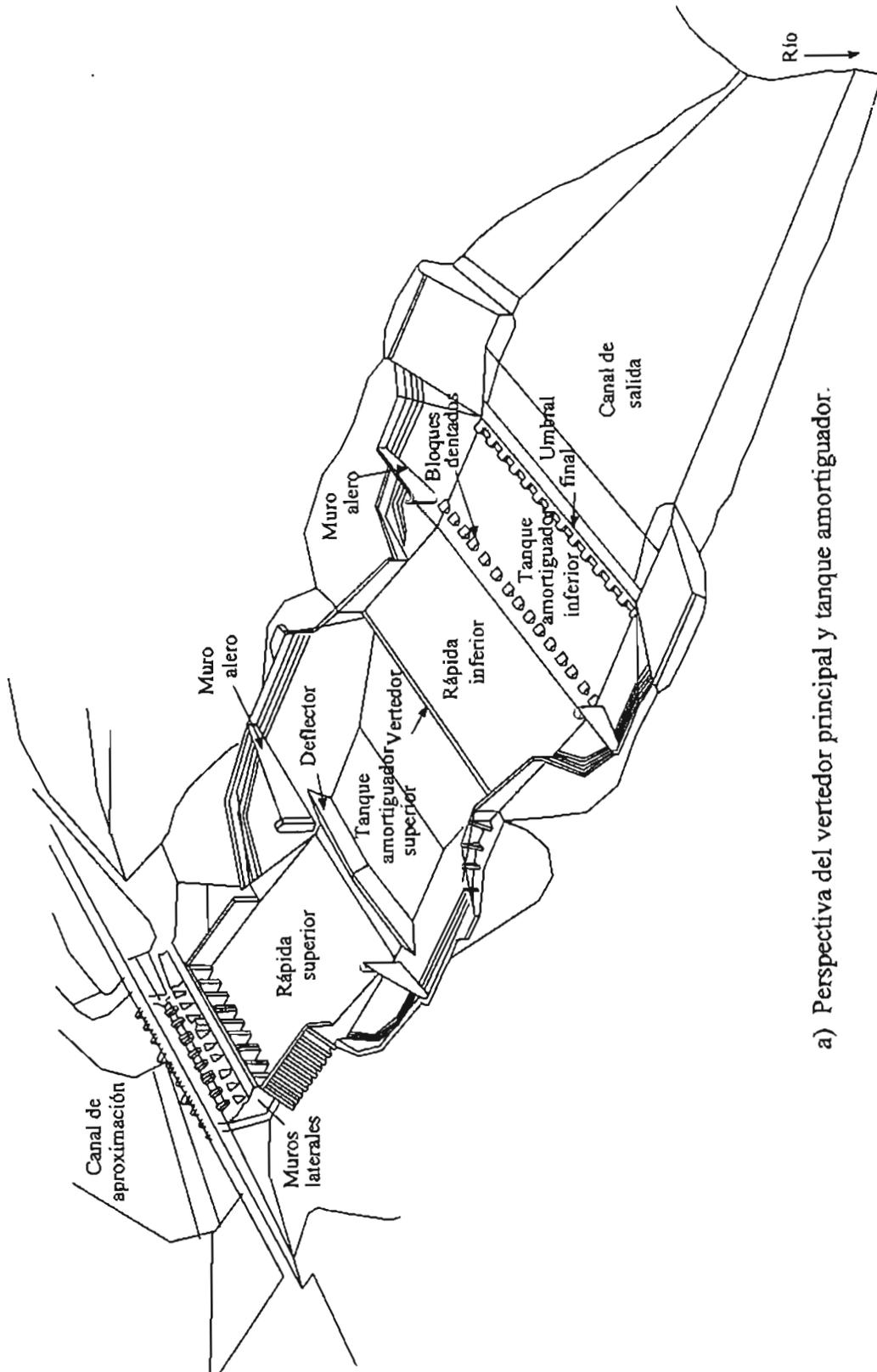
Según Hager (1992), el tanque amortiguador de la Presa Mangla es un ejemplo de cómo puede complicarse la disipación de la energía. Debido a que el gasto de diseño final era del orden de  $30,000 \text{ m}^3/\text{s}$ , pero con una altura de caída de 100 m, de manera que el diseño debía disipar una gran cantidad de energía. La alternativa de salto de esquí fue rápidamente abandonada ya que el área de impacto era sensible a la formación de grandes fosas de socavación. Un tanque de amortiguación con escalón ascendente sencillo tampoco fue factible ya que la excavación tenía que ser más profunda, al grado de necesitarse losas de gran peso en el fondo para contrarrestar las grandes fuerzas de subpresión que se habrían generado.

El diseño económico resultó en dos tanques amortiguadores en cascada, cada uno disipando del orden de la mitad del exceso de energía (figura 1.5). La longitud del tanque superior fue reducida a 240 m por la inclusión de un deflector triangular de 13 m de altura. El tanque inferior fue de sólo 100 m de longitud, con una fila de bloques dentados y un umbral final también dentado para propiciar la disipación de energía. Un aspecto poco común del diseño fueron los taludes 1.75. Los muros verticales utilizados, del orden de 55 m de altura, se construyeron en condiciones pobres de cimentación y fueron antieconómicos.

Sin embargo, problemas hidráulicos serios se encontraron con el tanque de amortiguación trapecial, ya que incluían corrientes inversas y fuertes concentraciones de flujo. Para vencer estas deficiencias, se construyeron muros transversales en las orillas de ambos tanques amortiguadores y muros verticales en los taludes de las rápidas inferior y superior para dirigir el flujo, así como muros de planta curva en el extremo aguas arriba del tanque amortiguador superior para guiar el flujo sobre el vertedor hacia el tanque inferior. La velocidad media en el canal de salida fue de 5 m/s, por debajo de la velocidad mínima de Lacey (1946).

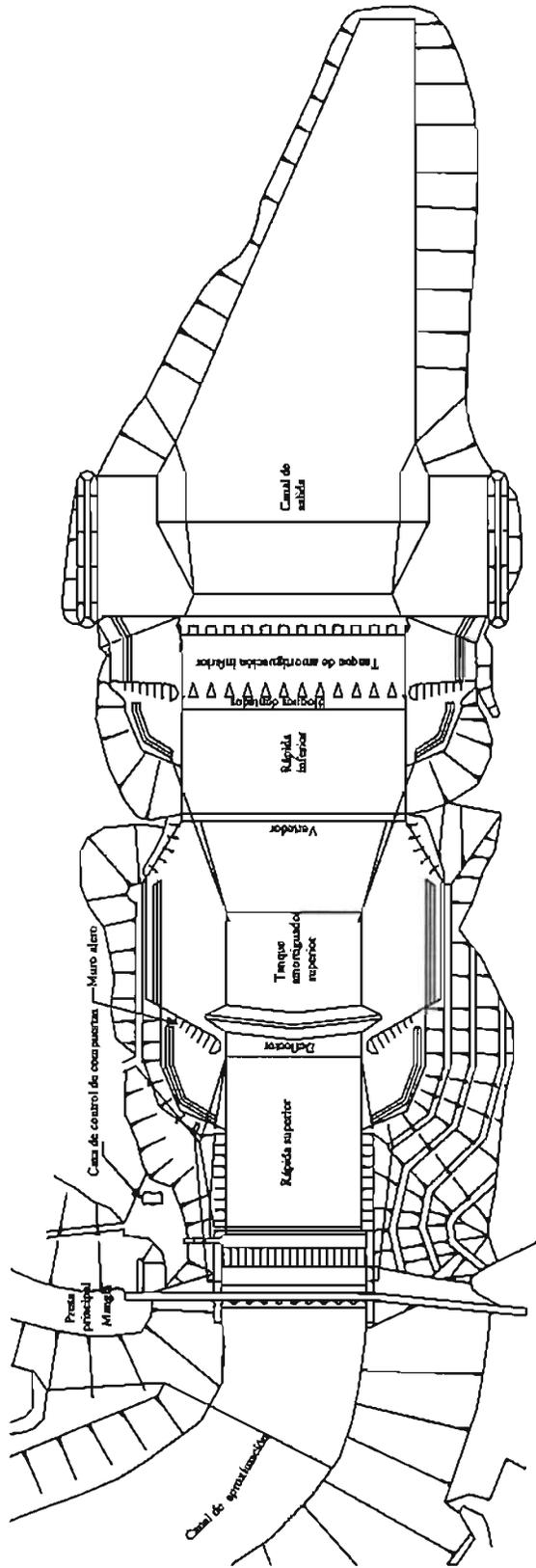
En conclusión, Hager establece que el salto hidráulico en un canal trapecial requiere de un tirante de salida menor que el necesario en un canal rectangular. Sin embargo, su principal desventaja es la formación de un flujo altamente espacial que produce concentraciones en el cuerpo del salto que generalmente deben evitarse en un tanque amortiguador, a menos que se utilicen dispositivos especiales y se realicen pruebas extensas en modelo físico.

Sin embargo, Hager ignora la gran cantidad de tanques amortiguadores trapeciales para pequeños y grandes gastos que se han construido en México, como es el caso de la obra de control en la Presa de Malpaso, con capacidad máxima de 11,100 m<sup>3</sup>/s, que seguramente es una de las más grandes del país y que se muestra en la figura 1.1a.

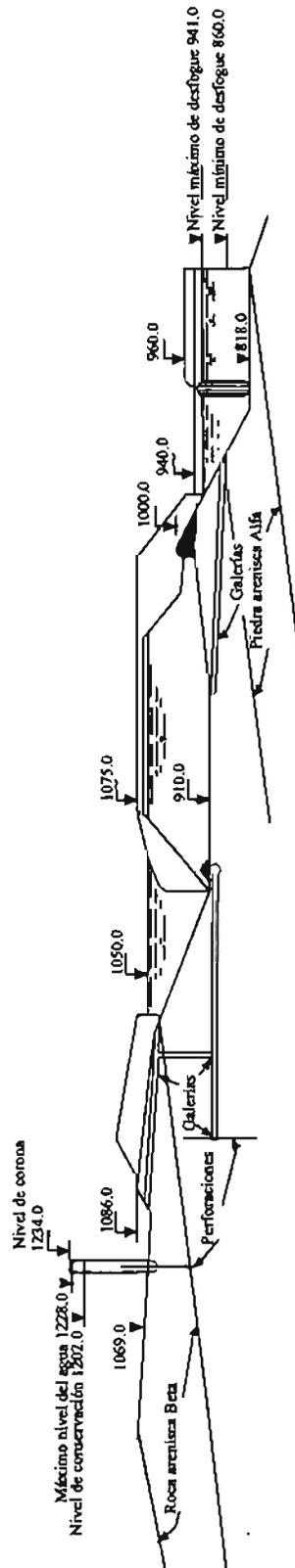


a) Perspectiva del vertedor principal y tanque amortiguador.

Figura 1.5 Vertedor principal de la Presa Mangla y tanque amortiguador, según Binnie, et al. (1967).



b) Vista en planta.



c) Sección longitudinal.

Figura 1.5 Vertedor principal de la Presa Mangla y tanque amortiguador, según Binnie, et al. (1967). Continuación

En comparación con el rectangular, un canal trapecial de igual ancho  $b$  en el fondo es mejor en términos de estabilidad natural de los taludes y de capacidad de conducción en flujo uniforme.

Ohtsu (1976a, b) recomendó que se use el salto hidráulico trapecial como disipador de energía cuando  $k < 0.5$  y  $F_1 > 5$ . Además, definió a la longitud del salto trapecial de manera diferente que la longitud  $L_j$  normalmente utilizada en un salto convencional.

De acuerdo con los experimentos de Wanoschek y Hager (1991), el salto hidráulico en un canal trapecial se debe estabilizar para que sea eficiente respecto del rectangular. Experimentos preliminares revelaron que un umbral transversal puede ser eficiente para mejorar la geometría del salto. También el número de Froude mínimo para un salto estable en un canal trapecial es mayor que en uno rectangular y, por último, el volumen requerido para un tanque amortiguador trapecial es mayor que para uno rectangular. Estas desventajas pueden ser compensadas por ventajas, tales como:

- El volumen de excavación ayuda a compensar el que se necesita para el tanque trapecial.
- Se eliminan los momentos flexionantes en la unión entre los taludes y el fondo del canal.
- No se requieren las cimbras externas, el relleno posterior y la compactación de material detrás de ellas.
- No se requiere la transición entre el tanque y el canal de salida al río aguas abajo.

## 1.5 OBJETIVO DE LA TESIS

El tanque de sección rectangular ha recibido la atención de los investigadores y se ha utilizado profusamente en todo el mundo. El salto hidráulico en canal rectangular se considera eficiente, estable y se prefiere por el mayor conocimiento que se tiene de él. Dependencias importantes, como el US Bureau of Reclamation (1960), utilizan diseños estandarizados de estas estructuras y muchas publicaciones recomiendan su uso en obras futuras.

Sin embargo, ha sido tradicional el uso de tanques amortiguadores de sección trapecial en México, en grandes y pequeñas obras; las razones radican en la economía y en las facilidades constructivas que tiene.

El procedimiento normal ha consistido en realizar el diseño geométrico aproximado de la obra, que aloje un salto hidráulico trapecial estable para cualquier caudal de operación, corrigiendo las fallas en su funcionamiento mediante un modelo hidráulico en laboratorio. Esto no ha aportado un procedimiento general que pudiera aplicarse sistemáticamente en futuros diseños, al grado que a la fecha no existen registros o publicaciones que transmitan dicha experiencia a los ingenieros que se enfrentan al proyecto de dichas obras.

El objeto de este trabajo es de presentar una aportación al diseño de tanques de amortiguación de sección trapecial, que tome en cuenta los avances realizados en el tema, que sistematice los cálculos necesarios y que se ajuste a la práctica en nuestro país de utilizar canales de salida de mayor ancho y talud que los de la zona del tanque. Con esto no se defiende el uso del tanque trapecial, si no que se admite la realidad de la práctica mexicana, se contribuye a un mejor conocimiento del tema y se presenta el procedimiento de diseño de ésta estructura.

**CAPÍTULO 2**  
**TANQUE AMORTIGUADOR CON Y**  
**SIN ESCALÓN ASCENDENTE**

## CAPÍTULO 2

# TANQUE AMORTIGUADOR CON Y SIN ESCALÓN ASCENDENTE

### 2.1 ASPECTOS GENERALES

#### 2.1.1 Utilidad de la estructura

Un problema frecuente en el diseño de tanques de amortiguación se presenta cuando es necesario disipar la energía cinética que adquiere el agua al descender en canales de fuerte pendiente en vertedores, rápidas y caídas o al descargar desde compuertas a un canal. La disipación se realiza controlando la formación del salto hidráulico mediante un escalón ascendente de cara vertical, el cual lo estabiliza y fija su posición dentro de una zona protegida de la erosión para distintas condiciones de operación.

Los umbrales transversales de fondo, continuos o dentados, han ocupado también la atención de los investigadores, ya que se consideran elementos que permiten acortar la longitud de la estructura, pero no para modificar la magnitud del tirante conjugado y, con ello, el tirante de salida. Ambos elementos se pueden usar esencialmente de dos maneras distintas:

- Como un elemento deflector, localizado cerca del inicio del salto, que participa activamente en la disipación de energía.
- Como un elemento intermedio o terminal, con el cual no se produce disipación de energía, si no que las corrientes de fondo remanentes son deflectadas hacia arriba y hacia el canal de salida, donde puede ocasionar erosión.

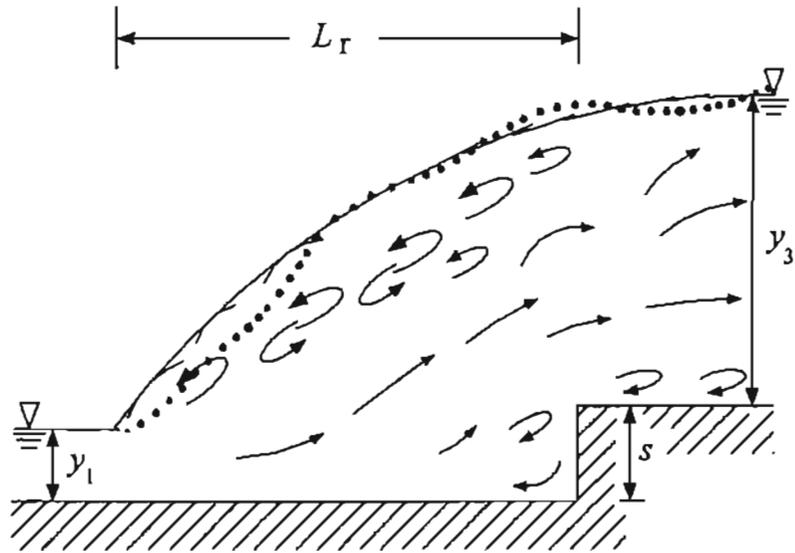
### 2.1.2 Tipos de salto

El salto hidráulico convencional depende del número de Froude  $F_1$ , del tirante conjugado menor  $y_1$  y de la geometría de la sección del canal; un escalón ascendente al final del mismo puede ejercer un efecto adicional en la posición del extremo inicial con fines de control. Hager y Bretz (1986) consideraron cuatro tipos de flujo sobre un escalón ascendente, como se muestra en la figura 2.1, siendo de interés en este trabajo los dos primeros, llamados saltos A y B.

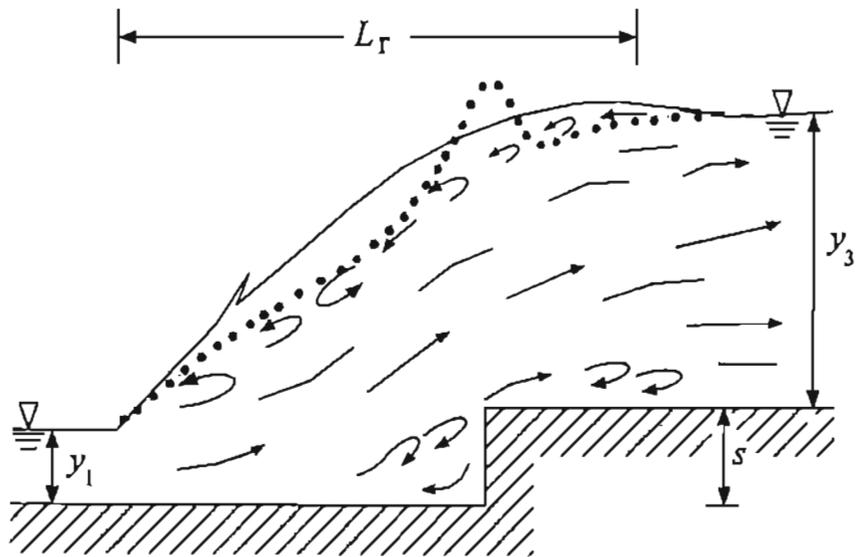
El salto A se localiza completamente aguas arriba del escalón, con el extremo final del remolino horizontal exactamente encima de la sección del mismo, donde el perfil de la presión en el fondo coincide esencialmente con el de la superficie libre (figura 2.1a).

El salto tipo B corresponde a las condiciones en las que el remolino se localiza tanto aguas arriba como aguas abajo del escalón y para este salto el nivel del agua en la salida es más bajo que el necesario para el salto tipo A, pero justo en el límite para inhibir la formación de la onda estacionaria que se formaría aguas abajo. La presión en el fondo tiene una variación como se muestra en la figura 2.1b y con mayor detalle, en la figura 2.2.

El flujo tipo onda con sus variantes: aireado y no aireado, se pueden consultar en Hager (1994).



a) Salto A



b) Salto B

Figura 2.1 Salto hidráulico sobre un escalón positivo.

### 2.1.3 Contribuciones en el diseño de la estructura

El principal problema para establecer una teoría válida para el salto hidráulico sobre un escalón ascendente fue definir la magnitud de la fuerza que produce la presión sobre la cara del escalón en dirección contraria al flujo, cuando se aplica el principio del *momentum* al volumen de control comprendido entre el inicio y el final del salto. La primera aplicación fue realizada por Einwachter (1930), quién consideró una distribución hidrostática sobre la cara del escalón con el nivel del agua correspondiente al canal de salida.

El problema fue analizado experimentalmente por Forster y Skrinde (1950), quienes presentaron sus resultados en el muy conocido diagrama que lleva su nombre, que por mucho tiempo constituyó la herramienta de diseño de tanques de amortiguación de sección rectangular con escalón ascendente. Los resultados teóricos de Einwachter (1930) se incluyeron en el diagrama antes mencionado observando diferencias importantes respecto de los experimentales.

Hager y Sinniger (1985) aplicaron el principio del *momentum* al umbral de fondo en un canal rectangular, valuando la fuerza dinámica  $P_d$  que produce el flujo sobre la cara del escalón con base de una distribución uniforme de la presión sobre dicha cara, de magnitud igual a la hidrostática al nivel del fondo del tanque. Los resultados obtenidos mediante esta hipótesis tuvieron una coincidencia muy aceptable con las curvas del diagrama experimental de Forster y Skrinde (1950), ya que las diferencias se deben a que los experimentos corresponden más bien al flujo tipo onda, con longitud de salto menor que la necesaria para una buena disipación.

Sotelo y Valdez (2002) aplicaron el principio del *momentum* al salto hidráulico en un canal de sección trapezoidal, valuando la fuerza dinámica sobre la cara vertical del escalón con la misma consideración empleada por Hager y Sinniger (1985). Para el caso particular del canal rectangular, reprodujeron en forma aproximada el diagrama de Forster y Skrinde (1950), donde observaron las mismas diferencias mencionadas por Hager y Sinniger (1985). Sin embargo, mediante un ajuste menor de dicha fuerza, Sotelo y Valdez (2004) verificaron plenamente el diagrama antes mencionado.

En este capítulo se presenta con detalle la teoría elaborada por Sotelo y Valdez (2004) al caso de un tanque amortiguador de sección trapecial con escalón ascendente, para controlar la posición del salto. No obstante que los desarrollos corresponden a la sección trapecial, su simplificación permite abarcar secciones como la rectangular y la triangular, donde se deja abierta la posibilidad del ajuste en el cálculo de la fuerza dinámica sobre la cara del escalón para calibrar la teoría con el diagrama de Forster y Skrinde. Como se demuestra más adelante, el manejo de las mismas consideraciones que intervienen en la teoría pueden extenderse fácilmente, tanto al salto tipo A de Einwachter, como al tipo onda de Forster y Skrinde y permite una generalización que abarca condiciones de ancho y talud distintos en la zona del salto y del canal de salida.

## 2.2 SALTO HIDRÁULICO SOBRE UN ESCALÓN ASCENDENTE

### 2.2.1 Planteamientos previos

Hager y Sinniger (1985) adoptaron una distribución uniforme de la presión sobre la cara del escalón correspondiente a la magnitud dada por  $y_1 + s$ .

Sotelo y Valdez (2002) aplicaron también el principio del *momentum* al salto hidráulico tipo B sobre un escalón vertical en canales trapeciales, con base en la misma hipótesis de Hager y Sinniger (1985). Sotelo y Valdez (2004) elaboraron un refinamiento a la aplicación antes mencionada, que permite un ajuste en el cálculo de la fuerza sobre la cara del escalón, para poderla aplicar a los saltos tipo A y B e incluso hasta al flujo tipo onda, con el propósito de lograr una mejor coincidencia con el diagrama de Forster y Skrinde (1950), aplicable a este tipo de flujo. Esto permite a su vez establecer un procedimiento más general para el diseño de tanques de amortiguación de sección trapecial con escalón ascendente.

2.2.2 Ecuación general de los tirantes conjugados

Se considera el flujo a superficie libre con gasto  $Q$  sobre el fondo de un canal horizontal de sección trapecial, como se muestra en la figura 2.2a, donde se analiza el volumen de control limitado por las secciones 1 y 3, por el fondo del canal y por la superficie libre del agua.

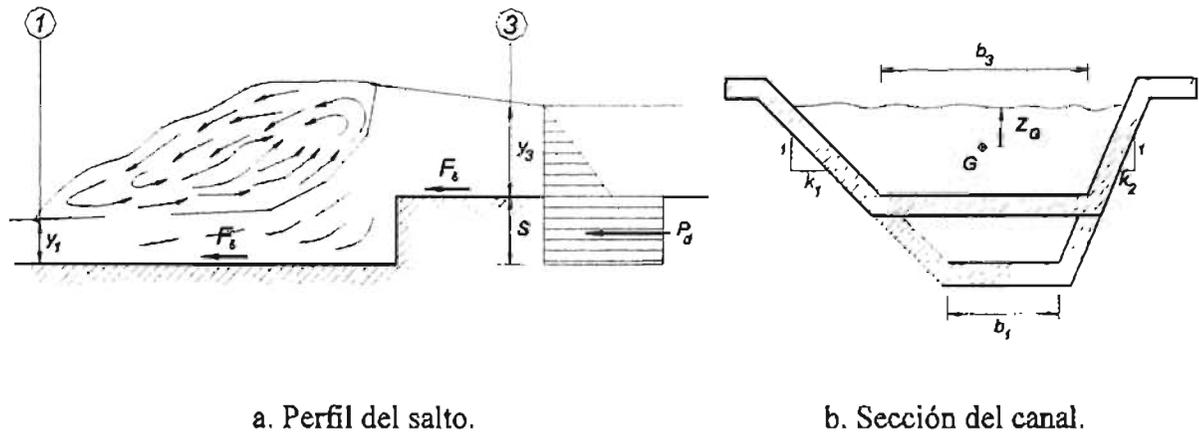


Figura 2.2. Salto hidráulico controlado por un escalón ascendente.

Entre las secciones 1 y 3 hay fuerzas de fricción  $F_x$ , en dirección contraria al movimiento, que se consideran despreciables y un umbral que produce una fuerza  $P_d$  en dirección contraria al flujo. Considerando que  $\beta_1 = \beta_3 = 1$ , al aplicar el principio del *momentum* en la dirección del flujo y dividir entre  $g\rho$ , se obtiene

$$M_1 = M_3 + \frac{P_d}{g\rho} \quad (2.1a)$$

o bien

$$\frac{Q^2}{g A_1} + z_{G_1} A_1 = \frac{Q^2}{g A_3} + z_{G_3} A_3 + \frac{P_d}{g\rho} \quad (2.1b)$$

El cambio de régimen de supercrítico a subcrítico ocurre entre las secciones 1 y 3, siendo  $M_3$  menor que  $M_1$ , pero la diferencia se compensa con el empuje  $P_d$  ejercido por la cara del escalón.

Para una sección asimétrica de taludes  $k_1$  y  $k_2$ , como la que se muestra en la figura 2.2b, se tienen los elementos geométricos: talud medio  $k = (k_1 + k_2)/2$ ; el área  $A = b y + k y^2$  y la profundidad del centroide del área:  $z_G = k' y$ , donde  $k' = \frac{1}{3} + \frac{1}{6} \frac{by}{A}$

Para la sección 1 dichos elementos valen:  $A_1 = b_1 y_1 + k y_1^2$ ;  $z_{G1} = k'_1 y_1$ ;  $k'_1 = \frac{1}{3} + \frac{1}{6} \frac{b_1 y_1}{A_1}$ .

Además, por razones geométricas, para la sección 3 se tienen los siguientes valores:

$$b_3 = b_1 + 2 k s; \quad A_3 = (b_1 + 2 k s) y_3 + k y_3^2 = b_1 y_3 + 2 k s y_3 + k y_3^2;$$

$$z_{G3} = k'_3 y_3; \quad k'_3 = \frac{1}{3} + \frac{b_1 y_3 + 2 k s y_3}{6 A_3}.$$

Por otra parte, la fuerza  $P_d$  (por unidad de peso) en dirección contraria al flujo se expresa de manera general mediante la ecuación

$$\frac{P_d}{g \rho} = (b_1 s + k s^2)(y_3 + \phi s) \quad ; \quad \frac{P_d}{g \rho} = b_1 s y_3 + k s^2 y_3 + b_1 \phi s^2 + k \phi s^3$$

donde  $\phi$  es un coeficiente que corrige la magnitud de  $P_d$ , determinado experimentalmente, y que depende de la distribución de la presión sobre la cara del escalón.

Cuando se establece la distribución hidrostática de la presión en el salto tipo A,  $\phi$  está dado por la ecuación

$$\phi = \frac{0.5 b_1 + (k s / 3)}{b_1 + k s} \quad (2.2)$$

Para el salto tipo B y para el flujo tipo onda se considera que la distribución de la presión es uniforme sobre la cara del escalón y el coeficiente  $\phi$  adopta un valor igual a 1 en el primer caso o mayor de uno en el segundo, lo cual produce una fuerza más grande que en un salto tipo A.

Al sustituir en la ecuación 2.1b, resulta la expresión

$$A_3 k'_3 y_3 - A_1 k'_1 y_1 - \frac{Q^2}{g} \left( \frac{A_3 - A_1}{A_1 A_3} \right) + \frac{P_d}{g \rho} = 0$$

y al multiplicar por  $A_1 A_3$ , se obtiene

$$A_1 A_3^2 k'_3 y_3 - A_1^2 A_3 k'_1 y_1 - \frac{A_1 A_3 Q^2}{g} + A_1 A_3 P_d / g \rho = 0$$

Desarrollando y sustituyendo el valor de  $P_d / g \rho$  en la ecuación anterior, se encuentra que

$$A_1 A_3^2 \left( \frac{1}{3} + \frac{1}{6} \frac{b_1 y_3 + 2k s y_3}{A_3} \right) y_3 - A_1^2 A_3 \left( \frac{1}{3} + \frac{1}{6} \frac{b_1 y_1}{A_1} \right) y_1 - \frac{Q^2}{g} (A_3 - A_1) + A_1 A_3 (b_1 s + k s^2) (y_3 + \phi s) = 0$$

o bien, la expresión

$$\frac{1}{3} A_1 A_3^2 y_3 + \frac{1}{6} A_1 A_3 b_1 y_3^2 + \frac{1}{3} A_1 A_3 k s y_3^2 - \frac{1}{3} A_1^2 A_3 y_1 - \frac{1}{6} A_1 A_3 b_1 y_1^2 - \frac{A_3 Q^2}{g} + \frac{A_1 Q^2}{g} + A_1 A_3 (b_1 s y_3 + k s^2 y_3 + b_1 \phi s^2 + k \phi s^3) = 0$$

Sustituyendo el área de las secciones 1 y 3, se tiene el desarrollo siguiente:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{3} b_1^3 y_1 y_3^3 + \frac{4}{3} b_1^2 k s y_1 y_3^3 + \frac{2}{3} b_1^2 k y_1 y_3^4 + \frac{4}{3} b_1 k^2 s^2 y_1 y_3^3 + \frac{4}{3} b_1 k^2 s y_1 y_3^4 + \frac{1}{3} b_1 k^2 y_1 y_3^5 \\ & + \frac{1}{3} b_1^2 k y_1^2 y_3^3 + \frac{4}{3} b_1 k^2 s y_1^2 y_3^3 + \frac{2}{3} b_1 k^2 y_1^2 y_3^4 + \frac{4}{3} k^3 s^2 y_1^2 y_3^3 + \frac{4}{3} k^3 s y_1^2 y_3^4 + \frac{1}{3} k^3 y_1^2 y_3^5 \\ & + \frac{1}{6} b_1^3 y_1 y_3^3 + \frac{1}{3} b_1^2 k s y_1 y_3^3 + \frac{1}{6} b_1^2 k y_1 y_3^4 + \frac{1}{6} b_1^2 k y_1^2 y_3^3 + \frac{2}{6} b_1^2 k s y_1 y_3^3 + \frac{2}{3} b_1 k^2 s^2 y_1 y_3^3 \\ & + \frac{1}{3} b_1 k^2 s y_1 y_3^4 + \frac{1}{3} b_1 k^2 s y_1^2 y_3^3 + \frac{2}{3} k^3 s^2 y_1^2 y_3^3 + \frac{1}{3} k^3 s y_1^2 y_3^4 - \frac{1}{3} b_1^3 y_1^3 y_3 - \frac{2}{3} b_1^2 k y_1^4 y_3 \\ & - \frac{1}{3} b_1 k^2 y_1^5 y_3 - \frac{1}{3} b_1 k^2 s y_1^2 y_3^3 + \frac{1}{6} b_1 k^2 y_1^2 y_3^4 - \frac{2}{3} b_1^2 k s y_1^3 y_3 - \frac{4}{3} b_1 k^2 s y_1^4 y_3 - \frac{2}{3} k^3 s y_1^5 y_3 \\ & - \frac{1}{3} b_1^2 k y_1^3 y_3^2 - \frac{2}{3} b_1 k^2 y_1^4 y_3^2 - \frac{1}{3} k^3 y_1^5 y_3^2 - \frac{1}{6} b_1^3 y_1^3 y_3 - \frac{1}{3} b_1^2 k s y_1^3 y_3 - \frac{1}{6} b_1^2 k y_1^3 y_3^2 \\ & - \frac{1}{6} b_1^2 k y_1^4 y_3 - \frac{1}{3} b_1 k^2 s y_1^4 y_3 - \frac{1}{6} b_1 k^2 y_1^4 y_3^2 - \frac{Q^2}{g} b_1 y_3 - \frac{Q^2}{g} 2k s y_3 - \frac{Q^2}{g} k y_3^2 + \frac{Q^2}{g} b_1 y_1 \\ & + \frac{Q^2}{g} k y_1^2 + b_1^3 s y_1 y_3^2 + 3b_1^2 k s^2 y_1 y_3^2 + b_1^2 \phi k s^2 y_1 y_3^2 + b_1^2 k s y_1 y_3^3 + b_1^2 k s y_1^2 y_3^2 \\ & + 3b_1 k^2 s^2 y_1^2 y_3^2 + b_1 \phi k^2 s^2 y_1^2 y_3^2 + b_1 k^2 s y_1^2 y_3^3 + 2b_1 k^2 s^3 y_1 y_3^2 + b_1 \phi k^2 s^3 y_1 y_3^2 + b_1 k^2 s^2 y_1 y_3^3 \\ & + 2k^3 s^3 y_1^2 y_3^2 + \phi k^3 s^3 y_1^2 y_3^2 + k^3 s^2 y_1^2 y_3^3 + b_1^3 \phi s^2 y_1 y_3 + 3b_1^2 \phi k s^3 y_1 y_3 + b_1^2 \phi k s^2 y_1^2 y_3 \\ & + 2b_1 \phi k^2 s^3 y_1^2 y_3 + 2b_1 \phi k^2 s^4 y_1 y_3 + b_1 \phi k^2 s^3 y_1^2 y_3 + 2\phi k^3 s^4 y_1^2 y_3 = 0 \end{aligned}$$

La ecuación anterior se multiplica por 3 y se agrupan los términos; resulta

$$\begin{aligned}
 & y_3^5 \left[ b_1 k^2 y_1 + k^3 y_1^2 \right] + y_3^4 \left[ \frac{5}{2} b_1^2 k y_1 + 5 b_1 k^2 s y_1 + \frac{5}{2} b_1 k^2 y_1^2 + 5 k^3 s y_1^2 \right] \\
 & + y_3^3 \left[ \frac{3}{2} b_1^3 y_1 + 9 b_1^2 k s y_1 + 9 b_1 k^2 s^2 y_1 + \frac{3}{2} b_1^2 k y_1^2 + 9 b_1 k^2 s y_1^2 + 9 k^3 s^2 y_1^2 \right] \\
 & - y_3^2 \left[ \frac{3}{2} b_1^2 k y_1^3 + \frac{5}{2} b_1 k^2 y_1^4 + k^3 y_1^5 + \frac{3kQ^2}{g} - 3b_1^3 s y_1 - 9b_1^2 k s^2 y_1 - 3b_1^2 \phi k s^2 y_1 \right. \\
 & \left. - 3b_1^2 k s y_1^2 - 9b_1^2 k^2 s^2 y_1^2 - 3b_1 \phi k^2 s^2 y_1^2 - 6b_1 k^2 s^3 y_1 - 3b_1 \phi k^2 s^3 y_1 - 6k^3 s^3 y_1^2 \right. \\
 & \left. - 3\phi k^3 s^3 y_1^2 \right] - y_3 \left[ \frac{3}{2} b_1^3 y_1^3 + \frac{5}{2} b_1^2 k y_1^4 + b_1 k^2 y_1^5 + 3b_1^2 k s y_1^3 + 5b_1 k^2 s y_1^4 + 2k^3 s y_1^5 \right. \\
 & \left. + \frac{3b_1 Q^2}{g} + \frac{6k s Q^2}{g} - 3b_1^3 \phi s^2 y_1 - 9b_1^2 \phi k s^3 y_1 - 3b_1^2 \phi k s^2 y_1 - 6b_1 \phi k^2 s^3 y_1^2 \right. \\
 & \left. - 6b_1 \phi k^2 s^4 y_1 - 3b_1 \phi k^2 s^3 y_1^2 - 6\phi k^3 s^4 y_1^2 \right] + \frac{3b_1 y_1 Q^2}{g} + \frac{3k y_1^2 Q^2}{g} = 0
 \end{aligned}$$

Para simplificar, la ecuación anterior se divide entre  $y_1^7 k^3$  y se obtiene

$$\begin{aligned}
 & \left( \frac{b_1}{k y_1} + 1 \right) \left( \frac{y_3}{y_1} \right)^5 + \left( \frac{5}{2} \frac{b_1^2}{k^2 y_1^2} + \frac{5b_1 s}{k y_1 y_1} + \frac{5}{2} \frac{b_1}{k y_1} + \frac{5s}{y_1} \right) \left( \frac{y_3}{y_1} \right)^4 + \left( \frac{3}{2} \frac{b_1^3}{k^3 y_1^3} \right. \\
 & \left. + \frac{9b_1^2 s}{k^2 y_1^2 y_1} + \frac{9b_1 s^2}{k y_1 y_1^2} + \frac{3}{2} \frac{b_1^2}{k^2 y_1^2} + \frac{9b_1 s}{k y_1 y_1} + \frac{9s^2}{y_1^2} \right) \left( \frac{y_3}{y_1} \right)^3 - \left( \frac{3}{2} \frac{b_1^2}{k^2 y_1^2} \right. \\
 & \left. + \frac{5}{2} \frac{b_1}{k y_1} + 1 + \frac{3Q^2}{g} \frac{1}{k^2 y_1^5} - \frac{3b_1^3 s}{k^3 y_1^3 y_1} - \frac{9b_1^2 s^2}{k^2 y_1^2 y_1^2} - \frac{3\phi b_1^2 s^2}{k^2 y_1^2 y_1^2} \right. \\
 & \left. - \frac{3b_1^2 s}{k^2 y_1^2 y_1} - \frac{9b_1 s^2}{k y_1 y_1^2} - \frac{3\phi b_1 s^2}{k y_1 y_1^2} - \frac{6b_1 s^3}{k y_1 y_1^3} - \frac{3\phi b_1 s^3}{k y_1 y_1^3} - \frac{6s^3}{y_1^3} \right. \\
 & \left. - \frac{3\phi s^3}{y_1^3} \right) \left( \frac{y_3}{y_1} \right)^2 - \left( \frac{3}{2} \frac{b_1^3}{k^3 y_1^3} + \frac{5}{2} \frac{b_1^2}{k^2 y_1^2} + \frac{b_1}{k y_1} + \frac{3b_1^2 s}{k^2 y_1^2 y_1} + \frac{5b_1 s}{k y_1 y_1} + \frac{2s}{y_1} \right. \\
 & \left. - \frac{3Q^2}{g} \frac{b_1}{k^3 y_1^6} + \frac{6Q^2}{g} \frac{1}{k^2 y_1^5} \frac{s}{y_1} - \frac{3\phi b_1^3 s^2}{k^3 y_1^3 y_1^2} - \frac{9\phi b_1^2 s^3}{k^3 y_1^2 y_1^3} - \frac{3\phi b_1^2 s^2}{k^2 y_1^2 y_1^2} \right. \\
 & \left. - \frac{6\phi b_1 s^3}{k y_1 y_1^3} - \frac{6\phi b_1 s^4}{k y_1 y_1^4} - \frac{3\phi b_1 s^3}{k y_1 y_1^3} - \frac{6\phi s^4}{y_1^4} \right) \left( \frac{y_3}{y_1} \right) + \frac{3Q^2}{g} \frac{b_1}{k^3 y_1^6} + \frac{3Q^2}{g} \frac{1}{k^2 y_1^5} = 0
 \end{aligned}$$

Considerando los parámetros:  $t_1 = \frac{b_1}{k y_1}$ ;  $F_{M1}^2 = \frac{Q^2}{g k^2 y_1^5}$ ;  $u = \frac{s}{y_1}$ , se obtiene

$$\begin{aligned} & (t_1 + 1)(y_3 / y_1)^5 + (2.5 t_1^2 + 2.5 t_1 + 5 t_1 u + 5 u)(y_3 / y_1)^4 + (1.5 t_1^3 + 1.5 t_1^2 \\ & + 9 t_1^2 u + 9 t_1 u^2 + 9 u^2 + 9 t_1 u)(y_3 / y_1)^3 - (1.5 t_1^2 + 2.5 t_1 + 1 + 3 F_{M1}^2 \\ & - 3 t_1^3 u - 9 t_1^2 u^2 - 3 \phi t_1^2 u^2 - 3 t_1^2 u - 9 t_1 u^2 - 3 \phi t_1 u^2 - 6 t_1 u^3 \\ & - 3 \phi t_1 u^3 - 6 u^3 - 3 \phi u^3)(y_3 / y_1)^2 - (1.5 t_1^3 + 2.5 t_1^2 + t_1 + 3 t_1^2 u \\ & + 5 t_1 u + 2 u + 3 F_{M1}^2 t_1 + 6 F_{M1}^2 u - 3 \phi t_1^3 u^2 - 9 \phi t_1^2 u^3 - 3 \phi t_1^2 u^2 \\ & - 9 \phi t_1 u^3 - 6 \phi t_1 u^4 - 6 \phi u^4)(y_3 / y_1) + 3 F_{M1}^2 t_1 + 3 F_{M1}^2 = 0 \end{aligned}$$

La ecuación anterior se divide entre  $(t_1 + 1)$  y se convierte en

$$\begin{aligned} & (y_3 / y_1)^5 + (2.5 t_1 + 5 u)(y_3 / y_1)^4 + (1.5 t_1^2 + 9 u^2 + 9 t_1 u)(y_3 / y_1)^3 \\ & - \left[ 1.5 t_1 + 1 - 3 t_1^2 u - 9 t_1 u^2 - 3 \phi t_1 u^2 - 6 u^3 - 3 \phi u^3 + 3 F_{M1}^2 / (t_1 + 1) \right] (y_3 / y_1)^2 \\ & - \left[ 1.5 t_1^2 + 3 t_1 u + t_1 + 2 u - 3 \phi t_1^2 u^2 - 9 \phi t_1 u^3 - 6 \phi u^4 + 3 t_1 F_{M1}^2 / (t_1 + 1) \right. \\ & \left. + 6 u F_{M1}^2 / (t_1 + 1) \right] (y_3 / y_1) + 3 F_{M1}^2 = 0 \end{aligned} \quad (2.3)$$

La ecuación 2.3 es de quinto grado, con una sola raíz positiva útil, cuyo valor permite obtener el tirante  $y_3$  sobre el escalón que controla un salto hidráulico en un canal trapecial, cuando se conocen el tirante conjugado menor  $y_1$ , el parámetro de Massey  $F_{M1}$  y el término  $t_1$ , para un determinado valor de  $u$ . Con el parámetro  $t_1 = b_1 / k y_1$ , se puede demostrar que  $F_{M1} = Q / \sqrt{g k y_1^{5/2}} = (t_1 + 1)^{3/2} / (t_1 + 2)^{1/2} F_1$ , donde  $F_1$  es el número de Froude en la sección 1.

Para efectos del cálculo de la altura del escalón, conviene expresar la ecuación anterior como un polinomio de  $u$ . Para ello, la ecuación 2.3 se multiplica por  $y_1 / (y_3 \phi)$  y se expresa como sigue:

$$\begin{aligned} & u^4 + [1.5 t_1 + 0.5 (y_3 / y_1) + (1 / \phi) (y_3 / y_1)] u^3 + [0.5 t_1^2 + 0.5 t_1 (y_3 / y_1) + 1.5 (t_1 / \phi) (y_3 / y_1) \\ & + 1.5 (1 / \phi) (y_3 / y_1)^2] u^2 + [(-1 / 3) (1 / \phi) - 0.5 (t_1 / \phi) + 0.5 (t_1^2 / \phi) (y_3 / y_1) + 1.5 (t_1 / \phi) (y_3 / y_1)^2 \\ & + (5 / 6) (1 / \phi) (y_3 / y_1)^3 - (1 / \phi) (F_{M1}^2 / t_1 + 1)] u + (1 / 6 \phi) (y_3 / y_1)^4 + (5 / 12) (t_1 / \phi) (y_3 / y_1)^3 \\ & + 0.25 (t_1^2 / \phi) (y_3 / y_1)^2 - [0.25 (t_1 / \phi) + (1 / 6 \phi) + (1 / 2 \phi) (F_{M1}^2 / t_1 + 1)] (y_3 / y_1) \\ & - 0.25 (t_1^2 / \phi) - (t_1 / 6 \phi) - 0.5 (t_1 / \phi) (F_{M1}^2 / t_1 + 1) + 0.5 (1 / \phi) [F_{M1}^2 / (y_3 / y_1)] = 0 \end{aligned} \quad (2.4a)$$

o bien

$$\begin{aligned}
 & u^4 + \frac{1}{\phi} \left[ (1 + 0.5\phi) \frac{y_3}{y_1} + 1.5\phi t_1 \right] u^3 + \frac{1}{\phi} \left[ \left( 1.5 \frac{y_3}{y_1} + 1.5t_1 + 0.5\phi t_1 \right) \frac{y_3}{y_1} + 0.5\phi t_1^2 \right] u^2 \\
 & + \frac{1}{\phi} \left[ \left[ \frac{5}{6} \left( \frac{y_3}{y_1} \right)^2 + 1.5t_1 \frac{y_3}{y_1} + 0.5t_1^2 \right] \frac{y_3}{y_1} - 0.5t_1 - \frac{1}{3} - \frac{F_{M1}^2}{t_1 + 1} \right] u \\
 & + \frac{1}{\phi} \left[ \frac{1}{6} \left( \frac{y_3}{y_1} \right)^3 + \frac{5t_1}{12} \left( \frac{y_3}{y_1} \right)^2 + 0.25t_1^2 \frac{y_3}{y_1} - 0.25t_1 - \frac{1}{6} - \frac{0.5F_{M1}^2}{t_1 + 1} \right] \frac{y_3}{y_1} \\
 & + \frac{1}{\phi} \left[ 0.25t_1^2 - \frac{t_1}{6} - \frac{0.5t_1 F_{M1}^2}{t_1 + 1} + \frac{0.5F_{M1}^2}{y_3/y_1} \right] = 0
 \end{aligned} \tag{2.4b}$$

donde la variable por calcular es el parámetro  $u$ , con el cual se determina  $s$ .

### 2.2.3 Ecuaciones para el salto tipo A

Las condiciones del salto tipo A en un canal trapecial se obtienen de las ecuaciones 2.3 y 2.4 al obtener un valor de  $\phi$  de la ecuación 2.2. Para el canal rectangular  $k = 0$ , y de la ecuación 2.2  $\phi = 0.5$ ; además, se elige  $t_1 = \infty$  en las ecuaciones 2.3 y 2.4, si bien es suficiente elegir un valor grande de  $t_1$ , por ejemplo, 1000, para encontrar las condiciones en dicho canal.

Con la ecuación de equivalencia entre  $F_{M1}$  y  $F_1$  antes dada y con  $\phi = 0.5$ , de la ecuación 2.3 se obtiene la de Einwachter (1930) para el salto tipo A en el canal rectangular, que es

$$F_1^2 = \frac{\left[ (y_3/y_1) + (s/y_1) \right]^2 - 1}{2[(y_3/y_1) - 1]} \left( \frac{y_3}{y_1} \right) \tag{2.5}$$

Para cualquier valor positivo de  $s/y_1$  hay un mínimo de  $F_1$  en la ecuación anterior al disminuir  $y_3/y_1$ , el cual se obtiene haciendo  $\partial F_1 / \partial (y_3/y_1) = 0$ . Dicho mínimo resulta

$$y_3/y_1 = F_1^{2/3} \tag{2.6}$$

Esto significa que  $y_3 = y_c$ , es decir, tirante de salida crítico. En efecto, para el canal rectangular el régimen crítico en el canal de salida equivale a la expresión:  $(y_3/y_1)^3 = (y_c/y_1)^3 = q^2/g y_1^3 = F_1^2$ , o bien,  $y_3/y_1 = F_1^{2/3}$ , que es la ecuación 2.6 antes obtenida.

### 2.2.4 Ecuaciones para el salto tipo B

El propósito principal de este trabajo es de obtener las expresiones que corresponden al salto tipo B, toda vez que resulta más económico el tanque amortiguador donde se forma. Las condiciones del salto tipo B en un canal trapecial se obtienen de las ecuaciones 2.3 y 2.4 al elegir un valor de  $\phi = 1$ , como fueron propuestas por Sotelo y Valdez (2002). Si se elige además  $t_1 = \infty$  en dichas ecuaciones, se obtienen las mismas condiciones pero para el canal rectangular.

Con la ecuación de equivalencia entre  $F_{M1}$  y  $F_1$  antes dada y con  $\phi = 1$ , de la ecuación 2.3 se obtiene la de Hager y Sinniger (1989) para el salto tipo B en el canal rectangular, que es

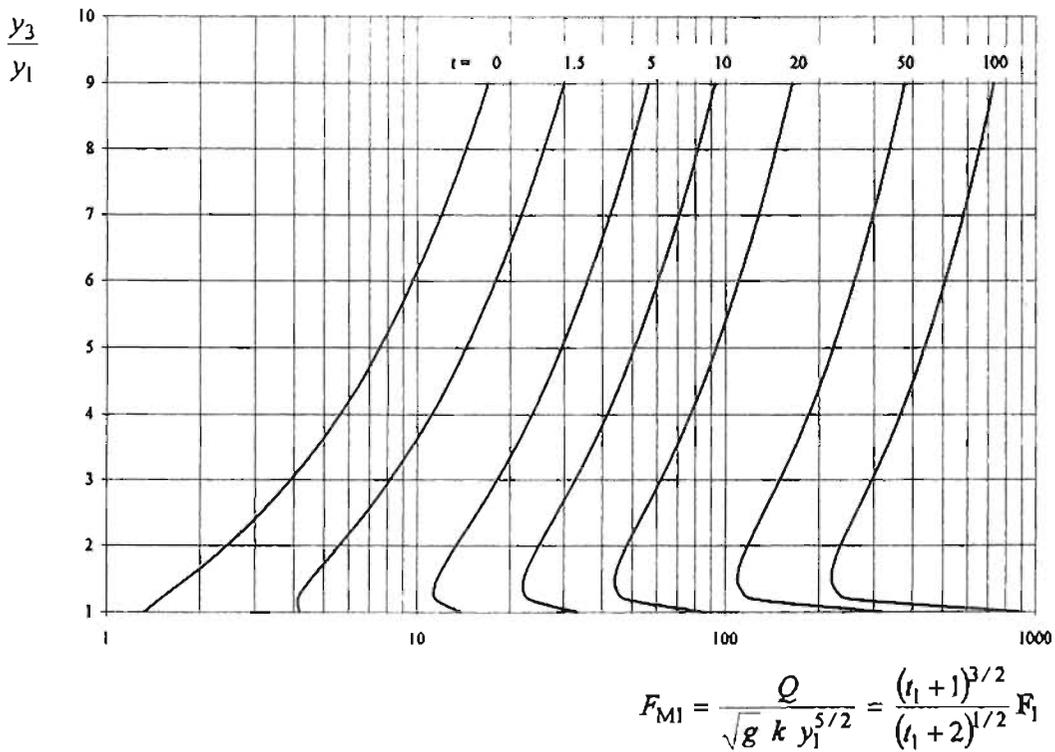
$$F_1^2 = \frac{[(y_3/y_1) + (s/y_1)]^2 + (s/y_1)^2 - 1}{2[(y_3/y_1) - 1]} \left( \frac{y_3}{y_1} \right) \quad (2.7)$$

Para cualquier valor positivo de  $s/y_1$  hay un mínimo de  $F_1$  en la ecuación anterior al disminuir  $y_3/y_1$ , el cual se obtiene haciendo  $\partial F_1 / \partial (y_3/y_1) = 0$ . Dicho mínimo resulta

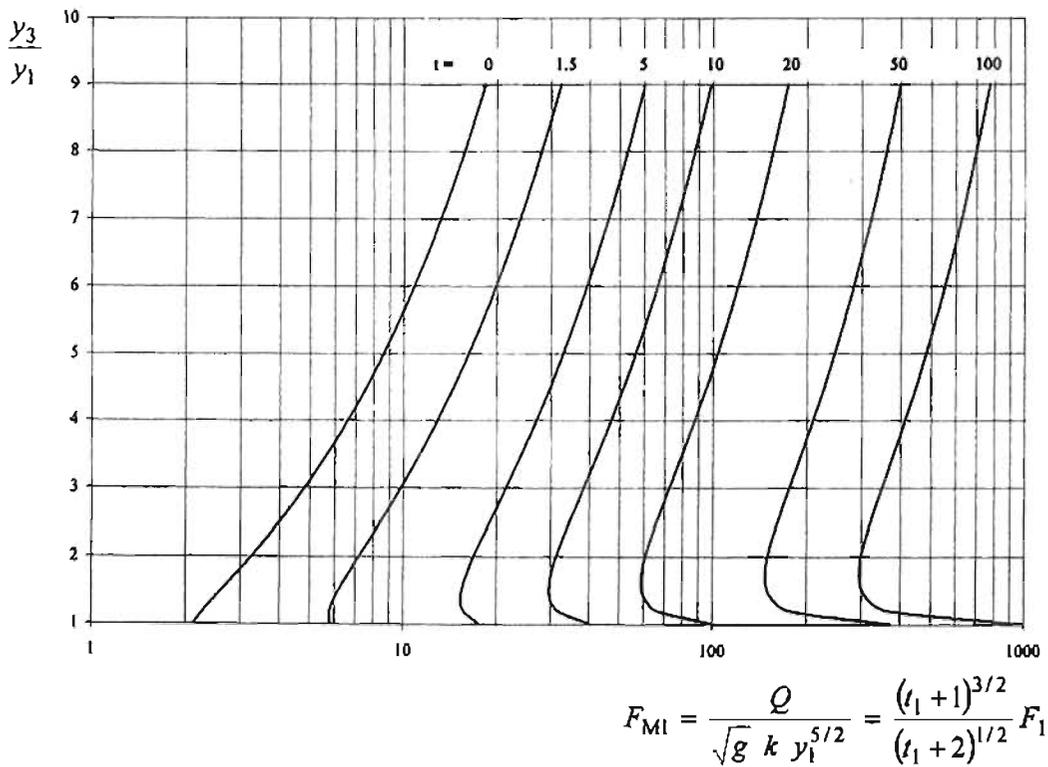
$$\left( \frac{y_3}{y_1} \right)^3 + \left( \frac{s}{y_1} - \frac{3}{2} \right) \left( \frac{y_3}{y_1} \right)^2 - 2 \frac{s}{y_1} \frac{y_3}{y_1} - \left( \frac{s}{y_1} \right)^2 + \frac{1}{2} = 0 \quad (2.8)$$

Esta ecuación es distinta de la 2.6 obtenida como frontera inferior para el salto tipo A.

La figura 2.3 muestra la representación gráfica de la ecuación 2.3 del salto tipo B en un canal trapecial con  $\phi = 1$  y para algunos valores de  $u$ , donde se aprecia la ventaja de usar  $F_{M1}$ , en lugar del número de Froude  $F_1$ , ya que las curvas se vuelven paralelas cuando se elige una escala logarítmica en la escala horizontal. El caso de sección triangular se obtiene para  $t_1 = 0$  y para la rectangular  $t_1 = 1000$ ; las curvas correspondientes se muestran en la figura 2.3.

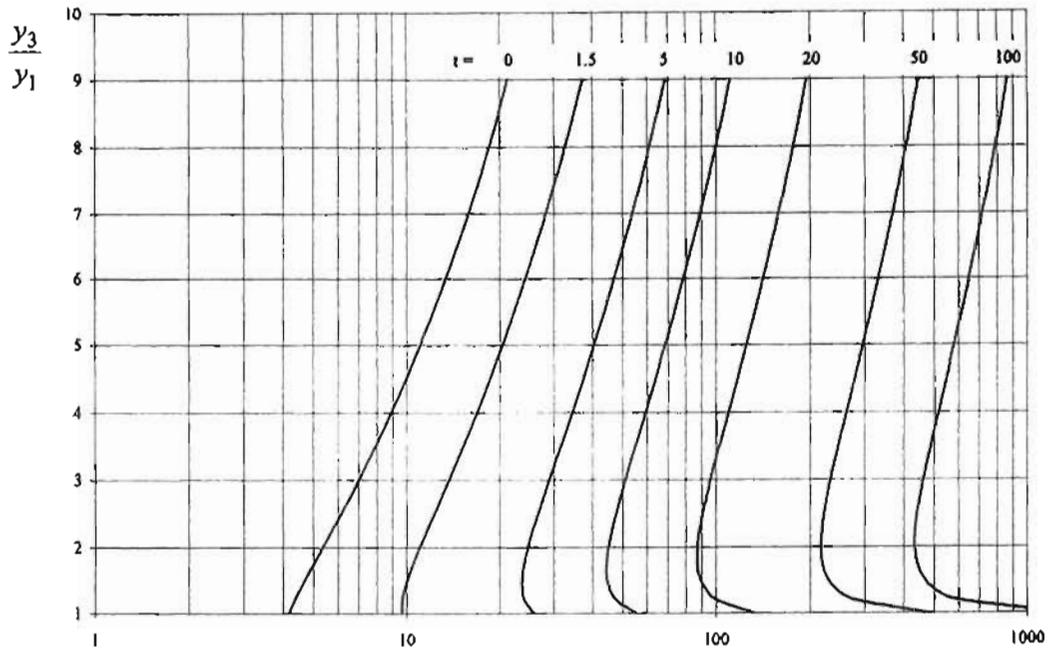


a) Para  $u = s/y_1 = 0.5$



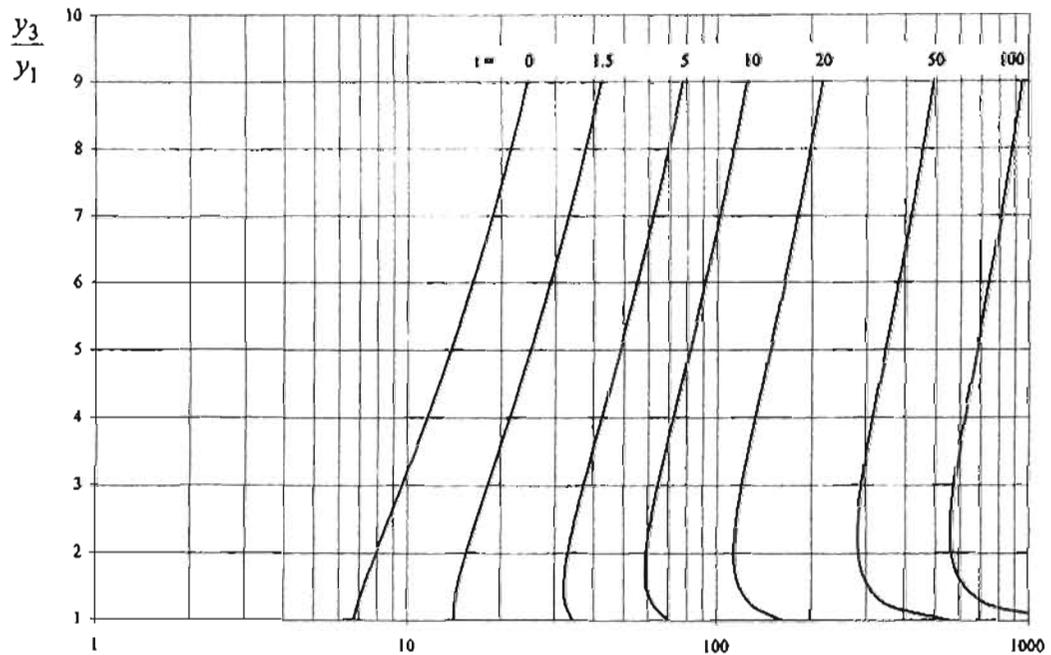
b) Para  $u = s/y_1 = 1$

Figura 2.3 Representación gráfica de la ecuación 2.3 para el salto tipo B ( $\phi = 1$ ).



$$F_{M1} = \frac{Q}{\sqrt{g} k y_1^{5/2}} = \frac{(t_1 + 1)^{3/2}}{(t_1 + 2)^{1/2}} F_1$$

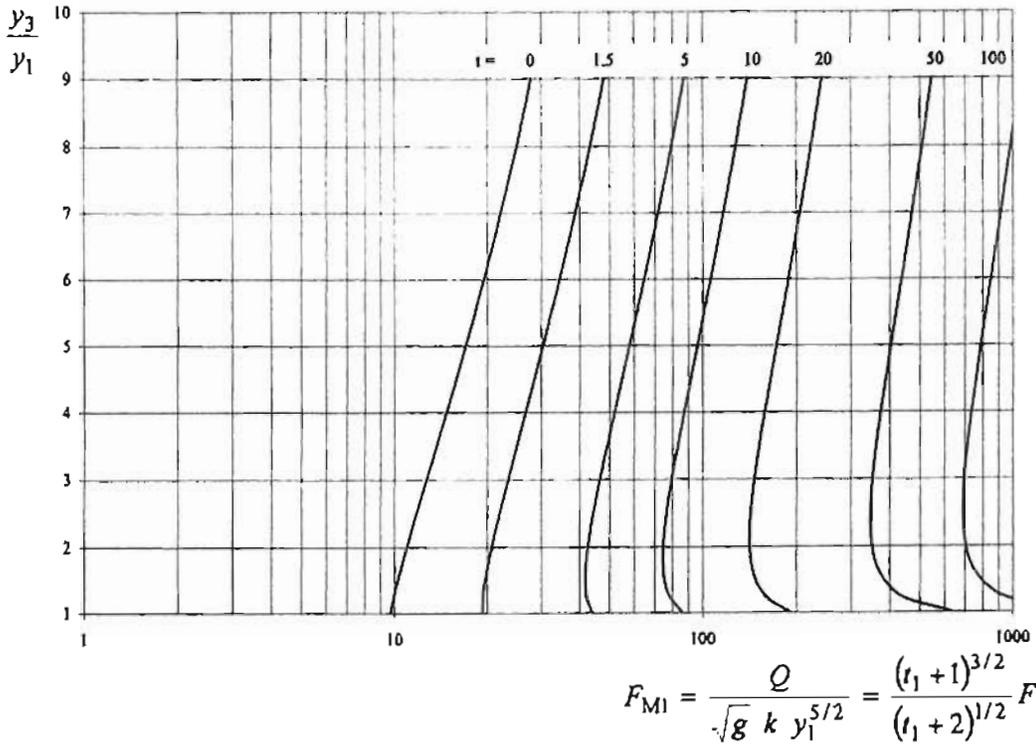
c) Para  $u = s/y_1 = 2$



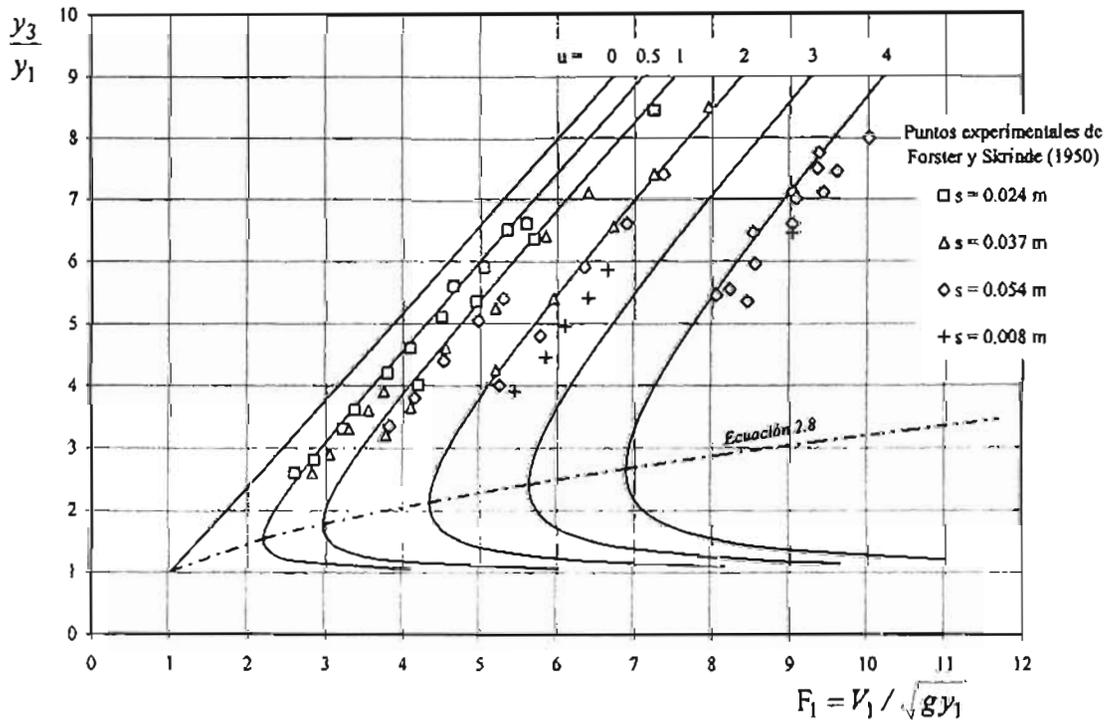
$$F_{M1} = \frac{Q}{\sqrt{g} k y_1^{5/2}} = \frac{(t_1 + 1)^{3/2}}{(t_1 + 2)^{1/2}} F_1$$

d) Para  $u = s/y_1 = 3$

Figura 2.3 Representación gráfica de la ecuación 2.3 para el salto tipo B ( $\phi = 1$ ). Continuación



e) Para  $u = s/y_1 = 4$



f) Para un canal rectangular ( $t_1 = 1000$ )

Figura 2.3 Representación gráfica de la ecuación 2.3 para el salto tipo B ( $\phi = 1$ ). Continuación

2.2.5 Experimentos de Forster y Skrinde (1950)

Los resultados de los experimentos realizados por Forster y Skrinde (1950) para el canal rectangular corresponden, según Hager (1992), al salto tipo onda y la ecuación 2.3 sirve también para predecir el comportamiento de los puntos experimentales. Para ello es necesario elegir un valor de  $t_1$  suficientemente grande en la ecuación 2.3 y, según Sotelo y Valdez (2004), con un valor de  $\phi = 1.2$  es posible reproducir, con buena precisión, el diagrama experimental de dichos autores, como se muestra en la figura 2.4.

La frontera inferior elegida en el diagrama experimental de Forster y Skrinde (1950) coincide con la ecuación 2.6 para el salto tipo A, si bien los experimentos de estos dos autores corresponden a un flujo tipo onda. En la figura 2.4 se han elegido ambas fronteras, la ecuación 2.6 para el salto tipo A y la 2.8 para el salto tipo B, con fines comparativos.

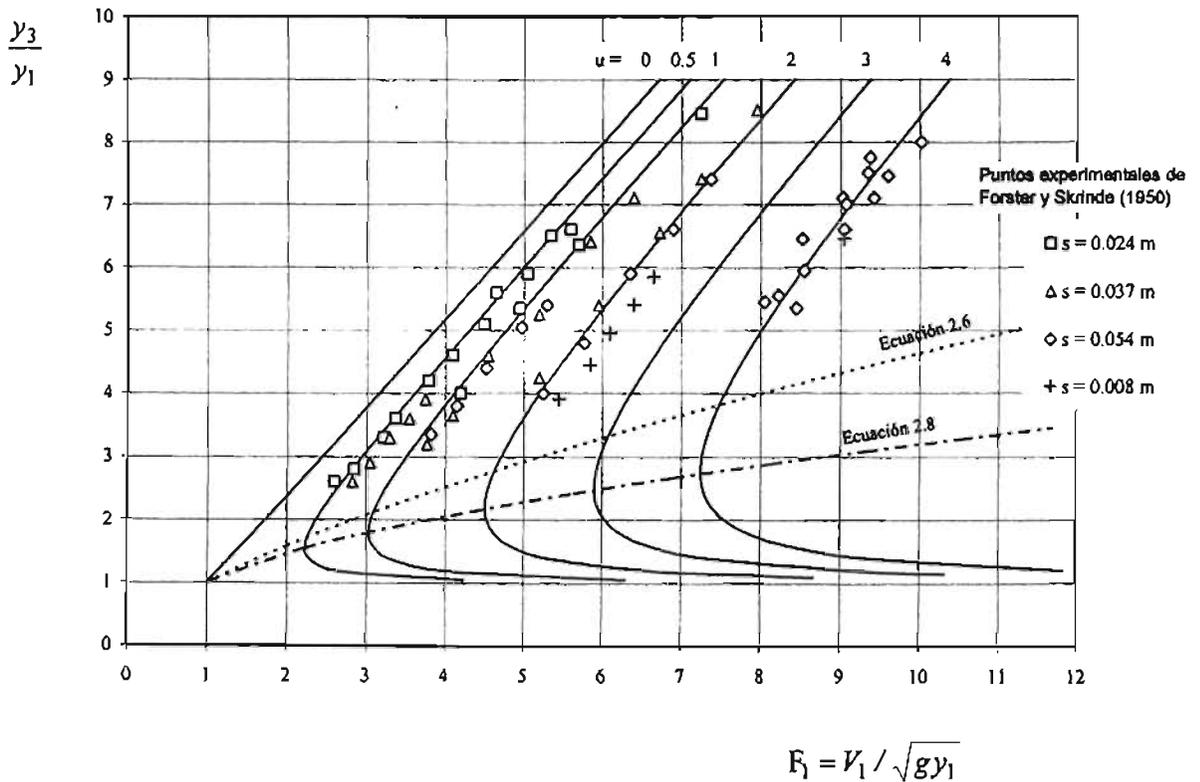


Figura 2.4 Comparación gráfica de la ecuación 2.3, para  $\phi = 1.2$ , sección rectangular ( $t_1 = 1000$ ), con los resultados de Forster y Skrinde.

## 2.3 TANQUE AMORTIGUADOR CON SALTO HIDRÁULICO CONVENCIONAL

### 2.3.1 Salto hidráulico convencional

Un tanque amortiguador donde se produce el salto hidráulico convencional o normal tiene las mismas características de dicho salto y es suficiente conocerlas para su diseño geométrico e hidráulico. La relación de conjugados puede obtenerse fácilmente de la ecuación 2.3 haciendo  $u = 0$  y  $y_3 = y_2$ , lo que significa eliminar el escalón ( $s = 0$ ), obteniendo de ella la expresión siguiente:

$$(y_2/y_1)^5 + 2.5 t_1 (y_2/y_1)^4 + 1.5 t_1^2 (y_2/y_1)^3 - [1.5 t_1 + 1 + 3 F_{M_1}^2 / (t_1 + 1)] (y_2/y_1)^2 - [1.5 t_1^2 + t_1 + 3 t_1 F_{M_1}^2 / (t_1 + 1)] (y_2/y_1) + 3 F_{M_1}^2 = 0$$

Cuya solución trivial es  $y_2/y_1 = 1$  y, por tanto, el grado de la ecuación se reduce al dividir entre  $[(y_2/y_1) - 1]$ , resultando finalmente

$$(y_2/y_1)^4 + (2.5 t_1 + 1)(y_2/y_1)^3 + (1.5 t_1^2 + 2.5 t_1 + 1)(y_2/y_1)^2 + [1.5 t_1^2 + t_1 - 3 F_{M_1}^2 / (t_1 + 1)](y_2/y_1) - 3 F_{M_1}^2 = 0 \quad (2.9)$$

La ecuación 2.9 es de cuarto grado con una sola raíz positiva útil, cuyo valor permite obtener al conjugado mayor  $y_2$  de un salto hidráulico convencional en un canal trapecial, cuando se conocen el menor  $y_1$ , el parámetro de Massey  $F_{M_1}$  y  $t_1$ . Cuando en dicha ecuación se hace  $t_1 = 0$  resulta la correspondiente al canal triangular. La figura 2.5 muestra la representación gráfica de la ecuación anterior, incluida la sección triangular.

De la misma manera, cuando  $k = 0$ ,  $t_1 = \infty$  y la ecuación 2.9 se convierte en la conocida ecuación de Belanger para el salto hidráulico convencional en un canal rectangular, a saber

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right) \quad (2.10)$$

Se puede demostrar que cuando se desea determinar las condiciones del régimen supercrítico antes del salto, conocidas las del subcrítico, se efectúan desarrollos análogos hasta obtener la expresión siguiente:

$$(y_1/y_2)^4 + (2.5 t_2 + 1)(y_1/y_2)^3 + (1.5 t_2^2 + 2.5 t_2 + 1)(y_1/y_2)^2 + [1.5 t_2^2 + t_2 - 3 F_{M_2}^2 / (t_2 + 1)](y_1/y_2) - 3 F_{M_2}^2 = 0 \quad (2.11)$$

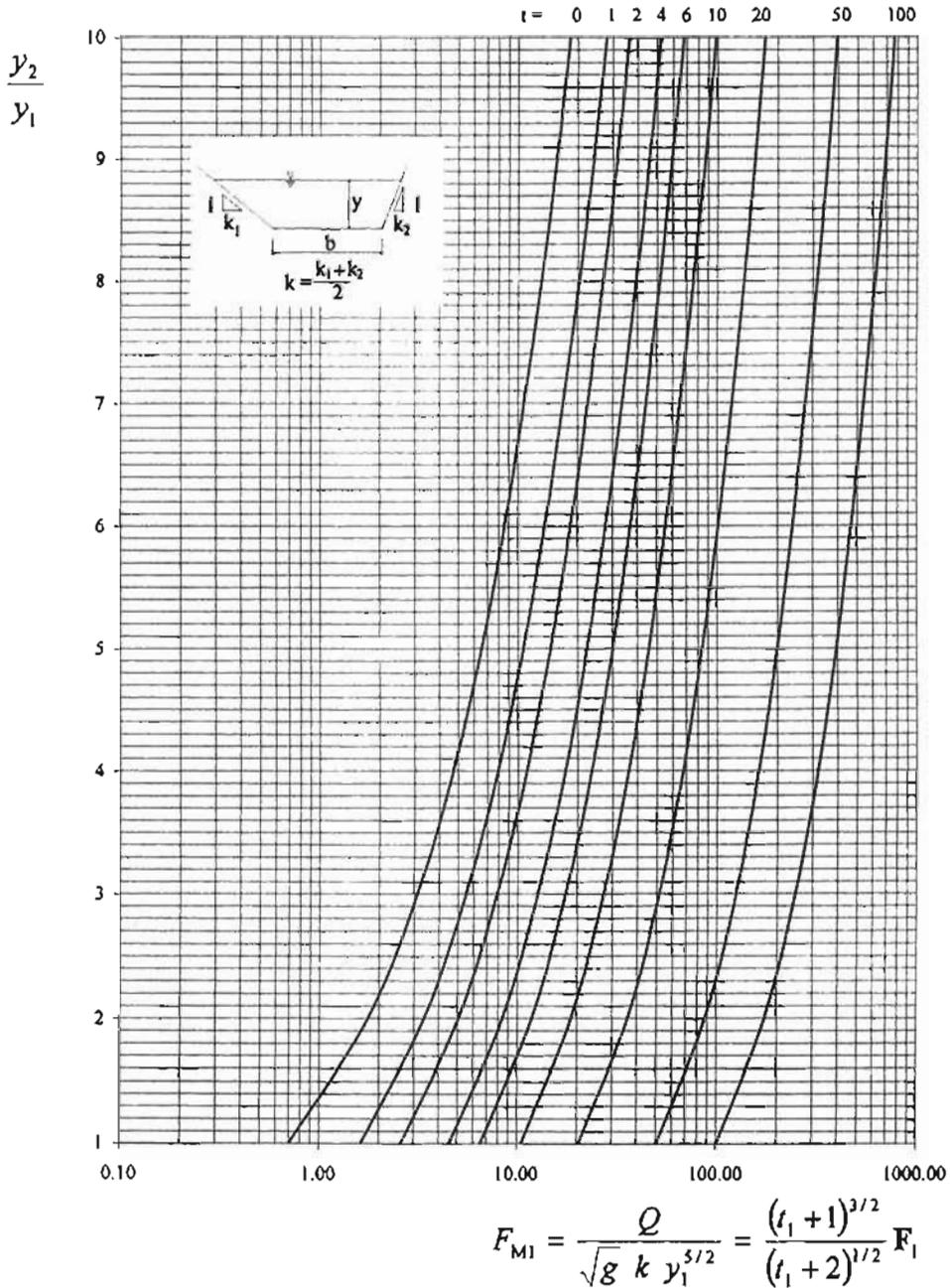
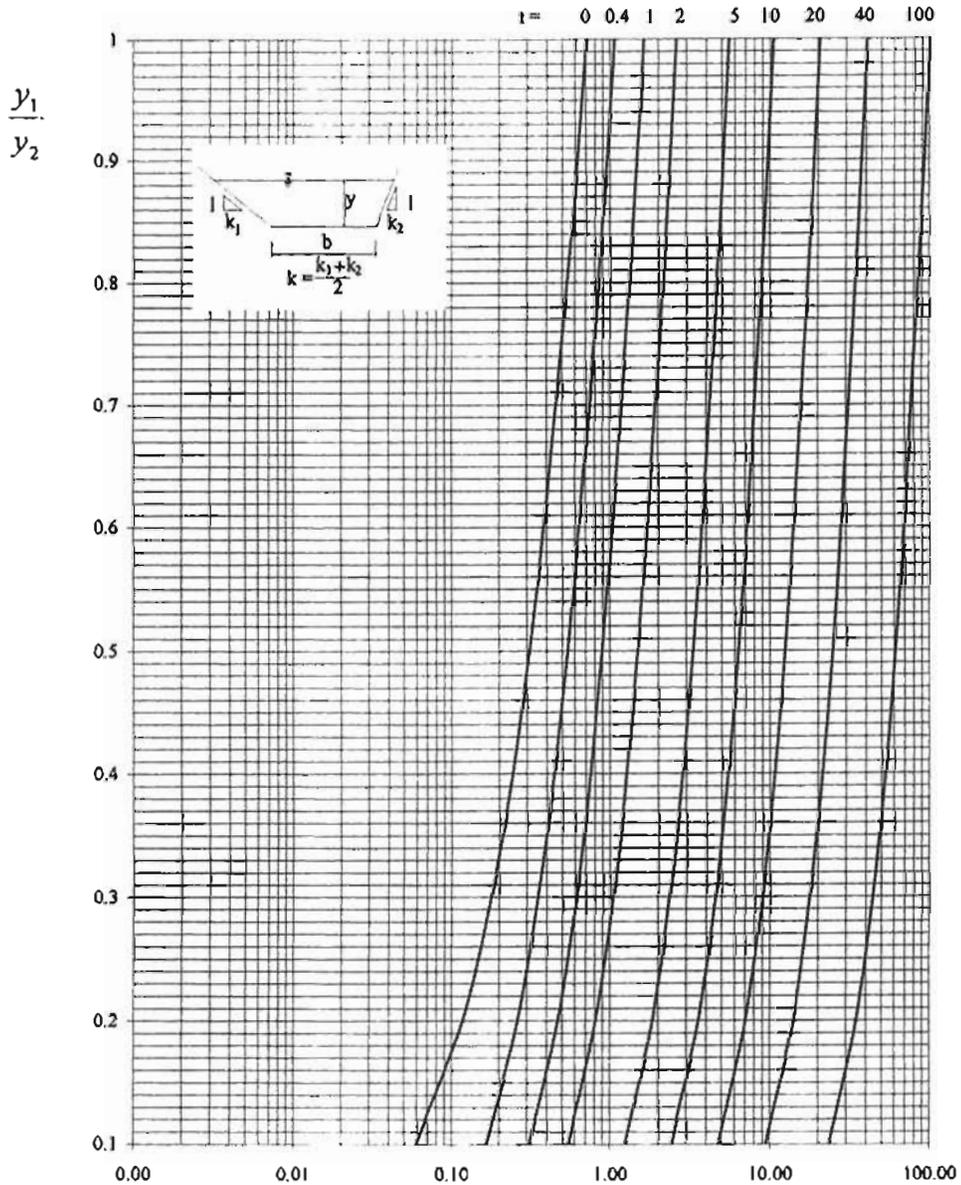


Figura 2.5 Salto hidráulico en canales de sección trapezoidal, conocido el régimen supercrítico, según Sotelo y Rodríguez (1970).

La figura 2.6 muestra la representación gráfica de la ecuación 2.11, donde la curva para  $t_2 = 0$  representa la ecuación del salto hidráulico en un canal triangular. En la misma forma, la ecuación correspondiente al salto en un canal rectangular se obtiene de la 2.11 haciendo  $t_2 = \infty$  y resulta

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F_2^2} - 1 \right) \quad (2.12)$$



$$F_{M2} = \frac{Q}{\sqrt{g} k y_2^{5/2}} = \frac{(t_2 + 1)^{3/2}}{(t_2 + 2)^{1/2}} F_2$$

Figura 2.6 Salto hidráulico en canales de sección trapecial, conocido el régimen subcrítico, según Sotelo y Rodríguez (1970).

2.3.2 Tirantes dentro del tanque

Los tirantes conjugado mayor y de salida en el tanque amortiguador con salto hidráulico convencional tienen que coincidir para que se forme dicho salto dentro del tanque, es decir,  $y_2 = y_3$ . Algunos aspectos de comparación entre un tanque rectangular y un trapecial fueron analizados por French (1985) y la figura 2.7 muestra la gráfica de la función  $y_2/y_1$  vs  $F_1$  para distintos valores del parámetro  $b/ky_1$ . En ella se observa que  $y_2/y_1$  se incrementa en la medida que aumenta el parámetro  $b/ky_1$ , lo que significa que los valores para un canal trapecial se ubican entre el triangular y el rectangular; para este último se adquieren los valores máximos de  $y_2/y_1$ . Esto significa que para el salto en un canal rectangular se necesita un tirante de salida más grande que en un trapecial, para valores dados de  $y_1$  y  $F_1$ . Cabe mencionar que la consideración de  $F_1$  constante en canales triangular, trapecial y rectangular no es real, ya que, a igualdad de velocidades del flujo, se demuestra que  $F_{1T} = \sqrt{2} F_{1R}$ , donde los subíndices T y R se refieren a las secciones triangular y rectangular.

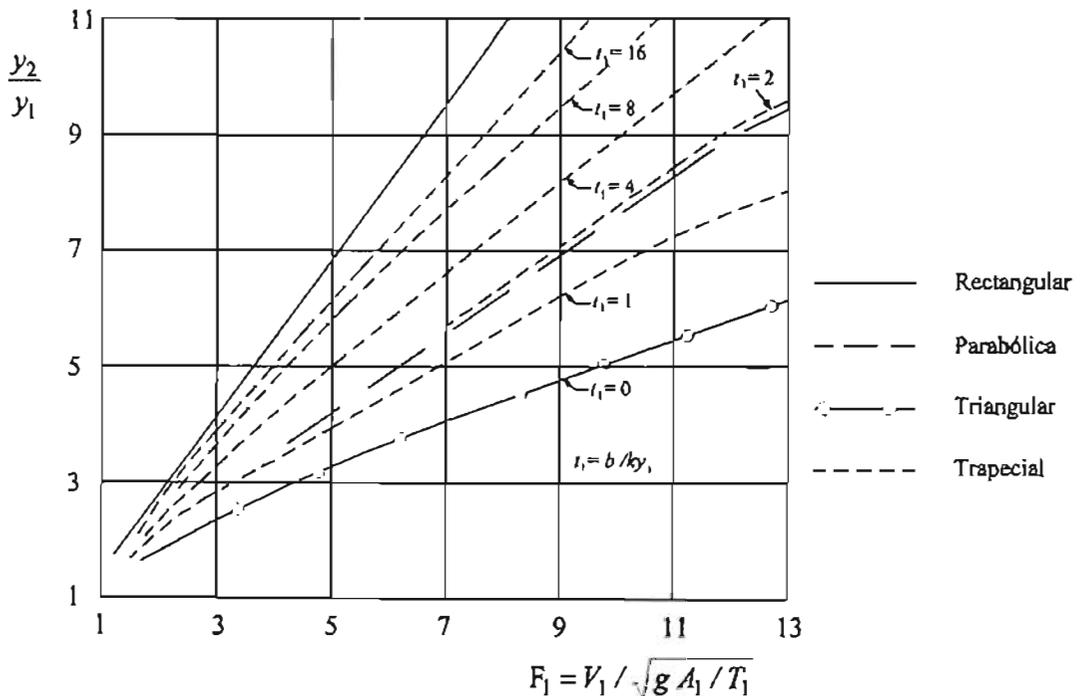


Figura 2.7 Solución gráfica general del salto hidráulico en los canales abiertos más comunes, cuando se conocen las características del régimen supercrítico, según French (1985).

### 2.3.3 Características del salto en un tanque rectangular

Según Hager, *et al.* (1990), la longitud del remolino de un salto hidráulico convencional en canal rectangular se determina con alguna de las siguientes ecuaciones:

$$L_r^* / y_1 = -12 + 160 \tanh(F_1 / 20) \quad \text{para} \quad y_1 / b < 0.1 \quad (2.13)$$

$$L_r^* / y_1 = -12 + 100 \tanh(F_1 / 12.5) \quad \text{para} \quad 0.1 \leq y_1 / b \leq 0.7 \quad (2.14)$$

La segunda longitud de interés es la longitud del salto  $L_j^*$  del salto convencional y para ésta se han dado varias ubicaciones de la sección extrema final del salto convencional, a saber, donde:

- la superficie libre se encuentra esencialmente a nivel;
- la turbulencia superficial ha disminuido de manera importante;
- se ha completado la eliminación de las grandes burbujas de aire;
- reaparecen las condiciones de flujo gradualmente variado.

Todas estas definiciones ayudan a ubicar el límite aguas abajo del flujo discontinuo altamente turbulento, a partir del cual no es necesario el recubrimiento del fondo. Por otra parte, la cuestión de si un fondo específico debe o no protegerse de las fuerzas erosivas, se puede responder cuando se comparan las fuerzas tractivas a lo largo del fondo con las fuerzas cortantes necesarias para que ocurra una erosión incipiente de dicho fondo. Como consecuencia se deben conocer tanto la distribución de la velocidad y de la presión a lo largo de la superficie, como los patrones de erosión de material del fondo.

Según Bradley y Peterka (1957), un enfoque más sencillo consiste en que la distancia necesaria para la protección del fondo sea igual a la longitud del salto. La figura 2.8 muestra los resultados de estos dos autores para la longitud del salto en canales rectangulares y queda representada por la ecuación

$$\frac{L_j^*}{y_2} = 220 \tanh\left(\frac{F_1 - 1}{22}\right) \quad (2.15)$$

o bien, de manera más sencilla, por

$$\frac{L_j}{y_2} = 6 \quad (2.16)$$

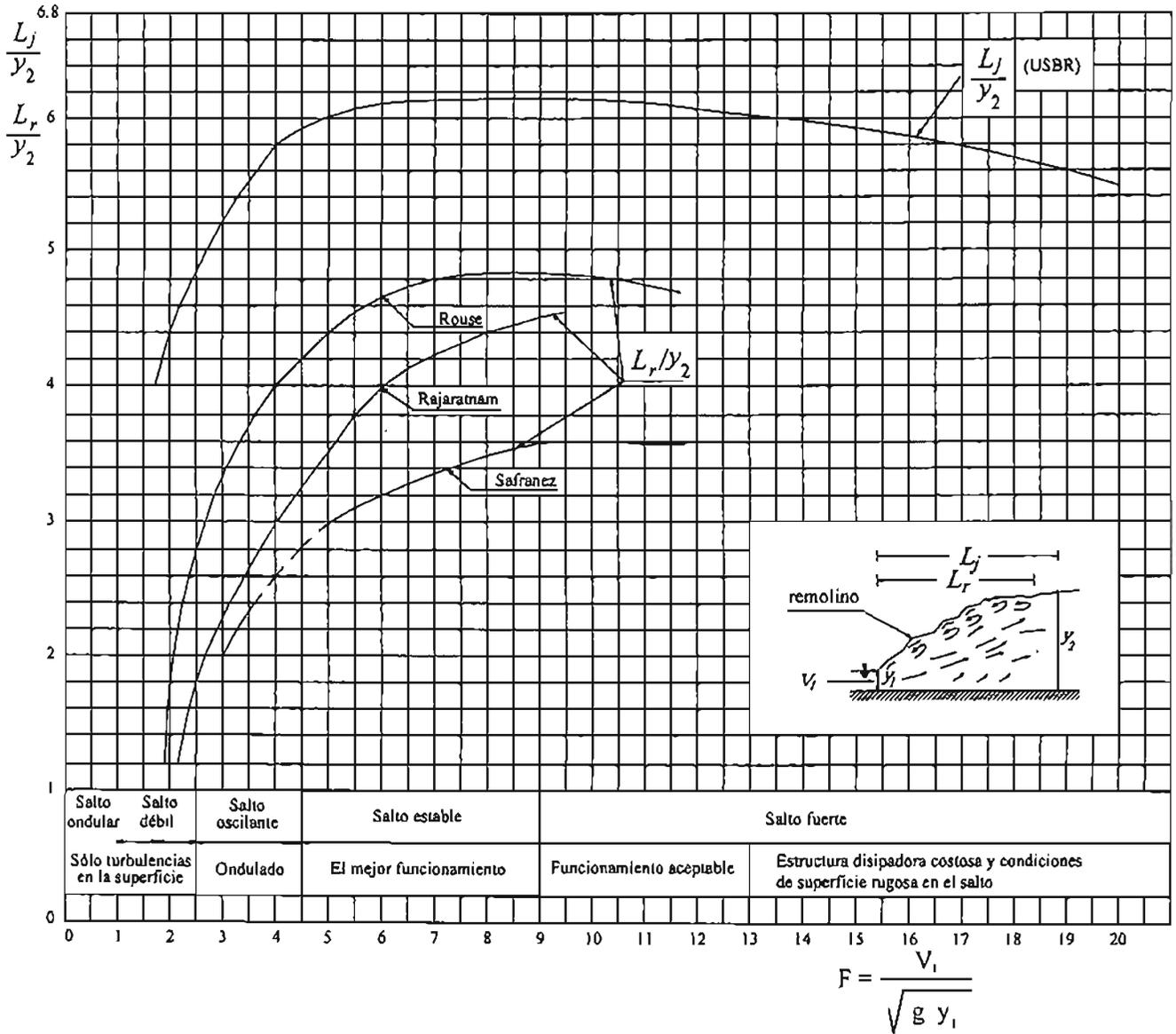


Figura 2.8 Longitud del salto hidráulico convencional en canales rectangulares, según Bradley y Peterka (1957).

Las características de presión turbulenta son importantes en el diseño de la resistencia a la cavitación. Con  $p'$  como el componente fluctuante de la presión y  $p_f$  como la raíz cuadrada de la media de los cuadrados, el valor de la presión adimensional  $P = p_f / (\rho V_1^2 / 2)$  varía también con la coordenada adimensional  $X = x / L_r^*$ , donde  $x$  es la distancia longitudinal a partir del frente inicial del salto hacia aguas abajo.

El valor máximo  $P_m$  de la función  $P(X)$  varía también con  $F_1$ , como se muestra en la figura 2.9, y vale 0.08 para  $F_1 = 4.5$ , con valores menores para otros de  $F_1$ . La distribución de la presión  $P(X)$  a lo largo del salto se puede expresar como

$$P / P_m = [3X \exp(1-3X)]^2 \quad (2.17)$$

Para un valor dado de  $F_1$  y por lo tanto de  $P_m$ , la presión turbulenta tiene un máximo para  $X = 1/3$ , como se muestra en la figura 2.9, es decir justo después del inicio del salto. La presión turbulenta extrema durante pruebas de 24 horas puede alcanzar valores hasta de  $p_m = 1$  demostrando que los picos de la presión pueden ser tan grandes como  $\pm (V_1^2 / 2g)$ .

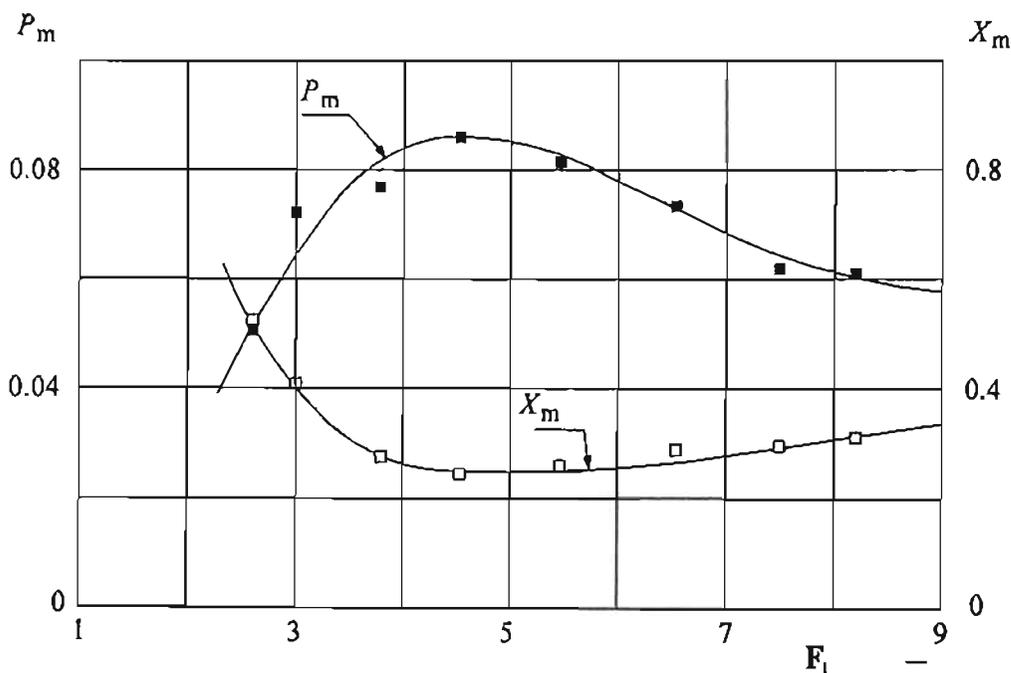


Figura 2.9 Fluctuación máxima  $p_m$  y localización  $X_m$  correspondiente como una función de  $F_1$ , de acuerdo con Lopardo *et al* (1982).

### 2.3.4 Características del salto en un tanque trapecial

Las características del salto hidráulico convencional en un canal trapecial fueron descritas por Wanoschek y Hager (1989a) y pueden consultarse en Sotelo (2002). De ellas destaca la existencia de un remolino de fondo y la ausencia de un remolino superficial. Este fenómeno lo atribuyeron a la geometría particular del canal trapecial, angosta en el fondo y más ancha en la superficie. Fenómenos como el de salpicadura en la parte aguas abajo del salto, flujo superficial divergente en la sección central del salto y un flujo eventualmente asimétrico en la parte aguas abajo, se refieren claramente al grado de divergencia de la sección transversal. Para un flujo fuertemente divergente, es decir, tanto  $k$  grande como un parámetro  $b/k y_1$  pequeño, el salto tiene las cuñas típicas del frente al inicio del salto, una acción altamente pulsátil con grandes cantidades de aire arrastrado y llega a ser asimétrico y excesivamente largo. Dicho flujo no es adecuado para la disipación de energía. Los autores antes mencionados encontraron que el salto llega a ser excesivamente largo y asimétrico cuando  $F_1 < F_{1L}$ , donde  $F_{1L} = 7.2 \exp(-1.8 k y_1 / b)$  para  $k = 1$ .

Wanoschek y Hager (1989a) experimentaron en un canal trapecial de talud  $k = 1$  y número de Froude entre 3 y 13 y observaron que el resalto es muy diferente del formado en un rectangular. En la figura 2.10 se presenta un esquema de los aspectos principales del un salto hidráulico, donde el flujo entrante ( 1 ) de alta velocidad se eleva y forma una zona ( 2 ) de salpicadura sobre la superficie del salto, debido a la presencia de una zona ( 3 ) de separación del fondo que designaron como remolino de fondo. De este modo, la corriente principal se mueve cerca de la superficie y diverge hacia los taludes, lo que se atribuye a la concentración de la corriente entrante ( 1 ) hacia la parte central de la sección y a la depresión resultante a lo largo de los taludes. Una primera parte del flujo lateral se regresa y forma las zonas ( 4 ) del flujo de retroceso sobre ambos taludes, que incluyen las alas de la cuña formada al frente del salto; una segunda parte ( 5 ) se mantiene sobre la superficie y continúa hacia aguas abajo; la tercera parte ( 6 ) descende hacia el cuerpo líquido a lo largo de los taludes y alimenta al remolino de fondo. Más adelante, el remolino de fondo ya no arrastra a dicha corriente y ésta continúa directamente hacia el flujo de salida después del salto.

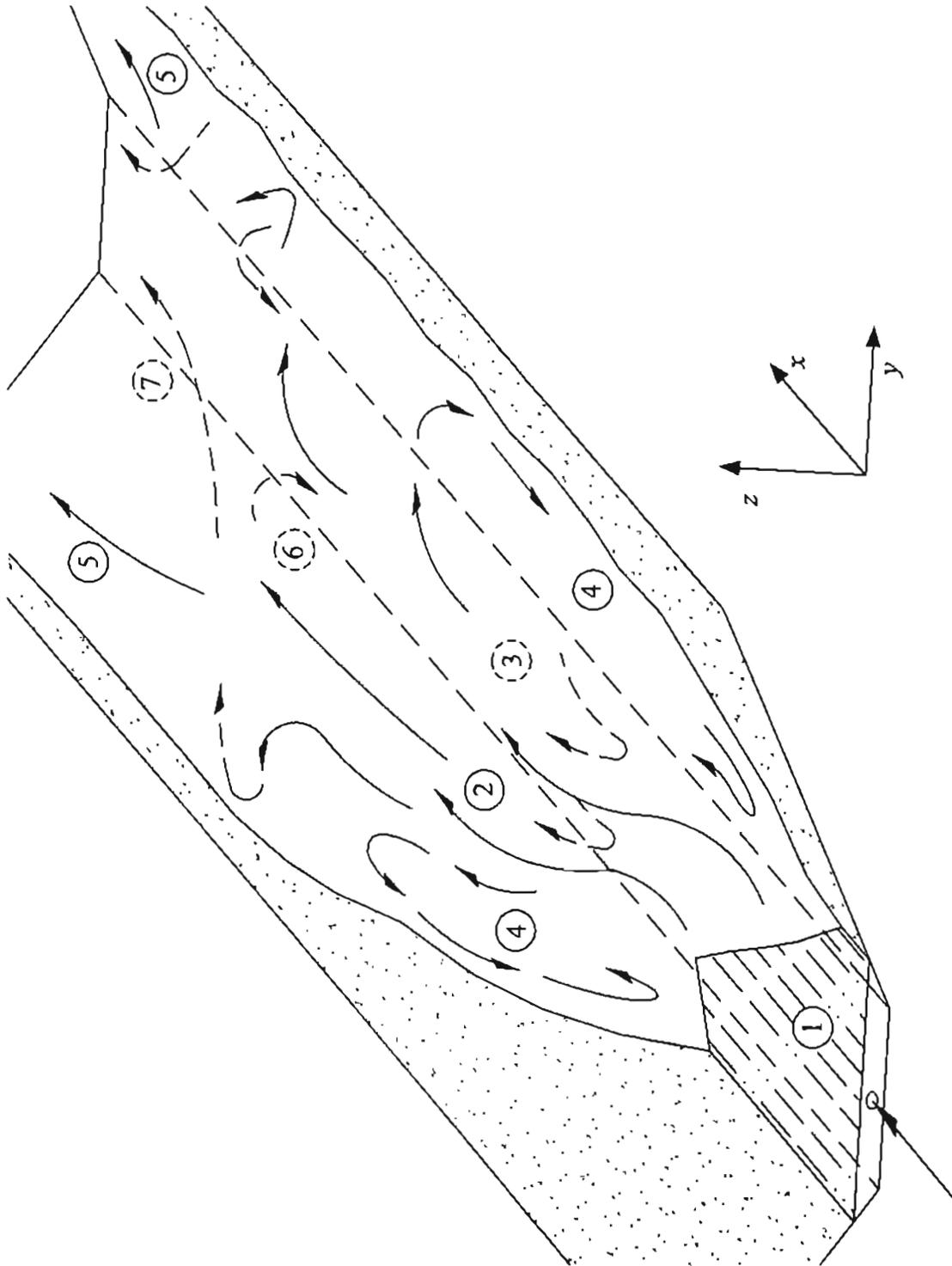


Figura 2.10 Esquema de los patrones de flujo principal de un resalto en un canal trapecoidal, según Wanoschek y Hager (1989a).

Con base en observaciones detalladas en tres dimensiones, Wanoschek y Hager concluyeron que en un salto hidráulico de canal trapecial es un fenómeno de flujo netamente tridimensional. La presencia del remolino en el fondo produce diferencias importantes respecto del salto convencional, como son:

- la velocidad en el fondo se reduce de manera importante.
- la corriente principal se eleva hacia la superficie pero diverge a ambos lados del canal.
- la velocidad máxima ocurre a lo largo de los taludes, cerca de la superficie.

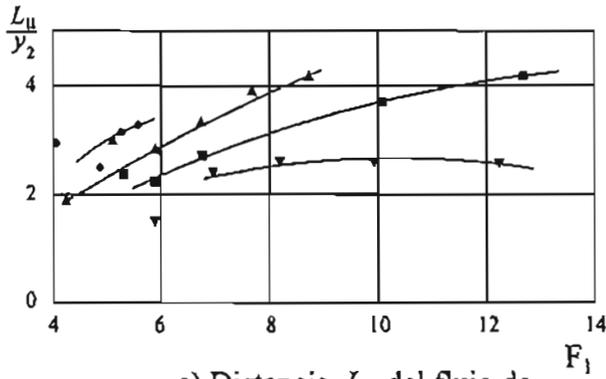
En la figura 2.10 se observa que el salto es asimétrico, desviado hacia la orilla izquierda, lo que parece ser típico con números de Froude relativamente bajos ( $F_1 < 6$ ). Además, el salto se desplaza de manera espontánea de la margen izquierda a la derecha a intervalos irregulares.

La comparación entre el cociente  $y_2/y_1$  de tirantes conjugados obtenidos del principio del momentum con los experimentales muestra que los primeros siempre son más altos que los segundos, por tanto, el diseño queda del lado de la seguridad.

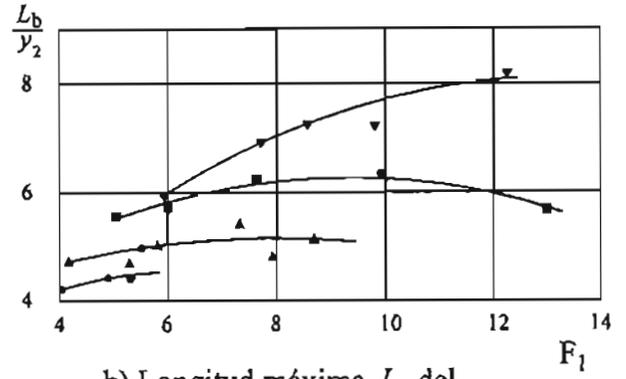
Un aspecto particular del resalto en un canal trapecial es la aparición de un remolino interno sobre el fondo cuando  $F_1 > 4$ . Sus características más importantes se muestran en la figura 2.11.

En las figuras a, b y c se muestra una dependencia definida de los parámetros  $L_u/y_2$ ,  $L_b/y_2$ ,  $h_b/y_2$  de  $F_1$  y  $b/ky_1$ , a pesar de que fue complicada la definición experimental de las posiciones exactas del principio y fin de cada dimensión, por la gran turbulencia del flujo.

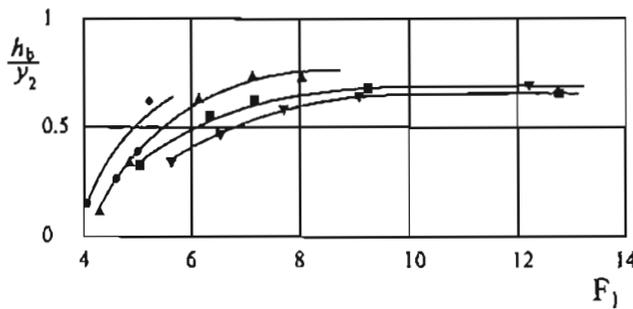
Conviene destacar la gran extensión del remolino del fondo en el sentido longitudinal, que sorprende no hubiera sido detectada anteriormente como un componente típico de saltos hidráulicos trapeciales. La presencia del remolino de fondo se refleja en la distribución irregular de la velocidad aguas abajo, en la cual los máximos se alcanzan lateralmente y cerca de la superficie. También se detecta una oscilación del salto en el sentido longitudinal que lo desvía hacia un lado o hacia otro produciendo una inestabilidad que se atribuye a las características turbulentas del fenómeno.



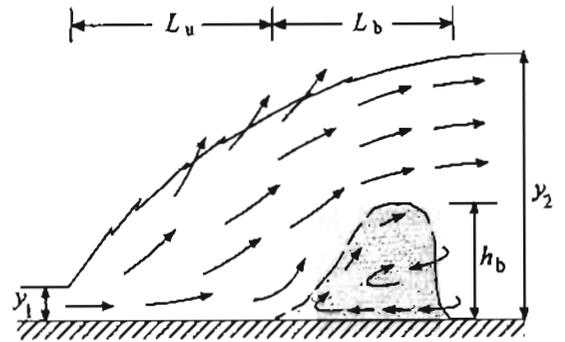
a) Distancia  $L_u$  del flujo de aproximación al remolino de fondo.



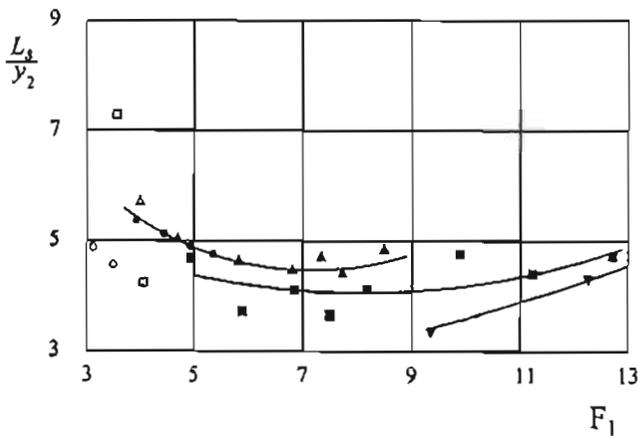
b) Longitud máxima  $L_b$  del remolino de fondo.



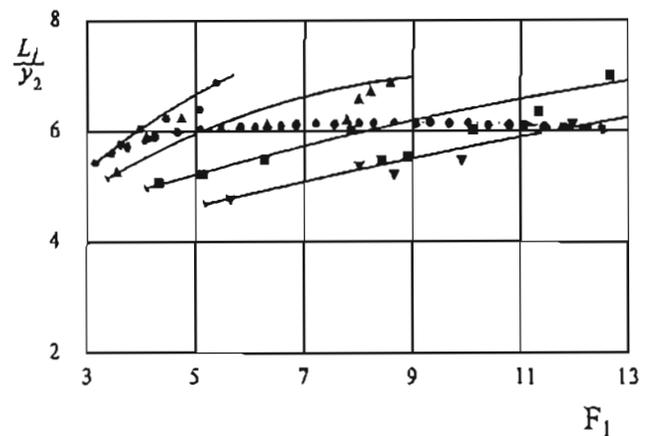
c) Altura máxima  $h_b$  del remolino de fondo.



d) Esquema de definición.



e) Longitud  $L_s$  del flujo lateral de retorno.



f) Longitud  $L_j^*$  del salto.

Figura 2.11 Características del salto hidráulico en un canal trapecial, como una función de  $F_1$  para  $k = 1$ .  $b/ky_1 = (\nabla)10; (\dots)5; (\Delta)3.33; (\bullet)2.5$ , según Wanoschek y Hager (1989a).

En la figura 2.10 es evidente que no existe remolino superficial en un salto trapecial; en su lugar, ocurre un flujo inverso en la zona lateral en el flujo de retorno. Para números de Froude bajos, el flujo de retorno se concentra en el lado opuesto al del corriente principal. Para números de Froude mayores el salto es menos asimétrico y el flujo de retorno ocurre a lo largo de los dos taludes, formándose alas más simétricas en el frente.

Se designa por  $L_s$  a la longitud del flujo lateral de retorno, medido desde el punto de intersección del ala hasta el punto de estancamiento sobre la pared inclinada. En el experimento, la medición de  $L_s$  siempre se efectuó sobre el talud del lado derecho, mientras que la corriente principal se concentraba en el lado opuesto. En la figura 2.11 e se muestra la relación experimental encontrada entre  $L_s/y_2$ ,  $F_1$  y  $b/ky_1$ . Los resultados para el salto ondular se dibujaron con símbolos vacíos, observando que la transición hacia el salto típico es continua.

Wanoschek y Hager (1989a) consideraron que el inicio del salto coincide con el punto de intersección del ala y el talud, de la misma manera que en la definición de  $L_n$  del remolino de fondo y que el final corresponde a la sección donde desaparece la ebullición superficial y las bolsas de burbujas de aire se elevan hacia la superficie, claro indicio del final de la zona de aireación; a partir de ella hay un nivel de turbulencia insignificante y poco transporte de agua hacia aguas abajo. La distancia  $L_j$  así definida fue llamada longitud del salto y en la figura 2.11 f se presentan los resultados de las relaciones  $L_j/y_2$ ,  $F_1$  y  $b/ky_1$ .

Es conveniente destacar que los ensayos realizados por Wanoschek y Hager fueron para un talud  $k = 1$  y sus conclusiones no deben ser todavía definitivas.

Aunque la longitud de un salto trapecial es mayor que uno rectangular, el uso de la sección trapecial puede ser ventajoso en tanques de amortiguación, por requerir tirantes de salida menores y costo inferior. En el costo, el volumen de excavación es justo el necesario para el tanque trapecial, ya que no se requiere una ampliación adicional de la excavación en las orillas, como ocurre en el rectangular, ni moldes externos a la excavación, ni tampoco compactar el material cercano al muro.

## 2.4 TANQUE AMORTIGUADOR CON ESCALÓN ASCENDENTE

### 2.4.1 Generalización de la teoría

Las ecuaciones presentadas en el inciso 2.2.3 resuelven el problema de los tirantes conjugados de un salto hidráulico formado antes de un escalón ascendente en el interior de un tanque trapecial con estas características. Los resultados de dichas ecuaciones tienen validez limitada a las geometrías de ancho y talud en la zona del salto y en el canal de salida que satisfagan las condiciones impuestas. Sin embargo, dado que los tanques trapeciales tienen, en general, secciones geométricas distintas en las zonas mencionadas, las ecuaciones son menos precisas, por lo que se vuelve necesario ajustar la teoría a los cambios geométricos que se deseen, empleando las mismas hipótesis utilizadas en el planteamiento del principio del *momentum*, pero con las expresiones adecuadas a la geometría que realmente tengan dichas secciones.

El principio del *momentum*, representado por la ecuación 2.1b, cambia a la expresión siguiente:

$$\frac{Q^2}{g A_1} + A_1 z_{G1} + \frac{P_3}{g \rho} = \frac{Q^2}{g A_3} + A_3 z_{G3} + \frac{P_d}{g \rho} \quad (2.18a)$$

donde se ha introducido el término adicional  $P_3 / g \rho$ , que corresponde a la fuerza producida por la presión hidrostática sobre las caras de la ampliación para modificar la sección transversal antes del escalón, de ancho  $b_1$  y talud  $k_1$ , al ancho  $b_3$  y talud  $k_3$  en el canal de salida.

Conviene expresar esta ecuación como sigue

$$\frac{P_d - P_3}{g \rho} = \frac{Q^2}{g} \left( \frac{1}{A_1} - \frac{1}{A_3} \right) + A_1 z_{G1} - A_3 z_{G3} \quad (2.18b)$$

donde el término después del signo igual es una constante para una geometría y flujo de aproximación al salto hidráulico conocidos. El término antes del signo igual depende de la geometría de las secciones 1 y 3 y de la altura  $s$  del escalón, como se demostrará más adelante.

Los términos correspondientes a las secciones transversales son conocidos.

Para la sección 1:  $A_1 = b_1 y_1 + k y_1^2$ ;  $z_{G1} = k' y_1$ ;  $k' = \frac{1}{3} + \frac{1}{6} \frac{b_1 y_1}{A_1}$ .

Para la sección 3:  $A_3 = (b_3 + k_3 y_3) y_3$ ;  $z_{G_3} = k'_3 y_3$ ;  $k'_3 = \frac{1}{3} + \frac{1}{6} \frac{b_3 y_3}{A_3}$ .

La figura 2.12 muestra las diferentes porciones de área que intervienen en el cálculo de las dos fuerzas  $P_d$  y  $P_3$  en el caso de una transición, brusca o no, que hay de la zona del tanque al canal de salida, tal como la mostrada en la figura 4.2, que corresponde al tanque de amortiguación de la presa “José Antonio Alzate” (San Bernabé).

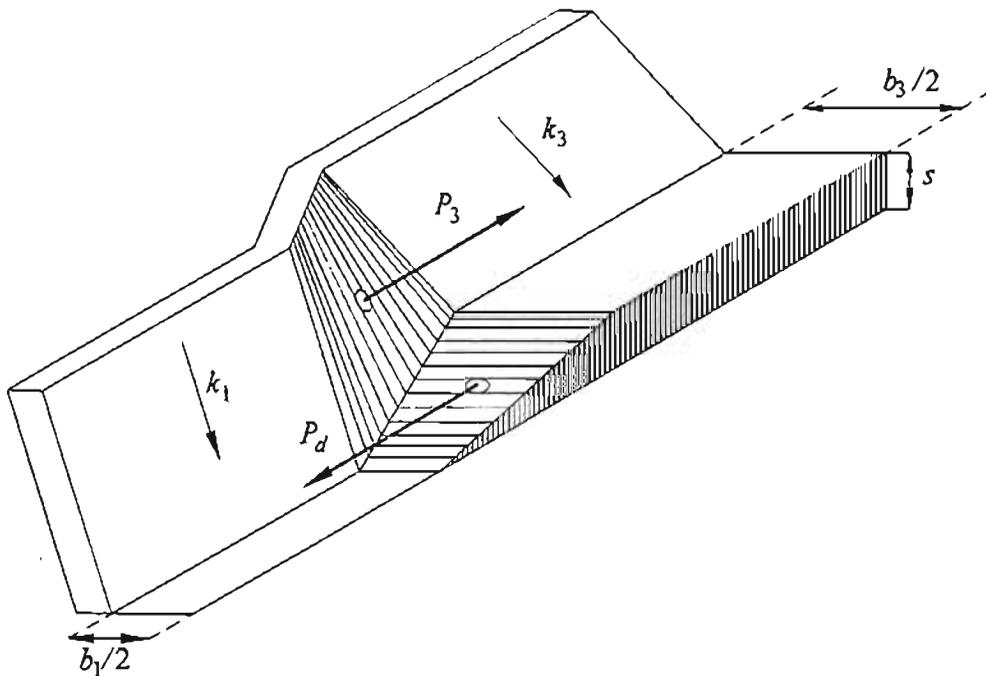


Figura 2.12 Partes del área de la sección transversal al final del tanque que intervienen en la valuación de las fuerzas  $P_d$  y  $P_3$  en la ecuación 2.18.

La fuerza sobre la cara del escalón se calcula con la misma hipótesis utilizada en la figura 2.2 para la distribución de la presión, pero se produce sobre un área mayor debido al cambio en la sección transversal, de manera que resulta

$$\frac{P_d}{g \rho} = 0.5(b_1 + b_3)(y_3 + \phi s) s \quad (2.19)$$

Como se ilustra en la figura 2.12, la fuerza producida por la presión hidrostática sobre las caras de la ampliación se compone de dos partes; la primera parte corresponde al área de la sección transversal del canal de salida y tiene la magnitud

$$\left[ \frac{P_3}{g \rho} \right]_1 = A_3 \left( \frac{1}{3} + \frac{b_3}{6} \frac{y_3}{A_3} \right) y_3 = \left( b_3 + \frac{2}{3} k_3 y_3 \right) \frac{y_3^2}{2}$$

La segunda parte corresponde al área de la sección del canal de salida pero con talud  $k_1$  y vale

$$\left[ \frac{P_3}{g \rho} \right]_2 = \frac{1}{3} (b_1 + 2k_1 s + k_1 y_3) y_3^2 + \frac{b_1}{6} y_3^2 = \left( b_1 + \frac{4}{3} k_1 s + \frac{2}{3} k_1 y_3 \right) \frac{y_3^2}{2}$$

Después de restar la segunda parte de la primera y simplificar, resulta finalmente

$$\frac{P_3}{g \rho} = (k_3 - k_1) \frac{y_3^3}{3} + \left( b_3 - b_1 - \frac{4}{3} k_1 s \right) \frac{y_3^2}{2} \quad (2.20)$$

Al restar la ecuación 2.20 de la 2.19, se obtiene

$$\frac{P_d - P_3}{g \rho} = (b_1 + b_3) \frac{y_3}{2} - (k_3 - k_1) \frac{y_3^3}{3} - (b_3 - b_1) s \frac{y_3^2}{2} + (b_1 + b_3) s^2 \frac{\phi}{2} + \frac{2}{3} k_1 y_3^2 s$$

Finalmente, de la ecuación anterior, resulta

$$\frac{\phi}{2} (b_1 + b_3) s^2 + \left[ \frac{1}{2} (b_1 + b_3) y_3 + \frac{2}{3} k_1 y_3^2 \right] s - (k_3 - k_1) \frac{y_3^3}{3} - (b_3 - b_1) \frac{y_3^2}{2} - \frac{P_d - P_3}{g \rho} = 0 \quad (2.21)$$

La ecuación 2.21 permite determinar el valor de  $s$  que satisface el principio del momentum (ecuación 2.19a), cuando se conoce la geometría y las condiciones aguas arriba del tanque. Esta solución se aplica con mayor detalle en el ejemplo 2.

### 2.4.2 Características del salto en un tanque trapecial

La longitud de un tanque amortiguador en sección trapecial con escalón ascendente no ha sido experimentada y por eso se carece de resultados que permitan definirla. Sin embargo, se considera que los resultados para el tanque rectangular podrían utilizarse en su defecto. Dichos resultados son los que se presentan a continuación.

Según Hager y Bretz (1986), la longitud del remolino de un salto tipo B en un canal rectangular es un poco más corta que la longitud del remolino en un salto normal y parece disminuir al incrementarse el parámetro  $u = s/y_1$ . Dichos autores consideran que la longitud del remolino para un salto con escalón es

$$L_r = 4.25 (y_3 + s) \quad (2.22)$$

donde no se considera la extensión de la zona de separación del fondo que se observa en la figura 2.2. Dado que el patrón de flujo de los saltos con escalones ascendentes es comparable a los saltos convencionales, la longitud del salto se determina con la expresión

$$L_j = 6 (y_3 + s) \quad (2.23)$$

Para un tanque horizontal rectangular donde se permite que ocurran los saltos tipo A y B y tomando en cuenta que el inicio del salto B se localiza aproximadamente a la distancia  $L_r/2$  aguas arriba de la sección del escalón, la longitud  $L_b$  del tanque alcanza el valor de

$$L_b = 9 (y_3 + s) \quad (2.24)$$

En un tanque con un salto convencional,  $L_b \cong L_j$ , por tanto, los tanques con escalón ascendente necesitan un 50 por ciento más de longitud, que es bastante si se compara con la ganancia relativamente pequeña de variación en el nivel del agua a la salida y por ello, los tanques con escalones ascendentes son de uso limitado.

Una modificación típica del tanque con escalón ascendente consiste en inclinar la cara del mismo, como se muestra en la figura 2.13. Como resultado, la longitud  $L_b$  del tanque para el gasto de diseño se reduce al valor

$$L_b = 6 (y_3 + s) \quad (2.25)$$

Para gastos distintos al de diseño (el cual no necesariamente coincide con el máximo), el tirante de salida es mayor que el proporcionado por la ecuación del *momentum*. La función del escalón ascendente se convierte en una deflexión de la concentración de la velocidad cerca del fondo, como se describe en el salto convencional. Dicho tanque de amortiguación puede acortarse cuando se proporciona un umbral deflector.

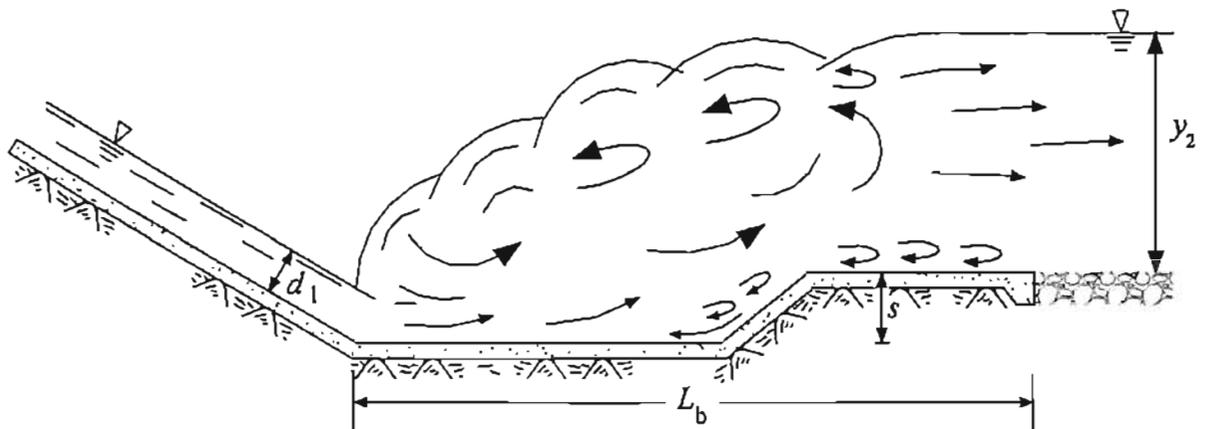


Figura 2.13 Tanque de amortiguación con escalón ascendente.

**CAPÍTULO 3**  
**TANQUE AMORTIGUADOR CON UMBRAL**  
**DEFLECTOR Y BLOQUES DENTADOS**

## CAPÍTULO 3

# TANQUE AMORTIGUADOR CON UMBRAL DEFLECTOR Y BLOQUES DENTADOS

### 3.1 ASPECTOS GENERALES

Un umbral localizado cerca del final de un salto constituye un dissipador de energía efectivo. Las consideraciones teóricas y experimentales han dejado muy claro que el espesor del umbral no tiene un efecto importante en los patrones del flujo y en el mecanismo de disipación. De este modo, se considera que un umbral, de altura  $s$  y espesor mínimo en razón de su resistencia estructural, satisface el propósito como dissipador de energía. En comparación de un tanque con escalón positivo, un umbral produce solamente una perturbación local en el fondo del tanque.

### 3.2 TIPOS DE FLUJO SOBRE UN UMBRAL

El flujo sobre un umbral ha recibido la atención recientemente. Algunos estudios preliminares apuntan a la importancia de la posición del umbral respecto del extremo final del salto.

De manera similar a los escalones, el salto sobre un umbral se puede generar con distintos tipos de flujo, como se muestra en la figura 3.1, aunque se debe insistir que la disipación plena de la energía ocurre sólo cuando el umbral se sumerge, como ya se había mencionado previamente. El salto tipo A, mostrado en la figura 3.1a, es el que resulta cuando el extremo del remolino queda justo por encima de la cara frontal del umbral. Con niveles de salida más altos el salto se mueve hacia aguas arriba y el umbral deja de tener influencia.

Es por ello que el salto tipo A corresponde a la consideración del flujo con máximo nivel del agua en la salida. Al bajar dicho nivel, el remolino horizontal se corre hacia aguas abajo, acorta su longitud y se vuelve fluctuante, formando el salto tipo B, en el cual el patrón de las líneas de corriente se vuelve curvo y aparece una superficie burbujeante en el lado posterior del umbral, como se muestra en la figura 3.1b.

Se observa también que la zona de separación del fondo después del umbral tiene mayor altura que la del salto tipo A. En la figura 3.1c se muestra el salto tipo B mínimo, que resulta al moverse el salto hacia aguas abajo formando un segundo remolino superficial; el flujo principal emerge después del umbral, antes de chocar contra el piso. El salto B mínimo se produce para un nivel de agua mínimo aceptable en la salida. Para el salto tipo C de la figura 3.1d, el flujo principal emerge y golpea fuertemente contra el fondo, lo que ocasiona una erosión considerable cuando no se protege el fondo. Para completar la clasificación, en la figura 3.1e se muestra el flujo tipo onda.

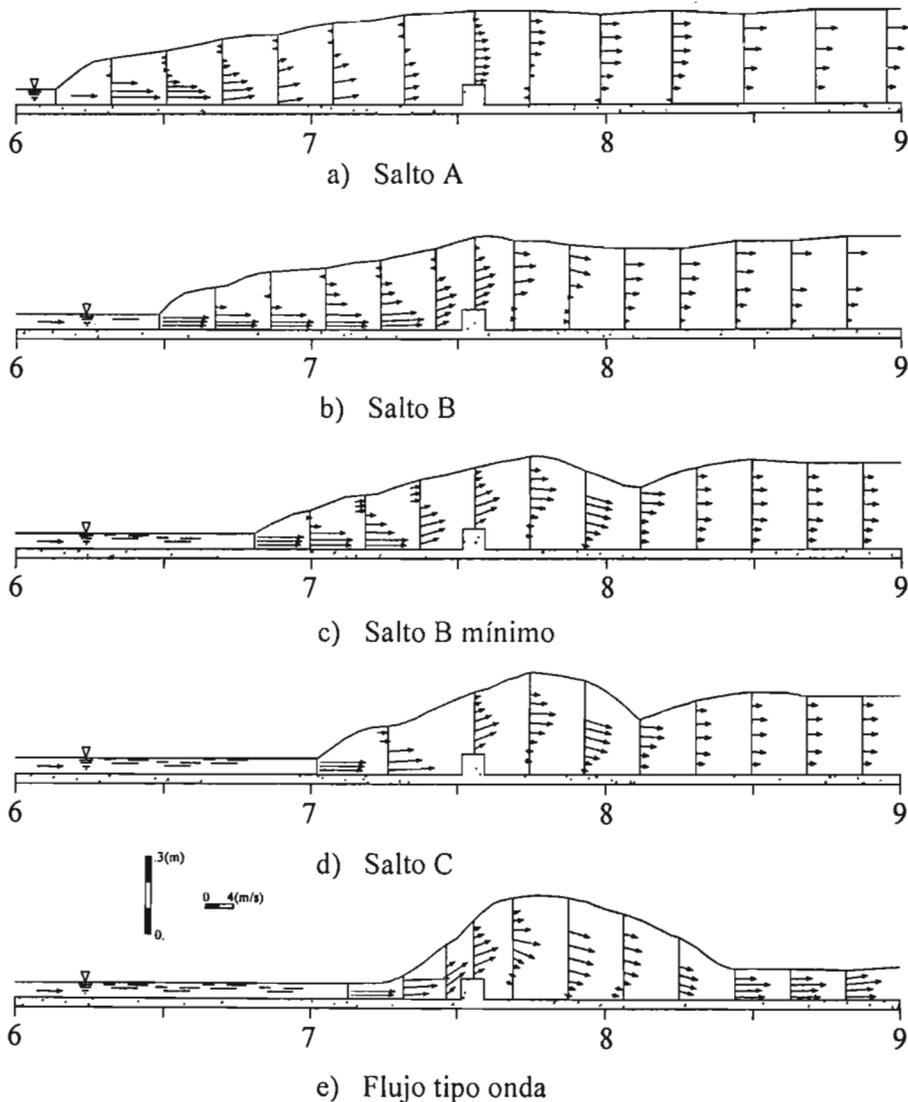


Figura 3.1 Salto hidráulico sobre un umbral. Distribución de la velocidad axial, según Bretz (1987).

### 3.3 TIRANTES CONJUGADOS Y CARACTERÍSTICAS DE LONGITUD

Los saltos tipo A y B son efectivos como disipadores de energía debido a que el nivel aguas abajo produce suficiente sumergencia, mientras que el salto tipo C y el flujo tipo onda no tienen capacidad de disipar la energía. La figura 3.2 muestra la importancia de la sumergencia que provoca el nivel de aguas abajo para la formación de estos tipos de salto en el diseño de tanques con umbrales. La figura 3.2 muestra dos tipos de flujos: en el primero, el nivel de aguas abajo sumerge al umbral, como se observa en la figura 3.2a; en el segundo, el flujo sobre el umbral es libre, como se observa en la figura 3.2b. En este último tipo de flujo la disipación de la energía es incompleta y por ello no se considera efectivo, ya que el flujo supercrítico persiste inmediatamente después del umbral. Fue estudiado por Forster y Skrinde en su trabajo ya mencionado. Lo anterior ilustra que un ligero decremento del nivel del agua en la salida por debajo del tirante conjugado mayor en un salto convencional tiene consecuencias dramáticas en el funcionamiento de un tanque de amortiguación. El propósito de cualquier elemento deflector en el fondo del tanque debe incluir una reducción de la longitud, pero no una reducción importante en el nivel del agua a la salida requerido.

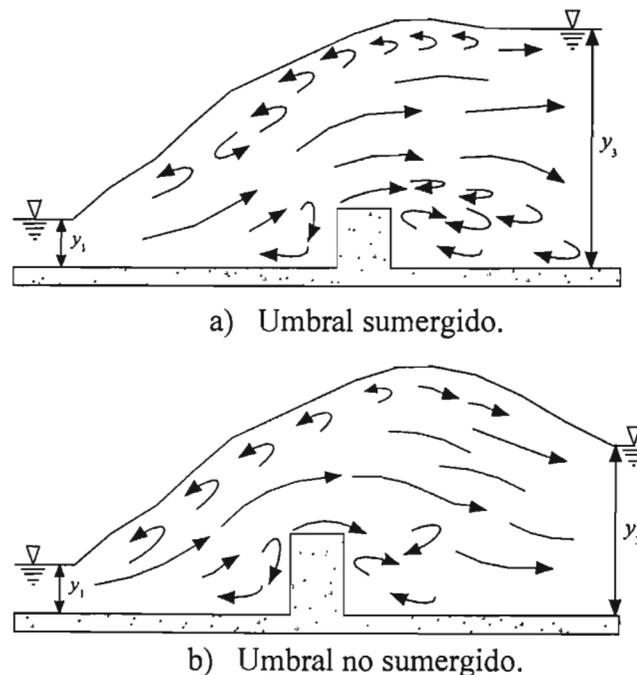


Figura 3.2 Salto hidráulico sobre un umbral.

Lo anterior conduce a que existe un grado de erosión aguas abajo del tanque, de acuerdo con el tipo de salto que se forme. Bretz (1987) concluye que:

- El salto tipo A implica un pequeño grado de erosión y es adecuado para materiales fácilmente erosionables del lado aguas abajo.
- El salto tipo B puede erosionar partes a lo largo de las paredes del canal aguas abajo y no debe considerarse para materiales fácilmente erosionables aguas abajo. Es eficiente para los materiales más comunes en la práctica.
- El salto tipo B mínimo puede erosionar más allá del remolino del fondo y sólo debe utilizarse para materiales rocosos aguas abajo.

En la figura 3.3 se comparan los tanques amortiguadores del tipo salto hidráulico convencional y de umbral deflector. El umbral se define con la altura relativa  $s/y_1$  y la localización relativa del umbral  $L_s/L_r^*$ . La relación de tirantes conjugados requerida se obtiene de la expresión

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{y_2^*}{y_1^*} - \Delta Y_s \quad (3.1)$$

donde  $y_1$  y  $y_2$  son los tirantes conjugados antes y después del salto sobre un umbral,  $s$  es la altura del umbral,  $L_s$  la distancia desde el inicio del salto a la cara frontal del umbral y  $L_b$  la longitud del tanque, como se muestra en la figura 3.3, la cual debe ser completamente protegida con revestimiento. Por otra parte, Hager (1992) determinó que

$$\Delta Y_s = 0.7 \left( \frac{s}{y_1} \right)^{0.7} + 3 \frac{s}{y_1} \left( 1 - \frac{L_s}{L_r^*} \right)^2 \quad (3.2)$$

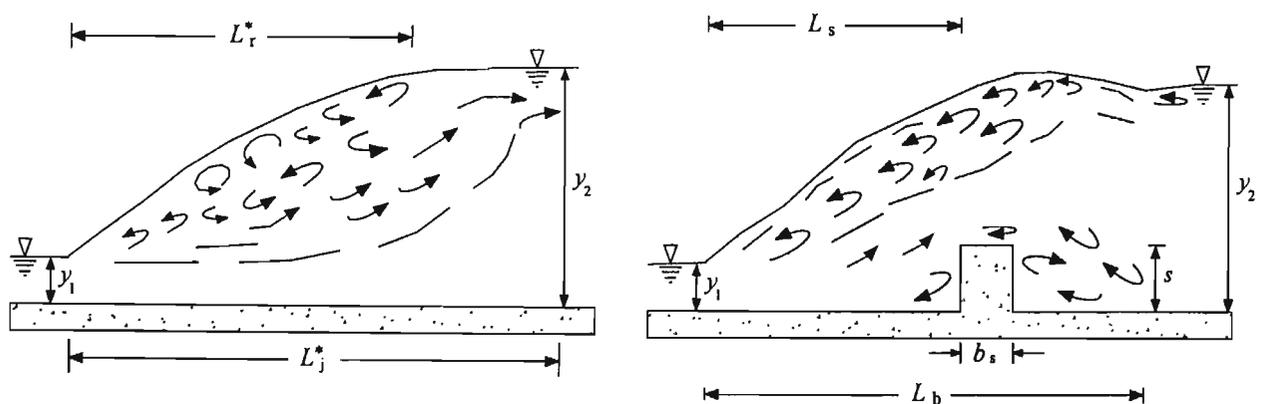
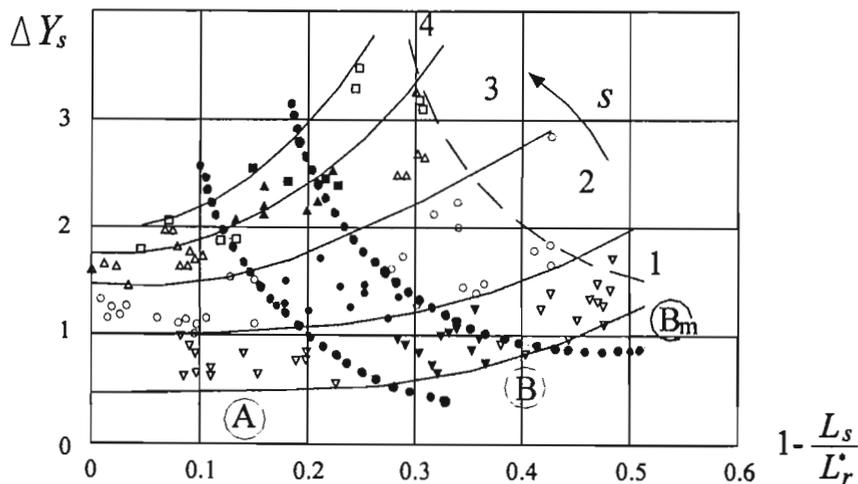
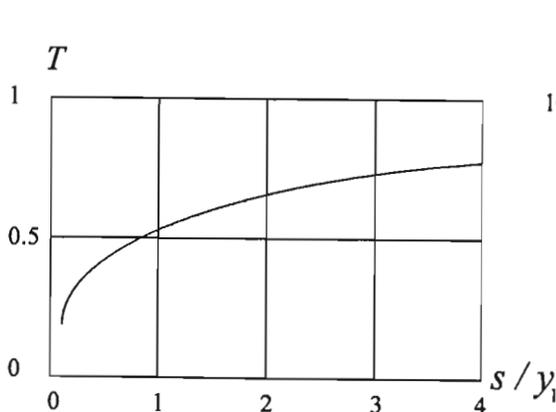


Figura 3.3 Comparación entre el salto hidráulico convencional y otro sobre un umbral.

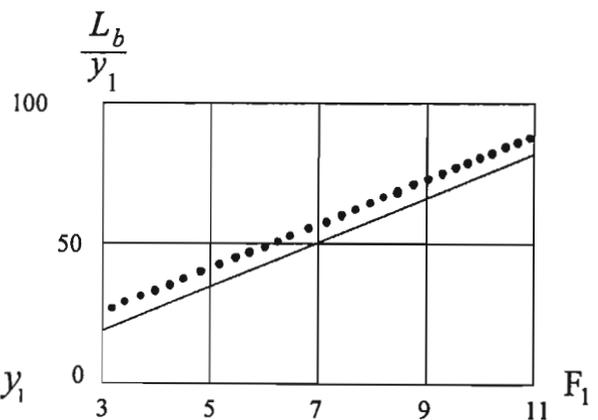
Se deduce que la utilización de un umbral implica una reducción extra del nivel del agua requerido en el canal de salida, lo que es independiente de  $F_1$  y se incrementa con  $s/y_1$  y  $[1 - (L_s/L_r^*)]$ . La figura 3.4a muestra la variación de  $\Delta Y_s$  como una función de la posición del umbral  $[1 - (L_s/L_r^*)]$ , así como las áreas de dominio de cada tipo de salto. La variación máxima del nivel aguas abajo:  $T = (y_2/y_1)_A - (y_2/y_1)_B$ , como se muestra en la figura 3.4b, indica que el umbral se localiza entre el escalón positivo y el negativo, tan lejos como la flexibilidad lo permita.



a) Disminución del nivel aguas debajo de la superficie del agua  $\Delta Y_s$  debido a un umbral de altura relativa  $s/y_1$  localizado en  $1 - (L_s/L_r^*)$ .



b) Flexibilidad de  $T$  como una función de  $s/y_1$ .



c) (—) Coeficiente de longitud  $L_b/y_1$   
 (•••••)  $L_s/L_r^*$  en función de  $F_1$ .

Figura 3.4 Características del salto hidráulico controlado por un umbral.

Se observa que para cualquier altura  $s/y_1$  del umbral, un número de Froude mínimo se necesita para la formación del salto. Uno puede igualmente definir una altura máxima  $(s/y_1)_M$  como una función de  $F_1$ . Para  $s/y_1 > (s/y_1)_M$  el umbral actúa como un vertedor, y el salto se mueve hacia aguas arriba sin ningún incremento del nivel de aguas abajo. De acuerdo con Bretz, la altura máxima del umbral se relaciona con  $F_1$  según la ecuación

$$\left(\frac{s}{y_1}\right)_M = \frac{1}{6} F_1^{5/3} \quad (3.3)$$

En la práctica, la altura relativa máxima del umbral se limita a  $(s/y_1)_M = 2$ , con  $F_1 > 4.5$ , para que aparezca un salto hidráulico controlado por el umbral. La altura óptima del  $(s/y_1)_{opt}$  se incrementa con el número de Froude de aproximación, de modo que responde a la prevención del bamboleo de la corriente principal después del umbral.

Con base en la información de Basco (1971), referida a umbrales dentados, Hager y Li (1991) propusieron que

$$\left(\frac{s}{y_1}\right)_{opt} = 1 + \frac{F_1^{2.5}}{200} \quad (3.4)$$

cuando  $3 < F_1 < 10$ .

Dependiendo principalmente de la posición relativa del umbral  $(L_s/L_r^*)$ , se pueden presentar tres tipos de salto:

1. Un salto tipo A cuando  $(L_s/L_r^*) > 0.8$  (hasta 1), sin potencial de socavación y adecuado para fondos fácilmente erosionables.
2. Un salto tipo B cuando  $0.65 > (L_s/L_r^*) < 0.8$ , con poca erosión principalmente a lo largo de los muros de salida aguas abajo.
3. Un salto tipo B mínimo cuando  $0.55 < (L_s/L_r^*) < 0.65$ , adecuado únicamente para canales de salida de fondo poco rocoso.

La relación entre la longitud  $L_j$  del salto desde el extremo inicial hasta el final del remolino de fondo y la longitud del salto convencional vale

$$L_j / L_j^* = 1 - 0.6 (s / y_1)^{1/3} [1 - (L_s / L_r^*)] \quad (3.5)$$

La curva para la longitud  $L_B$  de la figura 3.4 para los tres tipos de salto queda ligeramente por debajo de la que corresponde a la longitud  $L_j^*$  de un salto convencional. Un tanque de amortiguación mejora la estabilización de un salto hidráulico bajo condiciones variables en el nivel de salida y es un poco más corto que un salto hidráulico convencional.

### 3.4 UTILIZACIÓN DE BLOQUES DENTADOS

Un tanque amortiguador con bloques dentados implica varios tipos de flujo, de la misma manera que un tanque con umbral. Para un flujo óptimo en el tanque, los bloques deben tener una localización y altura adecuadas para un contra flujo inefectivo o sobrecargado. Según Basco (1971), la altura relativa óptima  $s_{\text{opt}} / y_1$  del bloque y la longitud relativa óptima del tanque se obtienen de las expresiones:

$$s_{\text{opt}} / y_1 = 1 + \frac{1}{40} (F_1 - 2)^2 \quad (3.6)$$

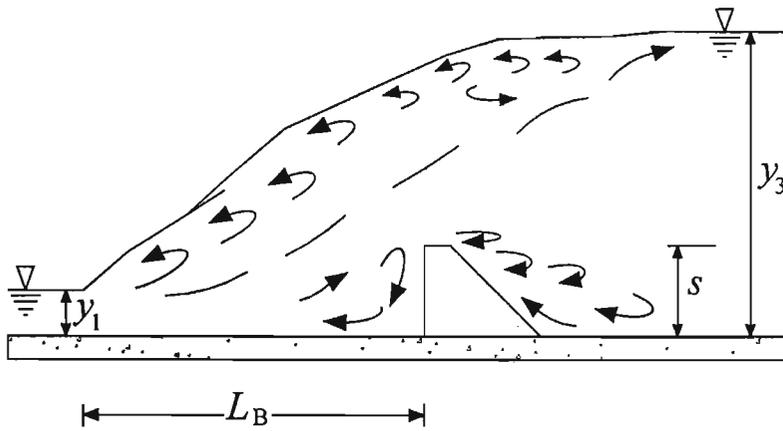
$$(L_B / y_2)_{\text{opt}} = 1.6 + 7.5 F_1^{-2} \quad (3.7)$$

La figura 3.5 muestra el tanque con los bloques USBR estándar, donde el espaciamiento entre bloques es igual al ancho del bloque  $e = b_B$  y  $e/s = 0.75$ . La fuerza  $F_B$  se puede determinar con el coeficiente de fuerza  $\Phi = F_B / [\rho g b y_2^{*2} / 2]$ , donde  $\Phi$  para el funcionamiento óptimo del tanque vale

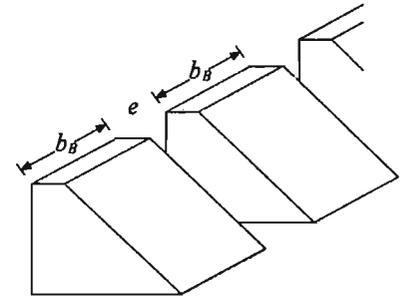
$$\Phi_{\text{opt}} = \frac{1}{7} + \frac{F_1}{100} \quad (3.8)$$

La relación de tirantes conjugados se obtiene de la expresión

$$\frac{y_2}{y_1} = \left( \frac{2}{1 + \Phi} \right)^{1/2} F_1 - \frac{1}{2} \quad (3.9)$$



a) Vista lateral.



b) Geometría estándar de los bloques.

Figura 3.5 Tanque de amortiguación con bloques dentados.

**CAPÍTULO 4**  
**APLICACIONES**

## CAPÍTULO 4

### APLICACIONES

#### 4.1 ASPECTOS GENERALES

El modelo matemático del flujo presentado en este trabajo ofrece una solución práctica en el diseño de tanques de amortiguación convencionales y con escalón ascendente, para las secciones rectangular y trapecial, que son las más utilizadas en México. La figura 1.1 muestra los casos de aplicación más frecuentes, a saber: como estructura terminal del canal o conducto de descarga de una obra de excedencia o de una obra de toma, como en las figuras 1.1a y b; aguas abajo de una compuerta que controla el flujo en un canal, como en la figura 1.1c; o al pie de una presa como en la figura 1.1d. En los dos últimos casos el uso de tanques rectangulares es más común.

#### 4.2 TANQUE AMORTIGUADOR AL FINAL DE UNA OBRA DE EXCEDENCIA

##### 4.2.1 Canal de salida y caída

La aplicación más común se presenta al final del canal de descarga de una obra de excedencia, cuando ésta se une con el río aguas abajo mediante un tanque amortiguador de sección trapecial (figuras 1.1a y 1.4a y b). El ancho del fondo y el talud de la sección transversal de dicho tanque coinciden normalmente con las del canal de descarga, no así el ancho de la sección inicial del canal de salida, ya que depende de la altura necesaria en el escalón para efectos de satisfacer los requerimientos de la teoría presentada. El talud de la sección en el canal de salida puede incluso aumentar hacia adelante, en virtud de la menor estabilidad del material en que se excava dicho canal a medida que se aproxima al río. Sin embargo, con un enfoque conservador se puede considerar que el nivel de la energía del flujo en el canal de salida coincide con el nivel del agua en el río para el gasto descargado, debido a su corta longitud y grandes dimensiones de la sección, que permiten despreciar la pérdida por fricción que en él ocurre.

En otros casos, la presencia de niveles freáticos altos por la proximidad del río resulta en problemas de índole constructiva por la necesidad de bombeo en la zona de excavación del tanque, para el colado de las losas de revestimiento. Esto obliga con frecuencia a sobre elevar el nivel del fondo del canal de salida para obtener niveles más altos del fondo del tanque amortiguador y evitar así el costo elevado del bombeo. Sin embargo, esto elimina la influencia del nivel del agua en el río en el diseño del tanque y reduce el tirante en el canal de salida a valores inclusive iguales al crítico, lo que coloca al diseño en condiciones extremas y profundiza el fondo del tanque.

Los problemas anteriores suelen resolverse ensanchando el canal de salida para producir velocidades menores del flujo, si bien esto disminuye aún más el tirante de salida, lo cual a su vez se compensa de nuevo ensanchando el propio tanque amortiguador.

La unión entre el extremo final del canal y el tanque de amortiguación requiere normalmente de una caída, que aleja el salto hidráulico de la sección final del canal o del túnel para compensar la diferencia de nivel del fondo de dicha sección con el que tiene el fondo del canal de salida al río o para evitar su ahogamiento en el caso del túnel. Esto permite conformar el perfil del fondo del canal o del túnel a las condiciones topográficas y geológicas del sitio. La caída une la sección final del canal o del túnel con la inicial del tanque y su perfil se ajusta a una curva vertical convexa con la curvatura suficiente para mantener presiones positivas sobre el fondo y evitar la tendencia a la separación del flujo. Para ello, la forma del perfil de la caída debe ser sustancialmente menos pronunciada que la trayectoria de un chorro lanzado con una energía igual a la energía específica del flujo al iniciar la curva, para caer después libremente. Con el sistema de ejes coordenados mostrado en la figura 4.1, el perfil de la curva vertical se ajusta a la de un chorro cayendo libremente y se calcula mediante la ecuación

$$y = x \tan \theta_0 + \frac{x^2}{4 K E_0 \cos^2 \theta_0} \quad (4.1)$$

donde  $\theta_0$  es el ángulo que forma el fondo del canal de descarga de la obra de excedencias, aguas arriba de la curva vertical, respecto de la horizontal y  $E_0 = y_0 + V_0^2 / 2g$  es la energía específica del flujo en la sección 0 al inicio de la curva. El factor  $K$  se utiliza para asegurar presión positiva a lo largo de todo el perfil de la caída y suele considerarse igual o mayor de 1.5.

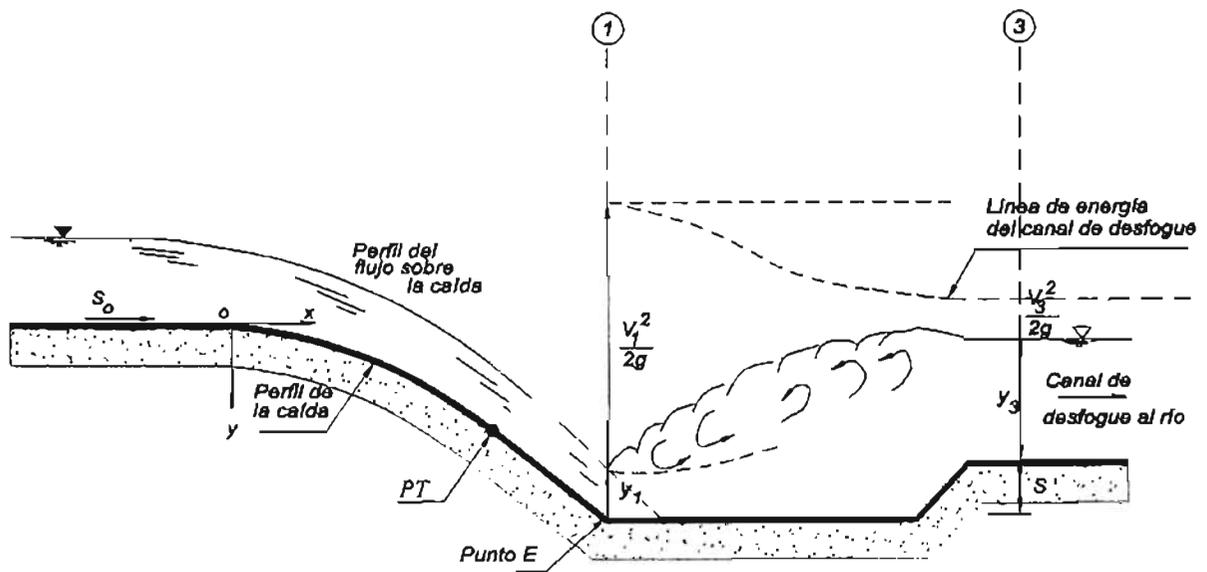


Figura 4.1 Tanque de amortiguación de sección trapecial.

El perfil parabólico del fondo, definido por la ecuación 4.1, normalmente se abandona a partir de un punto PT donde se alcanza una pendiente mayor que la permitida por la estabilidad del material en que se va a excavar el tanque, es decir, su salud. En cualquier caso se recomienda no rebasar un ángulo de inclinación de  $45^\circ$  respecto de la horizontal, con el fin de no producir un impacto grande del agua contra el fondo del tanque e incrementar las presiones sobre el mismo. A partir del punto PT, el perfil de la caída continúa siguiendo una línea recta ajustada a la pendiente que se elija, de acuerdo con las condiciones de diseño anteriormente señaladas. En el caso de que el ángulo de inclinación de la caída deba ser mayor de  $45^\circ$ , se recomienda eliminar la intersección brusca entre el perfil del fondo de la caída y el del tanque y remplazarla con una curva de radio igual a, por lo menos, cuatro veces el tirante al nivel del fondo del tanque.

Una vez definida la geometría del fondo curvo en la caída, se determina el perfil del flujo variado sobre la misma, incluso más allá del nivel del fondo del canal de salida; esto es, se calcula el posible tirante  $y_1$  en diferentes secciones verticales siguiendo las condiciones y procedimiento que se consideren adecuados, por ejemplo, algunos proyectistas consideran despreciable la pérdida por fricción en los cálculos. Esto permite determinar el perfil del flujo sobre el fondo de la caída y el de su línea de energía total, como se muestra en la figura 4.1.

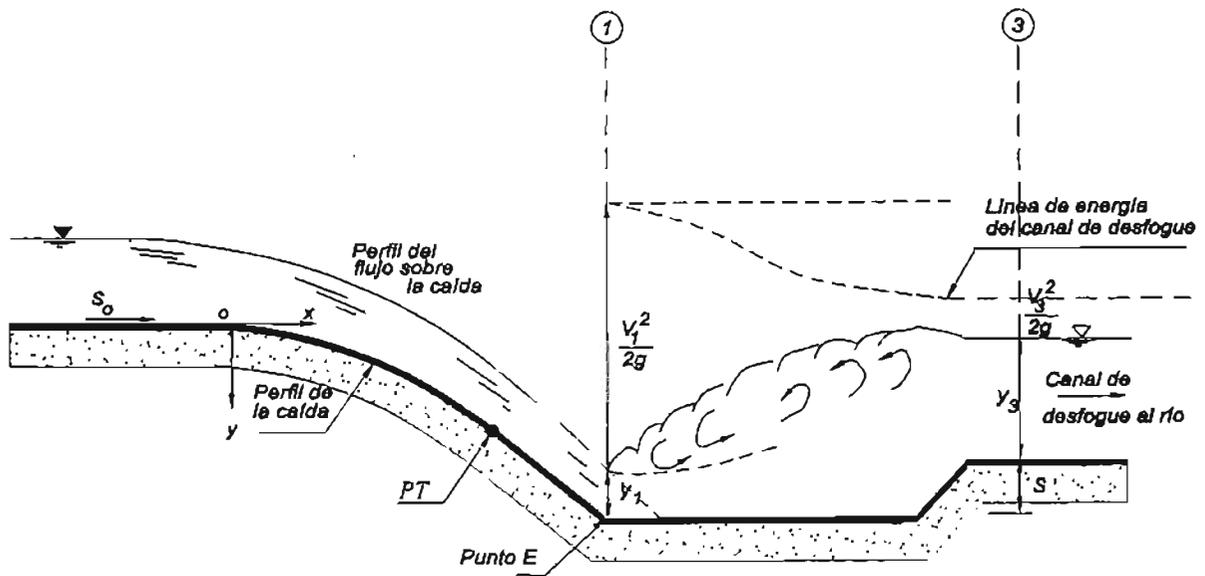


Figura 4.1 Tanque de amortiguación de sección trapecial.

El perfil parabólico del fondo, definido por la ecuación 4.1, normalmente se abandona a partir de un punto PT donde se alcanza una pendiente mayor que la permitida por la estabilidad del material en que se va a excavar el tanque, es decir, su salud. En cualquier caso se recomienda no rebasar un ángulo de inclinación de  $45^\circ$  respecto de la horizontal, con el fin de no producir un impacto grande del agua contra el fondo del tanque e incrementar las presiones sobre el mismo. A partir del punto PT, el perfil de la caída continúa siguiendo una línea recta ajustada a la pendiente que se elija, de acuerdo con las condiciones de diseño anteriormente señaladas. En el caso de que el ángulo de inclinación de la caída deba ser mayor de  $45^\circ$ , se recomienda eliminar la intersección brusca entre el perfil del fondo de la caída y el del tanque y remplazarla con una curva de radio igual a, por lo menos, cuatro veces el tirante al nivel del fondo del tanque.

Una vez definida la geometría del fondo curvo en la caída, se determina el perfil del flujo variado sobre la misma, incluso más allá del nivel del fondo del canal de salida; esto es, se calcula el posible tirante  $y_1$  en diferentes secciones verticales siguiendo las condiciones y procedimiento que se consideren adecuados, por ejemplo, algunos proyectistas consideran despreciable la pérdida por fricción en los cálculos. Esto permite determinar el perfil del flujo sobre el fondo de la caída y el de su línea de energía total, como se muestra en la figura 4.1.

Una sección importante del flujo en la caída es la que se encuentra al mismo nivel que tiene el fondo del canal de salida, es decir, para las condiciones del salto convencional (sin escalón), ya que dichas condiciones definen la necesidad o no de un escalón ascendente. En efecto, es necesario un escalón ascendente cuando la energía específica  $E_2$ , en la sección del conjugado mayor  $y_2$  para el salto convencional, sea superior a la energía específica  $E_3$  en el canal de salida.

Una altura aproximada del escalón se obtiene de la diferencia de ambas energías específicas, es decir,  $s \cong E_2 - E_3$ . Este valor proporciona a su vez otro también aproximado del ancho de plantilla en el canal de salida, dado por la ecuación  $b_3 = b_1 + 2ks$ , donde  $b_1$  es el ancho del tanque,  $k$  el talud y  $s$  la altura aproximada del escalón. Con dicho valor se obtiene también otro aproximado del tirante  $y_3$  en el canal de salida, resolviendo la ecuación de energía específica:

$$E_3 = y_3 + Q^2 / 2g A_3^2.$$

#### 4.2.2 Procedimiento de cálculo

De acuerdo con lo anterior, los datos generales que se conocen en la práctica para el diseño de un tanque amortiguador de acuerdo con el modelo del flujo presentado son: el gasto  $Q$  de diseño; la geometría del canal de descarga de la obra; el talud  $k_1$  y el ancho  $b_1$  del fondo; la elevación del inicio de la caída, el perfil del fondo y el perfil del flujo sobre la misma; la elevación del fondo y nivel de la energía en el canal de salida (coincidente con el de la superficie del agua en el río). Estas variables se muestran en la figura 4.1.

Se pueden distinguir dos tipos de diseño de un tanque amortiguador trapecial:

- a) Se elige el ancho del canal de salida como  $b_3 = b_1 + 2k_1s$  y su talud igual a  $k_1$ , y se utilizan las ecuaciones 2.3 y 2.4 para calcular la altura del escalón.
- b) El ancho y el talud del canal de salida son impuestos por razones geológicas y constructivas, en cuyo caso se emplean las ecuaciones 2.18b y 2.21.

a) Procedimiento de cálculo cuando se elige la geometría de la sección del canal de salida.

El proceso de cálculo del nivel del fondo del tanque con escalón ascendente, para alojar un salto tipo B ( $\phi = 1$ ), se resume en los siguientes pasos:

1. Se propone un valor inicial de la altura  $s$  del escalón y se obtiene la elevación del fondo del tanque al final de la caída. Como valor inicial se puede usar el aproximado propuesto anteriormente para el salto convencional.
2. Con el valor propuesto de  $s$ , se determina el ancho del canal de salida mediante la ecuación  $b_3 = b_1 + 2ks$ , y se obtiene  $y_3$  a partir de la ecuación de energía específica  $El_{rio} - El_{ca} = y_3 + \frac{Q^2}{2gA_3^2}$ , donde  $A_3 = b_3 y_3 + k y_3^2$  y  $El_{ca}$  es la elevación del fondo del canal de salida.
3. Se obtiene el tirante  $y_1$  planteando la ecuación de la energía entre el inicio de la caída y la elevación del fondo del tanque para la altura  $s$  del escalón propuesta.
4. Con el tirante  $y_1$  se calculan los parámetros  $u$ ,  $t_1$ ,  $F_{M1}$ , y  $y_3 / y_1$ .
5. Con la ecuación 2.4 se determina el valor positivo de  $u$  con el que se obtiene un nuevo valor de la altura  $s$  del escalón.
6. Con el nuevo valor de  $s$  se repite el cálculo desde el paso 1 hasta que el valor inicial de  $s$  propuesto en dicho paso sea igual al calculado en el paso 5.
7. Se determina la longitud necesaria del tanque de acuerdo con la sección del canal y los resultados finales del paso 6.
8. Se obtiene el bordo libre para la solución final del paso 6.

b) Procedimiento de cálculo cuando se impone la geometría de la sección del canal de salida por razones geológicas y constructivas.

Para iniciar este procedimiento, se conocen el ancho  $b_3$  y el talud  $k_3$  del canal de salida, datos que se agregan a los mencionados al inicio de este inciso. Con el ancho y el talud del canal de salida se calcula el tirante  $y_3$  en el mismo a partir de la ecuación de energía específica,

$$El_{rio} - El_{ca} = y_3 + \frac{Q^2}{2gA_3^2}, \text{ donde } A_3 = b_3 y_3 + k_3 y_3^2 \text{ y } El_{ca} \text{ es la elevación del fondo del canal de}$$

salida.

El proceso de cálculo sigue los pasos siguientes:

1. Se propone un valor inicial de la altura  $s$  del escalón y se obtiene la elevación del fondo del tanque al final de la caída. Como valor inicial se puede usar el aproximado propuesto para el salto convencional con el fondo del tanque al nivel del canal de salida.
2. Se obtiene el tirante  $y_1$  planteando la ecuación de la energía entre el inicio de la caída y la elevación del fondo del tanque para la altura  $s$  del escalón propuesta en el paso 1.
3. Con la ecuación 2.18b se determina el valor de  $(P_d - P_3)/g\rho$ , mismo que se sustituye en la ecuación 2.21 y se calcula la raíz positiva  $s$  de la misma, que proporciona un valor más preciso de la altura del escalón.
4. Con el nuevo valor de  $s$  se repite el cálculo desde el paso 1 hasta que el valor inicial de  $s$  propuesto en dicho paso sea igual al calculado en el paso 3.
5. Se determina la longitud necesaria del tanque de acuerdo con la sección del canal y los resultados finales del paso 4.
6. Se obtiene el bordo libre para la solución final del paso 5.

### 4.3 EJEMPLO 1

El canal de descarga de una obra de excedencia es de sección trapecial, tiene 6 m de ancho de plantilla, taludes 0.5, pendiente  $S_0 = 0.025$ , factor de Manning  $n = 0.015$ ; conduce un gasto de  $254 \text{ m}^3/\text{s}$  y termina en la Est. 0+220 m, a la Elev. 2554.80 msnm. El tirante calculado en dicha sección es de 3.1238 m, con una velocidad media del flujo de 10.7528 m/s y una energía específica  $E_0 = 9.0169$  m. A partir de esta sección se inicia una caída que termina en el fondo de un tanque amortiguador y después descarga al río mediante un canal de salida de sección trapecial de corta longitud, con el ancho de plantilla que resulte según la elevación del fondo del tanque, taludes 0.5 y elevación fija del fondo a la 2546 msnm. La elevación de la superficie libre del agua en el río para el gasto descargado es 2554.21 msnm. Se propone que el tanque amortiguador sea también de sección trapecial del mismo ancho del canal,  $b = 6$  m, y taludes 0.5.

Diseñar las dimensiones de dicho tanque de manera de controlar el salto hidráulico en su interior.

*Solución.* Debido a que la pendiente del canal es pequeña, se puede considerar que  $S_0 = \sin \theta_0 = \tan \theta_0 = 0.025$ , por tanto,  $\cos \theta_0 \cong 1$ . Eligiendo  $K = 1.5$  en la ecuación 4.1, el perfil parabólico del fondo de la caída se obtiene de la expresión

$$y = 0.025x + 0.01847x^2 \quad (a)$$

La pendiente de la tangente a dicha parábola resulta

$$\frac{dy}{dx} = 0.025 + 0.036943x \quad (b)$$

Se recomendó anteriormente que el ángulo de inclinación de la tangente al perfil de la caída respecto de la horizontal, en el punto de incidencia con el fondo del tanque, no fuera mayor de  $45^\circ$ , es decir,  $dy/dx = 1$ . Esta pendiente es menor que la inclinación correspondiente al talud estable del material,  $1/0.5 = 2$ , por lo cual se alcanza la primera condición a menor distancia. Por tanto, la abscisa necesaria del punto de tangencia PT para alcanzar el ángulo de inclinación de  $45^\circ$  se obtiene de la ecuación (a) y vale:  $x = (1 - 0.025)/0.036943 = 26.392$  m, magnitud que, de ser rebasada, implicaría mantener constante la inclinación de  $45^\circ$  del perfil de la caída.

Un valor importante es el del tirante crítico, que sirve como valor de referencia para los demás cálculos. Para el ancho de 6 m y taludes 1.5, vale  $y_c = 4.9141$  m.

/

En las cuatro primeras columnas de la tabla 4.1 se presentan los cálculos que corresponden a las coordenadas del perfil de la caída según la ecuación (a). La distancia  $\Delta s$  siguiendo el fondo del canal, entre dos valores consecutivos de  $x$ , se obtuvo con la ecuación aproximada  $\Delta s = \sqrt{(\Delta x)^2 + (\Delta y)^2}$ . La siguiente columna de la tabla muestra los valores de la energía total en cada sección transversal vertical, cuyo fondo quedó definido por las coordenadas  $(x, y)$ .

La siguiente columna muestra los valores del tirante conjugado menor  $y_1$  que resultaron en el cálculo del flujo variado sobre la caída, al satisfacer la ecuación de energía a lo largo de la misma incluida la pérdida de fricción en cada tramo.

**ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA**

Los valores para  $x = 21.162$  m ( $y = 8.80$  m) corresponden al nivel del fondo del canal de salida y fueron calculados con objeto de determinar las condiciones para el salto hidráulico convencional, con el nivel del fondo del tanque coincidiendo con el del canal de salida. La tabla 4.2 corresponde a los cálculos para dichas condiciones, con  $y_1 = 2.0558$  m. El tirante conjugado mayor  $y_2 = 9.4047$  m se obtuvo de la ecuación 2.9 para un salto hidráulico convencional en un canal trapecial, determinando también la energía específica correspondiente a dicho tirante  $E_2 = 9.7293$  m. La energía específica en el canal de salida es constante y de magnitud igual al nivel del agua en el río menos el nivel del fondo en el canal de salida, es decir,  $E_3 = 2554.21 - 2546 = 8.21$  m. Existe diferencia entre ambas energías específicas y, por tanto, es necesario compensarla mediante un escalón ascendente, cuya altura aproximada es  $s = 9.7293 - 8.21 = 1.5193$  m. Esto sitúa el fondo del tanque a la elevación aproximada:  $NFT = 2546 - 1.5193 = 2544.4807$  m, con un parámetro  $u = 1.5193 / 2.0558 = 0.7390$  m.

La tabla 4.3 presenta las iteraciones propuestas en el procedimiento de cálculo del inciso 4.2.2. En efecto, con el valor aproximado de  $s$  antes mencionado se iniciaron los cálculos procediendo a la determinación de la coordenada  $y$  en el perfil de la parábola que corresponde al *NFT* aproximado del fondo del tanque, como se muestra en la primera columna de la tabla 4.1. Así mismo, se determinó el tirante conjugado menor  $y_1$ , siguiendo el cálculo normal del flujo variado de acuerdo con dicha tabla. Como primera altura supuesta del escalón se utilizó la resultante para el salto hidráulico convencional obtenida en la tabla 4.2. El ancho del canal de salida se obtuvo como:  $b_3 = b_1 + 2ks$ , con el fin de respetar el valor considerado en el desarrollo teórico. El tirante en el canal de salida se obtuvo para dicho ancho  $b_3$  y la energía específica constante de 8.21 m, siguiendo el procedimiento convencional del cálculo de un tirante alterno. Se observa que los valores de  $y_3$  de la tabla 4.3 son mayores que el tirante crítico en todos los casos.

Tabla 4.1 Coordenadas del perfil de la caída, tirante sobre la misma (Incluyendo pérdida de fricción) del ejemplo 1.

$Q = 254.000 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $b = 8.000 \text{ m}$   
 $k = 0.500$   
 $n = 0.015$   
 $\text{coord } y_{10} = 2554.800 \text{ manm}$

$y_c = 4.914 \text{ m}$   
 $A_c = 41.559 \text{ m}^2$   
 $T_c = 10.914 \text{ m}$   
 $Q^2/fg = 6578.555 = A_c^2/T_c$

Coordenadas fondo de la caída		Estación	Elevación	Distancia sobre el fondo de caída	Energía total desde el fondo	Tirante conjugado menor	Área hidráulica	Radio hidráulico	Velocidad media	Energía específica	Pendiente de fricción	Pendiente media de fricción	Pérdida de fricción en Δs	Energía total desde el fondo calculada
x	y													
m	m	m	manm	Δs	H <sub>1</sub>	y <sub>1</sub>	A <sub>1</sub>	Rh <sub>1</sub>	V <sub>1</sub>	E <sub>1</sub>	S <sub>m</sub>	S <sub>m</sub>	Δh <sub>f</sub>	E <sub>1</sub> + Δh <sub>f</sub>
0.000	0.000	220.000	54.800	-	9.0228	3.1238	23.6219	1.8192	10.7628	9.0169	0.011716	0.017627418	0.0176441	9.0663
1.000	0.043	221.000	54.757	1.0009	8.0684	3.1149	23.5408	1.8167	10.7899	9.0487	0.011828	0.017878313	0.0178936	9.1468
2.000	0.124	222.000	54.678	1.0032	9.1468	3.0929	23.3407	1.8071	10.8823	9.1288	0.012105	0.018362004	0.018488	9.2842
3.000	0.241	223.000	54.559	1.0069	9.2841	3.0620	23.0801	1.7950	11.0147	9.2457	0.012513	0.019038409	0.0192637	9.4184
4.000	0.398	224.000	54.404	1.0118	9.4184	3.0233	22.7100	1.7797	11.1845	9.3991	0.013050	0.019908409	0.0202892	9.6066
5.000	0.587	225.000	54.213	1.0181	9.6067	2.9779	22.3018	1.7617	11.3893	9.5894	0.013717	0.0209744	0.0215135	9.8378
6.000	0.815	226.000	53.985	1.0257	9.8378	2.9272	21.8476	1.7415	11.6260	9.8163	0.014516	0.022238567	0.0223068	10.1030
7.000	1.080	227.000	53.720	1.0345	10.1029	2.8724	21.3594	1.7194	11.8917	10.0800	0.015447	0.02370468	0.022760981	10.4050
8.000	1.382	228.000	53.418	1.0446	10.4050	2.8145	20.8477	1.6958	12.1836	10.3802	0.016516	0.025378852	0.0231768	10.7440
9.000	1.721	229.000	53.079	1.0569	10.7440	2.7546	20.3216	1.6713	12.4960	10.7172	0.017723	0.027260981	0.02363723	11.1189
10.000	2.097	230.000	52.703	1.0683	11.1189	2.6935	19.7887	1.6459	12.8358	11.0907	0.019076	0.029363723	0.024118839	11.5328
11.000	2.510	231.000	52.290	1.0819	11.6328	2.6319	19.2550	1.6201	13.1914	11.5010	0.020577	0.031682652	0.0247624	11.9826
12.000	2.960	232.000	51.840	1.0965	11.9826	2.5704	18.7259	1.5940	13.5841	11.9479	0.022232	0.034255174	0.025502898	12.4693
13.000	3.446	233.000	51.354	1.1122	12.4693	2.5094	18.2049	1.5679	13.9523	12.4312	0.024047	0.037060562	0.0263221	12.9930
14.000	3.970	234.000	50.830	1.1288	12.9930	2.4493	17.6850	1.5418	14.3543	12.9511	0.026028	0.040118839	0.027260981	13.5537
15.000	4.531	235.000	50.269	1.1464	13.5537	2.3903	17.1981	1.5160	14.7690	13.5077	0.028182	0.043438535	0.028291237	14.1512
16.000	5.128	236.000	49.672	1.1649	14.1512	2.3326	16.7160	1.4904	15.1950	14.1006	0.030515	0.047032838	0.0294268	14.7857
17.000	5.763	237.000	49.037	1.1843	14.7857	2.2764	16.2494	1.4652	15.6314	14.7300	0.033035	0.050910359	0.03067033	15.4571
18.000	6.434	238.000	48.366	1.2045	15.4572	2.2218	15.7988	1.4404	16.0771	15.3858	0.035760	0.055028898	0.0320321	16.1855
19.000	7.143	239.000	47.657	1.2255	16.1856	2.1688	15.3646	1.4181	16.5315	16.0980	0.038668	0.059562534	0.0335033	16.9109
20.000	7.888	240.000	46.912	1.2472	16.9109	2.1175	14.9466	1.3924	16.9938	16.8368	0.041783	0.064380979	0.03506046	17.6932
21.000	8.670	241.000	46.130	1.2698	17.6932	2.0678	14.5448	1.3691	17.4633	17.6115	0.045137	0.069413689	0.0367143	18.5323
21.162	8.800	241.162	46.000	0.2078	17.8234	2.0558	14.4478	1.3634	17.5807	17.8092	0.046000	0.070383647	0.0374807	18.3599
22.000	9.489	242.000	45.311	1.0648	18.5124	2.0191	14.1527	1.3480	17.9472	18.4360	0.048767	0.071682652	0.0383237	18.3423
22.970	10.319	242.970	44.481	1.2788	19.3423	1.9747	13.7979	1.3247	18.4088	19.2488	0.052406	0.073233237	0.0392554	18.3459
22.974	10.323	242.974	44.477	0.0054	19.3459	1.9688	13.7598	1.3222	18.4639	19.3454	0.052854	0.073810608	0.0396881	18.3599
22.990	10.337	242.990	44.483	0.0213	19.3599	1.9688	13.7812	1.3219	18.4711	19.3582	0.052913	0.07411618	0.039816881	18.3599

Tabla 4.2 Cálculo de las condiciones del salto hidráulico convencional, con el fondo del tanque al nivel del fondo del canal de salida del ejemplo 1

$NF_1 = 2548.00 \text{ manm}$   
 $SLA_{10} = 2584.21 \text{ manm}$

Coordenadas fondo de la caída		Estación	Elevación	Conjugado menor	Parámetro b <sub>1</sub> /k y <sub>1</sub>	Parámetro de Massey F <sub>m1</sub>	Relación de conjugados y <sub>2</sub> /y <sub>1</sub>	Conjugado mayor y <sub>2</sub>	Área hidráulica A <sub>2</sub>	Carga de velocidad V <sub>2</sub> <sup>2</sup> /2g	Energía específica E <sub>2</sub>	Altura aproximada del escalón h <sub>aproximada</sub>	Nivel aproximado del fondo del tanque NFT aproximado	Parámetro de la altura del escalón u
x	y													
m	m	m	manm	y <sub>1</sub>	l <sub>1</sub>	F <sub>m1</sub>	y <sub>2</sub>	m <sup>2</sup>	m	m	m	manm	u	
21.162	8.800	241.162	46.000	2.0558	8.8373	28.7869	4.5748	9.4047	100.65290	0.32458	8.72601	1.61931	2544.4807	0.7390
22.990	10.337	242.990	44.483	1.9688	8.0948	29.8195	4.8963	9.8401						

Tabla 4.3 Cálculo iterativo de la altura del escalón en el tanque amortiguador del ejemplo 1, para alojar un salto tipo B (N<sub>F</sub>≠1). Energía específica en el canal de salida E<sub>3</sub> = 8.21 m (constante).

Coordenadas fondo de la caída		Estación	Elev.	Tirante conjugado menor	Altura supuesta del escalón	Ancho del canal salida b <sub>2</sub>	Tirante canal de salida y <sub>2</sub>	Área hidráulica canal salida A <sub>2</sub>	Velocidad canal salida V <sub>2</sub>	Energía específica E <sub>2</sub>	Relación de tirantes y <sub>2</sub> /y <sub>1</sub>	Parámetro l	Parámetro FM1	Parámetro de la altura del escalón u	Altura calculada del escalón	Nivel calculado del fondo del tanque NFT
x	y															
m	m	m	manm	y <sub>1</sub>	u	b <sub>2</sub>	y <sub>2</sub>	A <sub>2</sub>	V <sub>2</sub>	E <sub>2</sub>	y <sub>2</sub> /y <sub>1</sub>	l	FM1	u	u	manm
22.970	10.319	242.970	44.481	1.9747	1.519	7.516	7.795	88.981	2.8342	8.2100	3.9473	6.0769	29.5990	0.771	1.5232	2544.477
22.974	10.323	242.974	44.477	1.9695	1.523	7.523	7.795	89.025	2.8331	8.2100	3.9579	6.0929	28.7942	0.780	1.5387	2544.483
22.990	10.337	242.990	44.483	1.9688	1.537	7.537	7.795	88.148	2.8492	8.2100	3.9596	6.0949	29.8195	0.781	1.5375	2544.482
															1.540	2544.480

### Diseño con el salto tipo B

Con el objeto de que en el tanque de amortiguación aloje un salto tipo B, se procede al cálculo del mismo resolviendo la ecuación 2.4 con  $\phi = 1$ . Los valores correspondientes de los parámetros  $y_3 / y_1$ ,  $t_1$ ,  $F_{M1}$  se obtuvieron en cada renglón, se resolvió la ecuación 2.4 para cada iteración optando por el valor final redondeado  $s = 1.53$  m, lo que sitúa el nivel del fondo del tanque a la elevación 2544.46 msnm. Cabe destacar que la velocidad del flujo en el canal de salida es de 2.85 m/s, que puede ser alta para el material de excavación en la proximidad del río.

De la ecuación 2.23, la longitud del tanque antes del escalón es:  $L_j = 6(7.796 + 1.54) = 56.016$  m.

El revestimiento tendrá que prolongarse la distancia,  $\Delta L_j = 3(7.796 + 1.54) = 28.008$  m, con el fin de satisfacer la longitud del tanque recomendada por la ecuación 2.24, es decir la longitud total del tanque 84.024 m; en números redondos, será de 84 m.

El bordo libre necesario en el tanque de amortiguación se calcula mediante la ecuación empírica del USBR

$$BL = 0.1(V_1 + y_2) \quad (c)$$

donde  $y_2$  se interpreta como el conjugado mayor dentro del tanque. En este caso no se pasa por ningún cálculo que lo tome en cuenta y por esa razón no se puede determinar, a menos que se interprete como el conjugado mayor de un salto convencional al nivel seleccionado del fondo del tanque. El último renglón de la tabla 4.2 presenta el cálculo de dicho conjugado siguiendo la interpretación dada, resultando  $y_2 = 9.64$  m. Por tanto, el bordo libre vale

$$BL = 0.1(18.4711 + 9.64) \cong 2.81 \text{ m}$$

La elevación de la corona de bordos es entonces de:  $2544.46 + 9.64 + 2.81 = 2556.91$  msnm.

### Diseño con el salto tipo onda, según Forster y Skrinde

Con fines comparativos se procedió también al diseño del tanque que alojara el salto tipo onda, según Forster y Skrinde,  $\phi = 1.2$ . Los cálculos que corresponden al perfil del flujo y del fondo de la calda son los mismos que aparecen en la tabla 4.1, excepto en los últimos renglones que se ajustan a los valores de iteración de la tabla 4.4. Los cálculos que corresponden al salto convencional son los mismos de la tabla 4.2 y el valor propuesto al inicio de la tabla 4.4 es el mismo obtenido para el caso anterior ( $\phi = 1$ ).

Con los valores correspondientes se obtuvieron en cada renglón los parámetros  $y_3 / y_1$ ,  $t_1$ ,  $F_{M1}$  y, con el valor de  $\phi = 1.2$  constante, se resolvió la ecuación 2.4 para cada iteración, optando por el valor final  $s = 1.64$  m, lo que sitúa el nivel del fondo del tanque a la elevación 2544.36 msnm. Cabe destacar que la velocidad del flujo en el canal de salida es de 2.825 m/s, que puede ser igualmente alta para el material de excavación en la proximidad del río.

La longitud del tanque antes del escalón, según Forster y Skrinde (1950) es menor y vale:  $L_j = 5 (7.803 + 1.64) = 47.215$  m. En este caso no se prevé prolongar el revestimiento aguas abajo del escalón, pero se considera recomendable hacerlo, con una longitud igual a  $L_j / 2$ . El bordo libre resulta prácticamente el mismo que en el caso anterior.

Los cálculos antes presentados muestran menor profundidad del tanque para el salto tipo B que para el salto tipo onda y lo hace más recomendable.

Tabla 4.4 Cálculo de las condiciones del salto hidráulico convencional, con el fondo del tanque al nivel del fondo del canal de salida del ejemplo 1

NF<sub>3</sub> = 2546.00 msnm  
 SLA<sub>6</sub> = 2554.21 msnm

Coordenadas fondo de la calda		Estación	Elevación	Conjugado menor	Parámetro D <sub>1</sub> /k y <sub>1</sub>	Parámetro de Manning	Relación de conjugados	Conjugado mayor	Área hidráulica	Velocidad media	Energía específica	Altura aproximada del escalón	Nivel aproximado del fondo del tanque	Parámetro de la altura del escalón
x	y													
m	m	m	msnm 2500+	y <sub>1</sub>	l <sub>1</sub>	F <sub>M1</sub>	y <sub>2</sub> /y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	A <sub>2</sub>	V <sub>2</sub>	E <sub>2</sub>	s aproximada	NFT aproximada	u
21.182	8.800	241.182	48.000	2.0568	5.8373	28.7689064	4.5748	9.404733	100.65290	2.52	9.72931	1.51831	2544.4807	0.7390
23.088	10.421	243.088	44.379	1.9650	6.1088	29.9647531	4.9112	9.8508876						

Tabla 4.5 Cálculo iterativo de la altura del escalón en el tanque amortiguador del ejemplo 1 (φ = 1.2).

Energía específica en el canal de salida E<sub>3</sub> = 8.21 m (constante).

Coordenadas fondo de la calda		Estación	Elev.	Tirante conjugado menor	Altura supuesta del escalón	Energía específica canal de salida	Ancho del canal salida	Área hidráulica canal salida	Velocidad canal salida	Relación de tirantes	Parámetro	Parámetro	Parámetro de la altura del escalón calculado	Altura calcula del escalón	Nivel calculado del fondo del tanque
x	y														
m	m	m	msnm 2500+	y <sub>1</sub>	s	E <sub>3</sub>	b <sub>3</sub>	A <sub>3</sub>	V <sub>3</sub>	y <sub>3</sub> /y <sub>1</sub>	l	F <sub>M1</sub>	u	s	NFT
22.970	10.319	242.970	44.481	1.9747	1.519	8.21	7.519	88.991	2.8542	3.9473	8.0789	29.5988	0.821	1.621	2544.379
23.088	10.421	243.088	44.379	1.9650	1.621	8.21	7.621	89.812	2.8250	3.9711	6.1088	29.9848	0.835	1.640	2544.365
23.108	10.440	243.108	44.380	1.9635	1.640	8.21	7.640	90.066	2.8195	3.9749	6.1115	30.0224	0.837	1.643	2544.357

#### 4.4 EJEMPLO 2

El material encontrado sobre el eje del tanque amortiguador del ejemplo 1 en la proximidad del río resultó de menor calidad que el supuesto en dicho ejemplo, por lo que hubo necesidad de modificar la elevación del fondo en el canal de salida al valor de 2550 msnm; además, el ancho del mismo aumentó al valor  $b_3 = 12 \text{ m}$ . Finalmente, el talud cambió al valor  $k = 1.5$ . El nivel de la superficie libre del agua en el río se mantuvo a la elevación 2554.21 msnm.

Estas modificaciones seguramente influyen de modo importante en la profundidad del fondo del tanque obtenida con el diseño realizado en el ejemplo 1. La velocidad del flujo en el canal de salida seguramente empeorará y resultará una profundidad mayor del tanque. Por ello se propuso ampliar además el ancho del tanque al valor de 9 m y se mantuvo el mismo talud  $k = 0.5$ , con el fin de compensar las modificaciones antes mencionadas.

Determinar las dimensiones del tanque de amortiguación para estas nuevas condiciones.

*Solución.* Un elemento muy importante va a ser el tirante en el canal de salida, toda vez que el nivel del fondo de dicho canal se ha sobre elevado, lo que limita la energía específica del flujo en el mismo. Por esta razón, es importante calcular previamente el tirante crítico para el ancho de 9 m en el tanque y para el ancho de 12 m en el canal de salida. Los resultados son los siguientes: para el ancho de 9 m,  $y_c = 4.005 \text{ m}$ ,  $V_c = 7.926 \text{ m/s}$ ; para el ancho de 12 m y talud 1.5,  $y_c = 3.117 \text{ m}$ ,  $V_c = 4.887 \text{ m/s}$ ,  $E_c = 4.3341 \text{ m}$ .

Puede observarse que el nivel en el río limita la energía específica en el canal de salida al valor  $E_3 = 2554.21 - 2550 = 4.21 \text{ m}$ , pero este valor no puede existir en virtud de que resulta inferior a la energía específica crítica en dicho canal; por tanto, las condiciones críticas del flujo son las que gobiernan en el canal de salida, es decir,  $y_3 = 3.117 \text{ m}$ ,  $V_3 = 4.887 \text{ m/s}$ ,  $E_3 = 4.3341 \text{ m}$ . En otras palabras, el diseño del tanque corresponde a condiciones peores que las del ejemplo 1.

El proceso de cálculo sigue el mismo camino del ejemplo 1. En efecto, la tabla 4.6 es idéntica a la 4.1 mientras no se llegue al fondo del tanque resultante, ya que, para esta condición, el ancho de plantilla debe cambiar a 9 m de acuerdo con los datos. El procedimiento seguido para elaborar las tablas 4.7 y 4.8 es el mismo que las correspondientes al ejemplo 1, si bien difieren únicamente en los valores que corresponden a las iteraciones de  $s$ , hasta el punto de coordenadas (20 m, 7.888 m), ya que el fondo definitivo del tanque se ubicó en un nivel debajo de este punto.

### Salto tipo B

Las condiciones para el salto convencional a la elevación 2550 msnm se presentan en la tabla 4.7 y proporcionaron el valor inicial de  $s \cong 3.736$  m, con el cual se inició el proceso iterativo de la profundidad  $s$  del tanque, resolviendo las ecuaciones 2.18b y 2.21. Dicho proceso iterativo se muestra en la tabla 4.8, habiendo calculado previamente el tirante conjugado menor en la tabla 4.6 para el ancho  $b_1 = 9$  m y con  $s = 3.736$  m; el ajuste final de este valor resultó de 3.862 m. Esto significa que el nivel del fondo del tanque queda a la elevación 2546.138 msnm, lo que representa 1.678 m por encima del fondo del tanque del ejemplo 1.

De la ecuación 2.23, la longitud del tanque antes del escalón es:

$$L_j = 6 (3.117 + 3.862) = 41.874 \text{ m.}$$

El revestimiento tiene que prolongarse la distancia,  $\Delta L_j = 3 (3.117 + 3.862) = 20.937$  m, con el fin de satisfacer la longitud del tanque recomendada por la ecuación 2.20, es decir, la longitud total del tanque es de 62.811 m, en números redondos, 62.81 m. Esta longitud es 21.21 m menor que la longitud del tanque en el ejemplo 1, lo cual resulta contradictorio toda vez que la velocidad del flujo en el canal de salida se incrementa al valor de 4.887 m/s, lo que implica un aumento mayor en la longitud del revestimiento en dicho canal.

De acuerdo con la interpretación de  $y_2$  dada con la ecuación c del ejemplo 1, la tabla 4.8 muestra el cálculo del conjugado mayor para la elevación del fondo del tanque elegida, el cual resulta de 8.352 m. Por tanto  $BL = 0.1(17.788 + 8.352) \cong 2.61$  m, lo que lleva a que la elevación de la corona de bordos sea  $2546.138 + 8.352 + 2.61 \cong 2557.100$  msnm.

Tabla 4.6 Coordenadas del perfil de la caída, tirante sobre la misma (incluyendo pérdida de fricción) del ejemplo 2.

$Q = 254.000 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $b = 8.000 \text{ m}$   
 $k = 0.500$   
 $n = 0.015$   
 coord  $y_{11} = 2554.800 \text{ manm}$

**Tanque**  
 $y_0 = 4.005 \text{ m}$   
 $A_c = 32.045 \text{ m}^2$   
 $T_0 = 10.005 \text{ m}$   
 $Q^2/g = 6578.555 = A_c^2/T_0$

**Canal de salida**  
 $b = 12.000 \text{ m}$   
 $k = 1.500$   
 $y_0 = 3.117 \text{ m}$   
 $A_c = 51.978 \text{ m}^2$   
 $T_0 = 21.351 \text{ m}$   
 $Q^2/g = 8378.55 = A_c^2/T_0$   
 $E_c = 4.3341 \text{ m}$

Coordenadas fondo de la caída		Estación	Elevación	Distancia sobre el fondo de la caída	Energía total desde el fondo	Tirante conjugado menor	Área hidráulica	Radio hidráulico	Velocidad media	Energía específica	Pendiente de fricción	Pendiente media de fricción	Pérdida de fricción en Δs	Energía total desde el fondo calculada
x	y	m	manm	Δs	H <sub>1</sub>	y <sub>1</sub>	A <sub>1</sub>	Rh <sub>1</sub>	V <sub>1</sub>	E <sub>1</sub>	S <sub>0</sub>	S <sub>m</sub>	Δh <sub>f</sub>	E <sub>1</sub> + Δh <sub>f</sub>
m	m		2500+	m	m	m	m <sup>2</sup>	m	m/s	m	m	m	m	m
0.000	0.000	220.000	54.800	-	9.0229	3.1238	23.6219	1.8192	10.7528	9.0189	0.011713	0.011713	0.017827413	9.0083
1.000	0.043	221.000	54.757	1.0000	9.0064	3.1149	23.5406	1.8157	10.7699	9.0487	0.011826	0.011826	0.017878313	9.1488
2.000	0.124	222.000	54.678	1.0032	9.1468	3.0829	23.3407	1.8071	10.8823	9.1288	0.012105	0.012105	0.017936002	9.2842
3.000	0.241	223.000	54.559	1.0069	9.2641	3.0620	23.0801	1.7950	11.0147	9.2457	0.012513	0.012513	0.018004009	9.4184
4.000	0.398	224.000	54.404	1.0116	9.4184	3.0223	22.7100	1.7797	11.1845	9.3981	0.013050	0.013050	0.018084009	9.5578
5.000	0.587	225.000	54.213	1.0181	9.5087	2.9779	22.3016	1.7617	11.3883	9.5894	0.013717	0.013717	0.018176524	9.7000
6.000	0.816	226.000	53.995	1.0257	9.6378	2.9272	21.8478	1.7415	11.6260	9.8163	0.014515	0.014515	0.018281545	9.8578
7.000	1.080	227.000	53.720	1.0346	10.1029	2.8724	21.3594	1.7194	11.8917	10.0800	0.015447	0.015447	0.018400000	10.1000
8.000	1.382	228.000	53.418	1.0446	10.4050	2.8143	20.8477	1.6958	12.1836	10.3802	0.016515	0.016515	0.018532424	10.4000
9.000	1.721	229.000	53.079	1.0559	10.7440	2.7546	20.3216	1.6713	12.4990	10.7172	0.017723	0.017723	0.018680000	10.7440
10.000	2.097	230.000	52.703	1.0683	11.1199	2.6835	19.7887	1.6458	12.8356	11.0907	0.019075	0.019075	0.018842500	11.1199
11.000	2.510	231.000	52.290	1.0819	11.5328	2.6119	19.2550	1.6201	13.1914	11.5010	0.020577	0.020577	0.019020000	11.5328
12.000	2.960	232.000	51.840	1.0965	11.9828	2.5704	18.7269	1.5940	13.5641	11.9479	0.022232	0.022232	0.019212500	11.9828
13.000	3.448	233.000	51.354	1.1122	12.4693	2.5094	18.2049	1.5679	13.9523	12.4312	0.024047	0.024047	0.019420000	12.4693
14.000	3.970	234.000	50.830	1.1288	12.9930	2.4493	17.6950	1.5418	14.3543	12.9511	0.026028	0.026028	0.019642500	12.9930
15.000	4.531	235.000	50.269	1.1464	13.5537	2.3900	17.1981	1.5160	14.7800	13.5077	0.028182	0.028182	0.019880000	13.5537
16.459	4.800	235.459	50.000	0.5324	13.8223	1.8741	16.4685	1.2923	15.4234	13.7985	0.028023	0.028023	0.02512451	13.8228
16.000	6.126	236.000	49.672	0.8328	14.1512	2.3328	16.7160	1.4904	15.1650	14.1006	0.030515	0.030515	0.02747979	14.1281
17.000	6.763	237.000	49.037	1.1843	14.7857	2.2764	16.2494	1.4652	15.6314	14.7300	0.033035	0.033035	0.03002839	14.7857
18.000	6.434	238.000	48.386	1.2045	15.4572	2.2218	15.7688	1.4404	16.0771	15.3958	0.035760	0.035760	0.03272205	15.4571
19.000	7.143	239.000	47.857	1.2255	16.1658	2.1688	15.3846	1.4161	16.5315	16.0980	0.038666	0.038666	0.035502899	16.1658
20.000	7.884	240.000	46.812	1.2472	16.9109	2.1175	14.9466	1.3924	16.9938	16.8366	0.041783	0.041783	0.038380254	16.9109
20.832	8.538	240.832	46.284	1.0547	17.5592	1.4719	14.3301	1.1859	17.7249	17.4847	0.057807	0.057807	0.070598169	17.5592
20.972	8.848	240.972	46.152	1.2338	17.8708	1.4675	14.2844	1.1851	17.7817	17.5851	0.058183	0.058183	0.070874083	17.8708
20.987	8.860	240.987	46.140	1.2330	17.8828	1.4670	14.2794	1.1828	17.7876	17.5836	0.058223	0.058223	0.070904153	17.8828

Tabla 4.7 Cálculo de las condiciones del salto hidráulico convencional, con el fondo del tanque al nivel del fondo del canal de salida del ejemplo 2.

$NF_3 = 2550.00 \text{ manm}$   
 $BLA_{m3} = 2554.21 \text{ manm}$

Coordenadas fondo de la caída		Estación	Elevación	Conjugado menor	Parámetro b <sub>1</sub> /k y <sub>1</sub>	Parámetro de klassey	Relación de conjugados	Conjugado mayor	Área hidráulica	Velocidad media	Energía específica	Altura aproximada del escalón	Nivel aproximado del fondo del tanque
x	y	m	manm	y <sub>1</sub>	l <sub>1</sub>	F <sub>sk1</sub>	y <sub>2</sub> /y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	A <sub>2</sub>	V <sub>2</sub>	E <sub>2</sub>	Δ <sub>aproximada</sub>	NFT aproximado
m	m		2500+	m				m	m <sup>2</sup>	m/s	m	m	manm
16.459	4.800	235.459	50.000	1.8741	10.752	44.7258	4.8228	7.7383	99.58532	2.58	8.0887	3.73674	2548.2843
20.987	8.860	240.987	46.140	1.4670	12.270	62.2194	8.6932	8.3521					

Tabla 4.8 Cálculo iterativo de la altura del escalón en el tanque amortiguador del ejemplo 2, salto tipo B (f=1). Características constantes del canal de salida: ancho b<sub>3</sub> = 12 m, tirante y<sub>3</sub> = 3.117 m y energía específica E<sub>3</sub> = 4.3341 m.

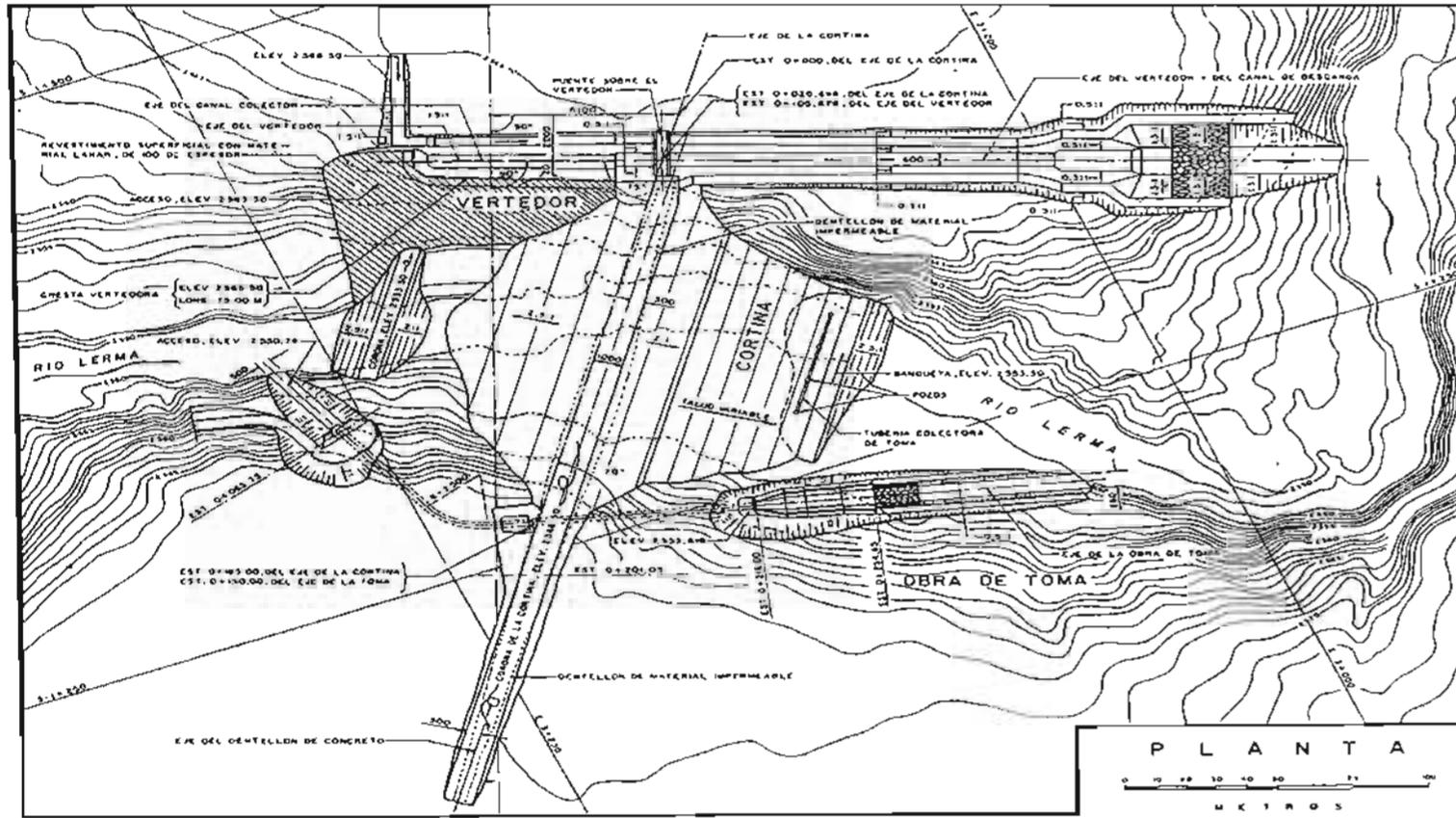
Coordenadas fondo de la caída		Estación	Elevación	Altura supuesta del escalón	Tirante conjugado menor	Área hidráulica	Profundidad del centroide del área	Profundidad del centroide del área	Diferencia de fuerzas E <sub>c</sub> 2.18b	Altura calculada del escalón	Nivel calculado del fondo del tanque
x	y	m	manm	s	y <sub>1</sub>	A <sub>1</sub>	z <sub>01</sub>	z <sub>03</sub>	(Pd-P3)/gp	s	NFT
m	m		2500+	m	m	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>3</sup>	m	manm
20.832	8.538	240.832	48.284	3.738	1.4719	14.3301	0.717396	1.412815	269.2495	3.8484	2548.152
20.972	8.848	240.972	46.162	3.848	1.4675	14.2844	0.715316	1.412815	270.8574	3.8604	2548.140
20.987	8.860	240.987	46.140	0.000	1.4670	14.2794	0.715093	1.412815	270.8092	3.8617	2548.138

#### 4.5 COMENTARIOS DE LOS EJEMPLOS

La obra que se ha presentado en los ejemplos 1 y 2 corresponde al tanque amortiguador del vertedor de la presa "José Antonio Alzate", Estado de México, (San Bernabé). Los datos del ejemplo 2 fueron tomados de la geometría de dicha obra tal como fue construida, después de haber hecho los estudios respectivos en un modelo hidráulico. La figura 4.2 muestra un plano detallado de dicha obra donde puede observarse diferencia en los resultados de las variables más importantes en el cálculo. En efecto, la altura del escalón calculada en el ejemplo 2 fue de 3.862 m y la obra fue construida con una altura de escalón de 3 m; la longitud total del recubrimiento calculada fue de 62.81 m y la construida fue de 38.23 m, si bien se señala un recubrimiento adicional, a base de un zampeado, de longitud desconocida, seguramente sujeta al criterio del ingeniero residente de la obra. Sin embargo, la figura 4.2 señala la necesidad de un umbral dentado en el fondo del tanque, el cual se ignora si fue construido. La misma figura 4.2 muestra también el detalle de las transiciones en la llegada al tanque y en el inicio del canal de salida, lo que permite aclarar aquellos aspectos de detalle que no han sido explicados en la presentación de los ejemplos.

Se observa que la solución con base en la teoría presentada en este trabajo para el ejemplo 1 permite predecir bastante bien las condiciones de diseño y el buen funcionamiento del tanque amortiguador con escalón ascendente. En el ejemplo 2 se considera un tanque amortiguador diferente en dimensiones y nivel del canal de salida, aparentemente aquellos con los que fue construido y que fue igualmente resuelto con las expresiones que generalizan la teoría.

Es necesario destacar la diferencia notable en la altura del escalón que se obtienen en los ejemplos 1 y 2 para la misma estructura. Ello se debe a la influencia que tienen las dimensiones del canal de salida, en lo que se refiere a su ancho y talud, en la magnitud de la altura del escalón, pero sobre todo la que tiene el nivel de la energía del flujo de dicho canal al sobre elevarse 4 m por encima del nivel del fondo del mismo canal en el ejemplo 1. Esto obliga a considerar condiciones críticas en dicho canal, ya que se pierde toda influencia del nivel del agua en el río.



DATOS GENERALES	
CAPACIDAD TOTAL DE ALMACENAMIENTO	15 300 000 00 M <sup>3</sup>
CAPACIDAD PARA AZOLVES	4 000 000 00 M <sup>3</sup>
CAPACIDAD ÚTIL PARA AREGO	17 300 000 00 M <sup>3</sup>
ELEVACION DE LA CORDONA DE LA CORTINA	2 268.30 M
ELEVACION DE LAS AGUAS MAXIMAS	2 088.97 M
ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA	2 145.30 M
LONGITUD DE LA CRESTA VERTEDORA	73.00 M
GASTO MAXIMO NORMAL EN EL VERTEDOR	254.00 M <sup>3</sup> /SEG
ELEVACION DEL UMbral DE LA OBRA DE TOMA	2 358.30 M
GASTO MAXIMO NORMAL EN LA OBRA DE TOMA	20.00 M <sup>3</sup> /SEG

# PRESA "JOSE ANTONIO ALZATE", MEX.

(SAN BERNABE)

## INFORMACION GENERAL DEL PROYECTO

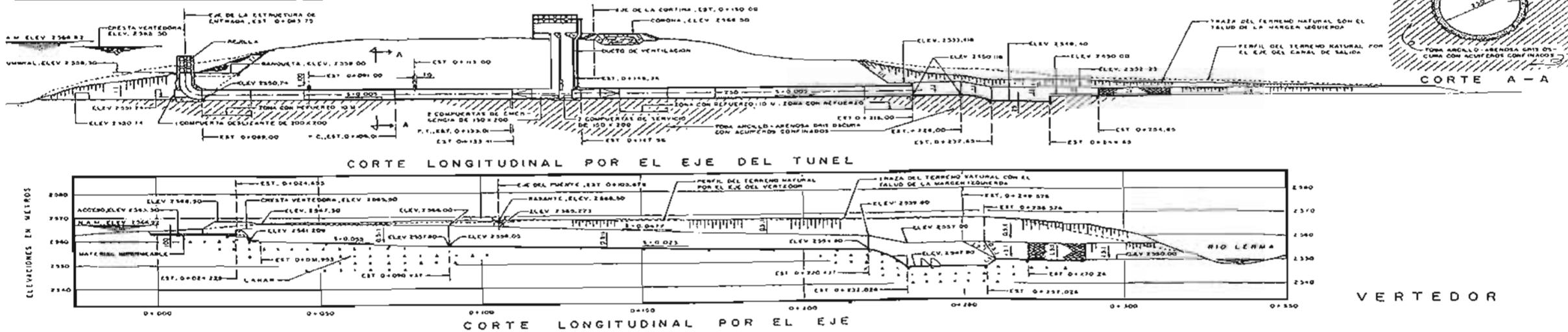


Figura 4.2 Presa José Antonio Alzate, Estado de México, (San Bernabé). Tanque de amortiguación.

**CAPÍTULO 5**  
**CONCLUSIONES**

## CAPÍTULO 5

### CONCLUSIONES

#### 5.1 GENERALES

Un tanque amortiguador constituye una obra hidráulica importante para la disipación de la energía hidráulica de un flujo. Su costo es elevado y suele construirse en condiciones de cimentación sobre un terreno de baja calidad y resistencia. Su diseño debe ser el óptimo para satisfacer el propósito de la disipación que se le encomienda y por esa razón debe ser debidamente analizado con la mejor herramienta de diseño que se disponga.

La literatura especializada en el tema se ha enfocado principalmente al tanque de sección rectangular, generalmente más costoso que el trapecial. Esta preferencia se explica diciendo que el salto hidráulico en un canal rectangular es más estable, eficiente y más corto que en uno trapecial. Por otra parte, fenómenos como el del remolino en el fondo del salto trapecial, observado por Hager en sus experimentos, han desistido en los intentos de uso del tanque trapecial. Además, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, (Muciño, 1998) se ha observado en un modelo hidráulico la presencia de flujo asimétrico al inicio del salto trapecial, que reduce la eficiencia de disipación de energía en el mismo.

Los cuestionamientos anteriores olvidan las ventajas que tiene la sección trapecial en cualquier canal, ya que elimina la necesidad de excavaciones de mayor amplitud para alojar los muros de concreto a los lados de la sección, además de tener la necesidad de compactar el material de las orillas en condiciones poco favorables. Dichos muros deben resistir los empujes del material que se encuentra en las orillas del tanque y, por tanto, tienen que estructurarse con acero de refuerzo y apoyarse en zapatas extendidas sobre la losa del fondo. Estas condiciones incrementan los costos de construcción y, en algunos casos, la vuelven imposible.

La construcción de tanques amortiguadores trapeciales se ha llevado a cabo desde los inicios de la obra hidráulica en México, en presas grandes y pequeñas, incluso bajo la supervisión de expertos internacionales, cuando fue necesario satisfacer dicho requisito por razones de financiamiento y de acuerdo con la magnitud de la obra en cuestión. Dicha tendencia se ha abandonado sólo en casos excepcionales y basta consultar las publicaciones de “Presas de México”, en sus diferentes versiones, para confirmar lo antes mencionado.

A pesar de toda esa experiencia, no existen publicaciones especializadas que reúnan la experiencia acumulada a través de tantos años de utilización del tanque trapecial en nuestro país. La mecánica del proyecto fue siempre realizar un diseño aproximado y corregirlo mediante modelos hidráulicos, de grandes y pequeñas obras.

Cualquier esfuerzo por modificar dicha práctica constituye, en mi opinión, una aportación importante en el diseño de dichas estructuras. El modelo matemático de diseño planteado en este trabajo y su generalización para cualquier dimensión de los componentes del tanque tiene precisamente ese objetivo y constituye una herramienta poderosa, ya que considera tanto la sección trapecial como la rectangular e incluye aportaciones recientes de Hager y coautores en el análisis del problema. Con ello se trata de evitar además el uso de diseños estándares de tanques rectangulares del *U.S. Bureau of Reclamation*, muy utilizados en el mundo, pero que en México sólo se han adoptado en algunos diseños.

Las deficiencias que pudiera presentar el modelo se pueden perfeccionar si se continúa con la investigación sobre el tema. El factor  $\phi$  que se emplea en los desarrollos permite generalizar su aplicación y explicar aquellas diferencias en los criterios de clasificación del salto hidráulico dados por Hager con los resultados de antiguos autores, como Einwachter para el salto A, Forster y Skrinde para el flujo tipo onda y los del propio Hager para el salto tipo B. El valor de  $\phi$  es de gran importancia en la cuantificación de la fuerza de empuje sobre la cara del escalón.

Aunque la teoría contempla definir el ancho del canal de salida con base en la altura calculada del escalón de ascenso, el efecto que tiene seleccionar dicho ancho con un criterio distinto puede ser importante. En efecto, la inclusión del empuje sobre las ampliaciones laterales que produce el ensanchamiento en el canal de salida llega a modificar los resultados. Sin embargo, la generalización de la teoría presentada en el inciso 2.5.1 permite su aplicación prácticamente a cualquier tanque, trapecial o rectangular, con cualquier dimensión en la zona del tanque y en el canal de salida. El desarrollo presentado en dicho inciso corresponde a dimensiones que se ajustan a la mayoría de los tanques en la práctica, pero dicho desarrollo puede mejorarse o adaptarse a cualquier otra condición de geometría que se presente.

Las fluctuaciones del nivel del agua en el río influyen de manera importante en la profundidad del tanque. A mayor nivel la profundidad disminuye. Por razones de calidad de material en la proximidad del río, resulta casi siempre conveniente sobre elevar el fondo del canal de salida por encima de la superficie libre del agua en el cauce, para evitar que el río inunde las zonas de excavación e intentar por este camino una elevación más alta en el fondo del tanque. Esto evita a su vez el ingreso del agua freática en el área de excavación. Estas medidas obligan a que el nivel del agua en el río no influya más en el diseño del tanque y que las condiciones de régimen crítico gobiernen el movimiento del agua en el canal de salida, lo que incrementa su velocidad y la erosión en dicho canal. Para compensar estos problemas suele proponerse un ancho mayor que el del tanque en el canal de salida, lo que induce una velocidad de flujo menor y más favorable para efectos de erosión, pero reduce el tirante crítico y redundando en mayor profundidad del tanque. Para compensar estos efectos, se vuelve imprescindible aumentar el ancho del tanque, en forma gradual a lo largo de la caída, o brusca al terminar la misma.

El modelo de flujo satisface las condiciones de diseño del tanque, bien que el ancho del canal de salida quede supeditado a la altura  $s$  del escalón o que se imponga un ancho por razones geológicas o constructivas. En el último caso, la ampliación causa una fuerza adicional en la dirección del flujo, producida por las ampliaciones laterales resultantes de la diferencia de anchos entre el del tanque y el del canal de salida, que disminuye la magnitud de la fuerza  $P_d$  sobre la cara del escalón.

Un aumento del ancho en el tanque, hecho en forma gradual a lo largo de la caída, o brusco al terminar la misma, no tiene ningún efecto en los desarrollos, sólo en el cálculo del perfil del flujo sobre la misma, lo cual es fácil de considerar en los cálculos.

Los umbrales y los bloques dentados son dispositivos sencillos con los cuales se mejora la eficiencia y la estabilidad de un tanque amortiguador. Un umbral transversal se puede insertar en un tanque existente para incrementar la magnitud del *momentum* y un bloque dentado para reducir la longitud del revestimiento. Los escalones negativos se usan para condiciones del nivel aguas abajo fuertemente variable.

Como se mencionó en el subcapítulo 3.4, el uso de bloques dentados en el fondo del tanque tiene como efecto reducir la longitud del tanque amortiguador, pero no disminuir la altura del escalón. El uso de dichos bloques es recomendable cuando resulta importante reducir la longitud del revestimiento en el tanque, en cuyo caso, se intercambia longitud de revestimiento por bloques dentados de concreto. La construcción de dichos bloques requiere de grandes cantidades de acero de refuerzo y están sujetos a fenómenos de cavitación que los destruyen, lo que origina costos elevados de mantenimiento. La práctica mexicana no se inclina por los bloques dentados, aunque en otros países han sido muy utilizados. Por esta razón, no se contemplaron en los cálculos de los dos ejemplos presentados, aunque en el subcapítulo 3.4 se presentan los detalles para su inclusión.

## 5.2 PARTICULARES

El modelo de flujo representado por la ecuación 2.3 reproduce el fenómeno del salto hidráulico controlado por un escalón vertical o inclinado en un canal trapecial, lo que permitió determinar el factor  $\phi = 1.2$ , comparando sus resultados con los experimentales clásicos de Forster y Skrinde. Las figuras 2.3 representan los distintos diagramas de diseño para canales trapeciales y equivalen al diagrama de Forster y Skrinde para el tanque rectangular.

La generalización de la teoría presentada en el subcapítulo 2.4 permite la aplicación del modelo prácticamente a cualquier condición geométrica y estructural del tanque amortiguador, inclusive en el caso de que el ancho del canal de salida sea menor que el de la zona del tanque.

En las condiciones actuales de avance tecnológico es más sencillo formular programas de cómputo para el diseño de tanques de amortiguación utilizando los desarrollos propuestos en este trabajo, que leer en diagramas como el de Forster y Skrinde. La solución de las ecuaciones presentadas se puede resolver ahora por métodos computacionales ya implementados en calculadoras de bolsillo y, con más razón, en computadoras personales.

Como se ha mencionado, la aplicación del modelo se puede extender a cualquier ancho, talud y tirante en el canal de salida, utilizando modificaciones en el valor de las fuerzas que intervienen en el principio del *momentum*. Admite también anchos en el tanque distintos de los que hay en el canal de descarga en la obra de excedencia. Permite agregar bloques dentados para disminuir longitudes de revestimiento, sin tener que modificar ninguna parte de la teoría.

### **5.3 IMPORTANCIA DEL TRABAJO DESARROLLADO**

Este trabajo constituye un avance importante en el procedimiento de diseño de tanques de amortiguación de sección trapecial que hasta la fecha no se había realizado en México, a pesar de la amplia experiencia que el país tiene en la materia. Dicho trabajo ha sido presentado en foros nacionales e internacionales y discutido con expertos en la materia, quienes han dado sus comentarios y recomendaciones, mismos que han sido tomados en cuenta en los desarrollos. Espero poder lograr una amplia difusión de esta aportación con el fin de que se conozca y se emplee en el diseño de este tipo de obras en nuestro país.

**REFERENCIAS**

---

## REFERENCIAS

- BASCO, D. R. Optimized geometry for baffle blocks in hydraulic jumps. XIV Congreso internacional de investigaciones hidráulicas, París, 1971, vol. 2, núm. B18, pp.1-8.
- BINNIE, G. M. *et al.* Engineering of Mangla. *Proceedings of the institution of civil engineers.* 1967, vol. 38, pp. 337-575, vol. 41, pp. 119-203.
- BRADLEY, J. N. y PETERKA, A. J. The hydraulic design of stilling basins: Hydraulic jumps on a horizontal apron (Basin I). *Journal of hydraulics division, ASCE.* 1957, vol. 83, núm. HY5, paper núm. 1401, pp. 1-24.
- BRETZ, N. V. *Ressaut hydraulique forcé par seuil.* Tesis 699 presentada al Instituto Suizo Federal de Tecnología, Lausana (EPFL), 1987.
- EINWACHTER, J. *Wehre und Sohlenabstürze.* Munich, R. Oldenbourg, 1930.
- FORSTER, J. W. y SKRINDE, R.A. Control of the hydraulic jump by sills. *Transactions of the american society of civil engineers.* 1950, vol. 115. pp. 973-987.
- FRENCH, Robert H. *Open-channel hydraulics.* Nueva York, McGraw-Hill Book Company, 1985, 706 pp.
- HAGER, Willy H. *Energy dissipators and hydraulic jump.* Dordrecht/Boston/Londres, Kluwer Academic Publishers, 1992, Water Science and Technology Library, 288 pp. ISBN 0-7923-1508-1.
- HAGER, Willy H. y BRETZ, N. V. Hydraulic jumps at positive and negative steps. *Journal of Hydraulic Research, IAHR,* 1986, vol. 24, núm. 4, pp. 237-253.
- HAGER, Willy H. y LI, D. Still-controlled energy dissipator. *Journal of Hydraulic Research, IAHR,* 1991, (información desconocida).
- HAGER, Willy H. y SINNIGER, R. Flow characteristics of the hydraulic jump in a stilling basin with an abrupt bottom rise. *Journal of Hydraulic Research, IAHR,* 1985, vol. 23, núm. 2, pp. 101-113.
- HAGER, Willy H., BREMEN, R. y KAWAGOSHI, N. Classical hydraulic jump: Length of roller. *Journal of Hydraulic Research, IAHR,* 1990, vol. 28, núm. 5, pp. 591-608.
- LACEY, Gerald. A general theory of flow in alluvium. *Journal of the Institution of Civil Engineers,* 1946, vol. 27, pp. 16-47.

- 
- LELIAVSKY, Serge. *Irrigation and hydraulic design*. Londres, Chapman and Hall Limited. 1955, vol. 1.
- MUCIÑO, Juan. *Flujo asimétrico en tanques amortiguadores de sección trapecial*. Tesis, México, UNAM, 1998, 55 pp.
- OHTSU, I. Free hydraulic jump and submerged hydraulic jump in trapezoidal and rectangular channels. *Transactions of the Japanese Society of Civil Engineering*, 1976a, núm. 8 pp.122-125.
- OHTSU, I. Free hydraulic jump and submerged hydraulic jump in trapezoidal and rectangular channels. *Proceedings of the Japanese Society of Civil Engineers*, 1976b, vol. 246, núm. 2, pp. 57-72 .
- POSEY, C. J. y HSING, P. S. Hydraulic jump in trapezoidal channel. *Engineering News-Record*, 1938, núm. 22, vol. 121, pp. 797-798.
- SOTELO, Gilberto y RODRIGUEZ, E. Salto hidráulico en canales de sección geométrica sencilla. *Revista Ingeniería*, 1970, vol. XL, pp. 1116-1128.
- SOTELO, Gilberto y VALDEZ, I.I. Disipadores de energía de sección trapecial. *XX Congreso latinoamericano de hidráulica, AIIH*, La Habana, 2002, memorias, ponencia F.8, 10 pp.
- SOTELO, Gilberto y VALDEZ, I.I. Tanques amortiguadores de sección trapecial. *XXI Congreso latinoamericano de hidráulica, AIIH*, Brasil, 2004, memorias, ponencia G167, 7 pp. ISBN 85-904853-2-3.
- SOTELO, Gilberto. Cálculo de tanques de amortiguación de sección trapecial. *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, 1961, vol. XV, núm. 1.
- SOTELO, Gilberto. *Hidráulica de canales*. México, UNAM, Facultad de ingeniería, 2002, 836 pp.
- US BUREAU OF RECLAMATION. *Design of small dams*. Primera edición, Washington, 1960, 611 pp.