



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
DE CARTAGENA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES
Y PUERTOS, Y DE INGENIERÍA DE
MINAS



MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO FIN DE MÁSTER

“ANÁLISIS DE CUENCOS DE
DISIPACIÓN: ESTUDIO EXPERIMENTAL
DE LA ESTRUCTURA NORMALIZADA
LYAPIN”

ROCÍO LÓPEZ MORENO

Dirigido por

D. Antonio Viguera Rodríguez

Doctor Ingeniero Industrial

D. José María Carrillo Sánchez

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

AGRADECIMIENTOS

A Antonio Viguera y José María Carrillo, por su total disposición para ayudarme en la realización de este trabajo.

A Juan García Bermejo, por su ayuda en el Laboratorio.

A los profesores del área de Ingeniería Hidráulica, en general, por transmitirme durante sus clases su pasión por la hidráulica.

A mis padres y hermano, por su apoyo durante estos largos años, por enseñarme a no rendirme y por apoyarme en mis decisiones.

A Andrés, por animarme en los momentos malos y hacer más llevaderos estos tres años.

Y por último, a la persona que me ha acompañado durante los últimos ocho años, con la que he llegado hasta aquí, mi mayor apoyo. Mi gran COMPAÑERA, AMIGA Y HERMANA, Inma.

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	4
1.1.	ANTECEDENTES	5
1.2.	OBJETIVOS.....	6
1.3.	CONTENIDO DEL TRABAJO	6
2.	LABOR EXPERIMENTAL Y DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS USADOS.....	7
2.1.	LABOR EXPERIMENTAL	7
2.2.	DESCRIPCIÓN DEL CANAL Y SUS ACCESORIOS.....	7
2.3.	DESCRIPCIÓN DE LA IMPRESORA 3D	11
3.	MARCO TEÓRICO.....	12
3.1.	FLUJO EN CANALES. CONCEPTOS FUNDAMENTALES	12
3.1.1.	TIPOS DE FLUJO.....	12
3.1.2.	ESTADO DEL FLUJO	13
3.1.3.	FUNDAMENTOS FÍSICOS.....	14
3.2.	EL RESALTO HIDRÁULICO	18
3.2.1.	DEFINICIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO	20
3.2.2.	TIPOS DE RESALTOS	24
3.2.3.	CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DEL RESALTO HIDRÁULICO	25
3.2.4.	LONGITUD DEL RESALTO HIDRÁULICO.....	28
3.2.5.	EL PERFIL SUPERFICIAL.....	31
3.2.6.	ECUACIONES FUNDAMENTALES DEL FLUJO TURBULENTO Y DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES EN UN CANAL	31
3.3.	CAVITACIÓN	37
3.4.	TUBO DE PITOT ESTÁTICO.....	39
3.5.	ESTRUCTURAS DE CONTROL	41
3.5.1.	COMPUERTA DE FLUJO INFERIOR CON NIVEL LIBRE AGUAS ARRIBA Y DESCARGA LIBRE	41
3.5.2.	ESTRUCTURAS CON FLUJO SUPERIOR.....	46
3.6.	ESTRUCTURAS DISIPADORAS DE ENERGÍA.....	51
3.6.1.	BLOQUES ESTUDIADOS POR RANGA RAJU	54
3.6.2.	ESTRUCTURA NORMALIZADA LYAPIN	57
4.	ESTUDIO EXPERIMENTAL DE RESALTOS LIBRES	58
4.1.	RESALTOS OBTENIDOS AGUAS ABAJO DE UN ALIVIADERO	58
4.2.	RESALTOS AGUAS ABAJO DE UNA COMPUERTA.....	61
4.3.	PERFILES DE VELOCIDAD DENTRO DEL RESALTO	63
5.	DISEÑO E IMPRESIÓN DE BLOQUES DE IMPACTO	75

5.1.	BLOQUES TRAPEZOIDALES TIPO RANGA RAJU	75
5.2.	ESTRUCTURA NORMALIZADA LYAPIN.....	77
6.	ESTUDIO EXPERIMENTAL DE CUENCOS DISIPADORES DE ENERGÍA	82
6.1.	BLOQUES TRAPEZOIDALES TIPO RANGA RAJU	82
6.1.1.	ANÁLISIS DE ENSAYOS	82
6.1.2.	COMPROBACIÓN DE RESULTADOS	87
6.2.	ESTRUCTURA NORMALIZADA LYAPIN.....	89
6.2.1.	ANÁLISIS DE ENSAYOS	89
6.2.2.	COMPROBACIÓN DE RESULTADOS	93
7.	CONCLUSIONES.....	95
7.1.	VARIABLES ESTUDIADAS EN RESALTOS HIDRÁULICOS LIBRES	95
7.2.	ESTUDIO DEL CUENCO DISIPADOR DE ENERGÍA FORMADO CON LA ESTRUCTURA TIPO RANGA RAJU	96
7.3.	ESTUDIO DEL CUENCO DISIPADOR DE ENERGÍA FORMADO CON LA ESTRUCTURA NORMALIZADA LYAPIN.....	96
ANEJO 1. RESULTADOS OBTENIDOS CON EL TUBO DE PITOT ESTÁTICO EN LA CAMPAÑA DE MUESTREO		99
ANEJO 2. RESULTADOS OBTENIDOS EN LA CAMPAÑA DE MUESTREO DE LOS CUENCOS DISIPADORES DE ENERGÍA		104
ANEJO 2.1. PARÁMETROS MEDIDOS EN EL CUENCO DE DISIPACIÓN FORMADO POR LA ESTRUCTURA TIPO RANGA RAJU		105
ANEJO 2.2. CÁLCULO DE PARÁMETROS PARA LA REALIZACIÓN DE LA FIGURA 78.....		108
BIBLIOGRAFÍA		115

1. INTRODUCCIÓN

La misión básica de los órganos de seguridad de una presa (vertederos y disipadores de energía) es dejar pasar las avenidas sin dañar la presa y sin que los daños que se produzcan sean mayores de los que se hubieran producido sin la existencia de la misma.

Este Trabajo Fin de Máster (TFM) está enfocado en la investigación de los cuencos disipadores de energía en grandes presas.

El objetivo de la disipación de energía mediante la construcción de bloques de impacto a pie de presa es eliminar gran parte de la energía de los flujos de alta velocidad; ya sea por fricción del agua con el aire, difusión dentro del cuenco de amortiguación y/o impacto con las estructuras disipadoras. De este modo, se limitan la erosión y socavación a pie de presa y su posible vuelco, y se garantiza un régimen de restitución al medio natural lo más estable posible.

Para dicha investigación se han llevado a cabo distintas mediciones de resaltes hidráulicos libres en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Politécnica de Cartagena, y a partir de éstas se han diseñado dos tipos de bloques de impacto para disipar la energía del resalto hidráulico, disminuyendo así su longitud. Como suplemento, a la labor experimental realizada, se han estudiado también los perfiles de velocidad dentro del resalto hidráulico.

La pérdida de energía en el vuelo de la lámina o en el impacto con las estructuras disipadoras son ideas cualitativamente aceptadas pero de las que se sabe poco desde el punto de vista cuantitativo. El autor Ranga Raju, K. G. presentó en 1980 un estudio en el que dio a conocer el funcionamiento de cuencos de disipación con bloques trapezoidales. Por otra parte, Oliveira Lemos F. y Lobo Ferreira J., en 1978, estudiaron en el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil de Lisboa el comportamiento de la estructura Lyapin.

En este estudio se han desarrollado los resultados obtenidos por estos dos tipos de estructuras disipadoras:

- I. La estructura tipo Ranga Raju (Figura 1), consistente en una fila de bloques trapezoidales con dimensiones en función de su altura.
- II. La estructura tipo Lyapin (Figura 2) del Instituto Vedeneev de Investigación en Ingeniería Hidráulica de la URSS (VNIIG) consistente en una fila de bloques de impacto, cuyas dimensiones están en función del calado supercrítico.

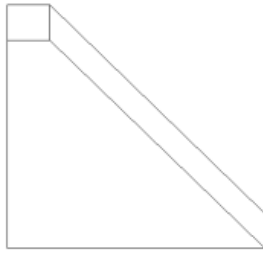


Figura 1. Estructura tipo Ranga Raju

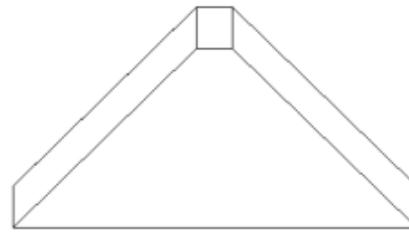


Figura 2. Estructura tipo Lyapin

1.1. ANTECEDENTES

A lo largo de la historia, el agua ha tenido un protagonismo fundamental en la vida del ser humano. Ha modelado y desplazado al hombre desde los primeros asentamientos. La necesidad de almacenar y transportar el agua ha obligado a los seres humanos a esforzarse para alcanzar sus objetivos. Todo esto ha derivado en una tecnología que ha permitido el avance y el progreso de las distintas civilizaciones. Precisamente, del ingenio evolucionado para suplir las necesidades fundamentales del ser humano, nacen las presas, grandes obras con el objetivo de derivar y almacenar el agua para su posterior uso.

Dentro de la ingeniería de presas, los desagües presentan una especial complejidad técnica. Por un lado, las tomas de explotación están estrechamente relacionadas con el objetivo de la obra; éste no tendría utilidad alguna sin ellas, pues forman un todo único funcional. Pero junto con este objetivo de explotación, la presa se encuentra con otro hecho de vital importancia: la necesidad de evacuar el agua sobrante de las avenidas.

Estos caudales extremos se presentan muy localizados en el tiempo y concentrados en avenidas de duración relativamente corta con caudales muy grandes. Su evacuación plantea problemas de gran envergadura, no solo por los caudales en sí, sino por la elevación del nivel del cauce producida por la presa. Esta energía suplementaria ha de amortiguarse de alguna forma para evitar la erosión aguas abajo de la obra, dado que puede comprometer la estabilidad de la estructura.

Los órganos destinados a la evacuación de caudales sobrantes se llaman aliviaderos y las estructuras diseñadas para garantizar el reintegro del caudal aliviado en las condiciones energéticas necesarias se denominan cuencos de amortiguación.

En la ingeniería de presas, la técnica ha avanzado considerablemente aprendiendo muchas veces de nuestros propios errores. Los métodos de cálculo empleados son cada vez más avanzados y las posibilidades que ofrece la potencia computacional y el desarrollo de nuevos algoritmos permite hoy en día calcular aspectos hidrodinámicos que tan solo hace una década eran impensables. En el terreno de lo experimental, los métodos también han avanzado mucho, tanto para los equipos intrusivos como para los no intrusivos.

Este avance también ha tenido lugar en muchos otros campos de la ingeniería, sin embargo en el caso de la hidráulica de lámina libre el salto metodológico es mucho mayor. En este campo,

es frecuente encontrarse con relaciones empíricas obtenidas en laboratorio ajustadas mediante coeficientes experimentales. Otras veces, se hace uso de modelos numéricos uni o bidimensionales, frecuentemente acoplados con relaciones empíricas que permiten calcular fenómenos no contemplados en las hipótesis de partida de las ecuaciones empleadas. En el caso de los flujos supercríticos de los aliviaderos, debido a las grandes velocidades del flujo, se hace casi impensable el uso de un modelo numérico que no recoja esta gran complejidad del flujo turbulento emulsionado.

Dada la situación actual en los países desarrollados con el recurso en gran medida regulado, no así todavía en los países en vías de desarrollo, surgen nuevas posibilidades dentro de la ingeniería de presas como son las obras de protección contra avenidas aún por construir. La adaptación de obras de disipación de energía a nuevos caudales de diseño derivados de los nuevos estudios hidrológicos es una tarea que tendrá que acometerse a medio plazo. La remodelación de estas obras hoy por hoy obliga a estudios técnicos muy avanzados y grandes desembolsos por parte de la administración, siendo lo normal la construcción de una obra nueva auxiliar que amortigüe estos caudales excedentes: Las estructuras disipadoras de energía.

1.2. OBJETIVOS

En este contexto y con el trabajo de investigación que aquí se presenta, se pretende:

- a) Validar el método usado por el autor Ranga Raju (1980) realizando un contraste teórico-experimental en función de la posición de las piezas con respecto al pie del aliviadero o de la compuerta.
- b) Conocer el funcionamiento del cuenco disipador de energía que se forma a partir de los bloques de impacto tipo Lyapin dando, si fuera posible, nuevos resultados.

1.3. CONTENIDO DEL TRABAJO

El contenido de este Trabajo Fin de Máster está dividido en dos partes fundamentales:

- ✓ Una parte teórica inicial, que sirve de base para comprender los distintos apartados en que se divide el Trabajo. En ella se detallará la base teórica en la que se fundamenta el diseño de los cuencos de disipación de energía en grandes presas.
- ✓ Una parte experimental en la que, por un lado, se contrastan los resultados obtenidos con la bibliografía y estudios afianzados que existen para la estructura disipadora de energía tipo Ranga Raju y, por otro, se pretenden obtener resultados de interés sobre la estructura tipo Lyapin.

2. LABOR EXPERIMENTAL Y DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS USADOS

2.1. LABOR EXPERIMENTAL

La labor experimental llevada a cabo en este Trabajo Fin de Máster ha consistido, en primer lugar, en el estudio de los distintos perfiles del flujo que se dan, en un canal abierto, en consecuencia de los elementos de control dispuestos.

En segundo lugar, una vez analizados dichos perfiles, se han diseñado e imprimido 2 tipos de estructuras disipadoras de energía y se han analizado los perfiles para su posterior comparación teórico-práctica con trabajos ya analizados, así como para la obtención de nuevos resultados.

2.2. DESCRIPCIÓN DEL CANAL Y SUS ACCESORIOS

El canal de ensayo HM 162 (Figura 3) de la casa comercial GUNT tiene una zona de medición acristalada de 12.5 metros con una sección transversal de flujo de 309 mm de anchura y 450 mm de altura.

El agua es bombeada desde el depósito (1) a la tubería de impulsión. Desde ahí, el agua llega al canal (9) a través de una entrada con disipación de energía (8). Al final del canal, el agua vuelve al depósito, por gravedad, a través de una tubería de descarga (12).

El valor teórico del caudal se introduce en el cuadro de control y se regula automáticamente. El valor real del caudal se mide con un caudalímetro electromagnético (Figura 4), situado en la tubería de impulsión y se indica en el cuadro de control.

El nivel de agua en el final del canal se ajusta con una compuerta de clapeta (11).

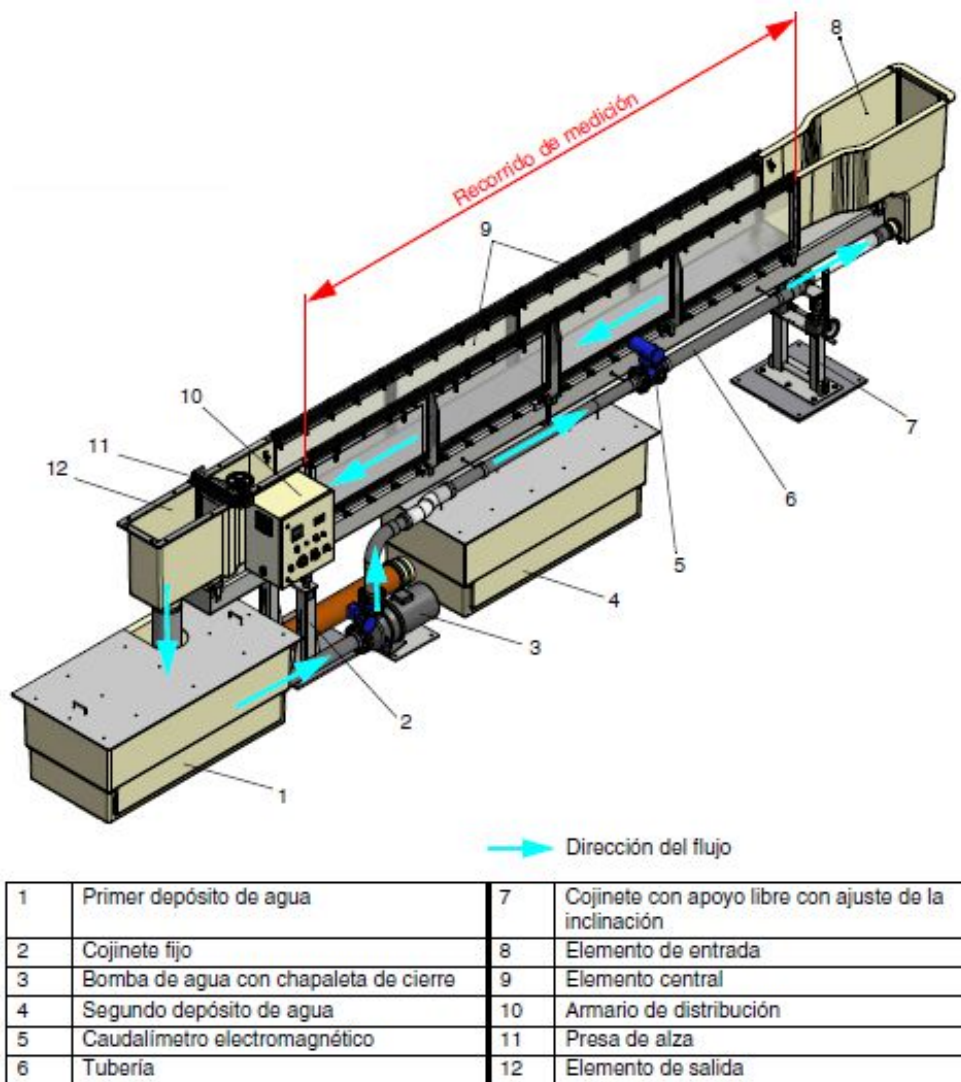


Figura 3 .Vista general del canal de ensayo (Manual HM162)

- **UNIDAD DE BOMBEO Y CAUDALÍMETRO**

La unidad de bombeo consta de una placa base para instalarla y fijarla al suelo y de una bomba con motor trifásico.

El caudal es regulado automáticamente por un variador de frecuencia que modifica el número de revoluciones de la bomba.

La tubería entre la bomba y la entrada del canal posee un caudalímetro electromagnético de la marca Endress-Hauser

A continuación se muestran las características de la bomba.

- Tipo constructivo: Bomba centrífuga
- Fabricante: Lowara
- Modelo: SHS4
- Sustancia bombeada: Agua corriente clara y limpia
- Material: Acero inoxidable
- Altura de elevación máxima: 16,1 m
- Caudal máximo: 132 m³/h



Figura 4. Caudalímetro electromagnético



Figura 5. Bomba centrífuga

- **ESTRUCTURAS DE CONTROL**

Se han dispuesto dos tipos de estructuras de control en el canal para la realización de los ensayos: un vertedero con pie recto tipo WES (Figura 6) y una compuerta plana (Figura 7).

La anchura de los vertederos y de la compuerta es de 304 mm siendo el canal del 309 mm. Esta diferencia es debida al margen que se deja a ambos lados de las estructuras para poder introducirlos en el canal. Los elementos disponen de gomas en sus laterales para impedir el paso del flujo por dicho hueco y que garantizan la estanqueidad.

La altura de los vertederos es de 310 mm y el largo de su base es de 352 mm.

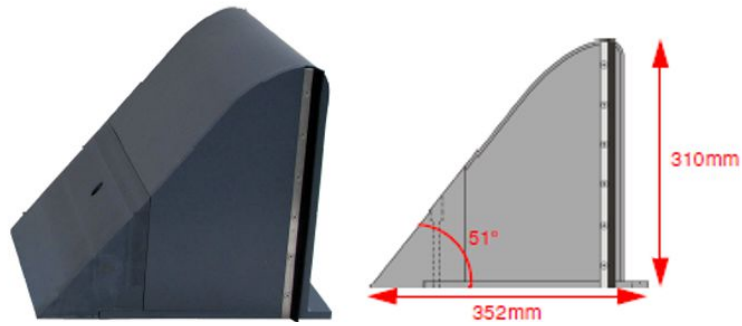


Figura 6. Aliviadero recto tipo WES (Manual HM162)

La compuerta empleada está limitada por una apertura máxima de 9 cm.



Figura 7. Compuerta plana (Manual HM162)

- **Tubo de Pitot Estático**

Para la obtención de las velocidades en el canal, se recurre al uso de un Tubo Pitot Estático (Figura 8). Este es, básicamente, un tubo hueco de sección circular de pequeño diámetro, doblado en L y cuyo eje se alinea con la dirección de la velocidad del flujo en el punto de medida. En la sección 3.3 se detallará su funcionamiento teórico.

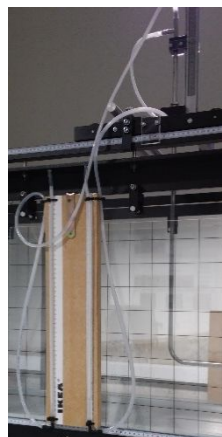


Figura 8. Tubo de Pitot Estático

2.3. DESCRIPCIÓN DE LA IMPRESORA 3D

Las piezas diseñadas se han impreso mediante una impresora 3D modelo PRUSA i3 de la marca BQ (Figura 9). La impresora dispone de un volumen de impresión de 20x30x20 cm.

Esta impresora 3D es del tipo "Adición de polímeros o FDM" y debe su nombre a la técnica utilizada para la impresión, "Deposición de Material Fundido". Lo que hace es ir fundiendo un filamento (hilo) de polímero mediante un pico (boca de salida) y depositando capa sobre capa el material fundido hasta crear el objeto sólido. En esta tecnología, el propio material se va añadiendo por capas hasta crear la forma deseada. Es una tecnología que permite conseguir piezas utilizando plástico ABS o bien PLA (un polímero biodegradable que se produce desde un material orgánico).

Una vez diseñada la pieza en cuestión que se quiere imprimir, se hace un dibujo en CAD (Diseño Asistido por Computador), el cual se exporta en formato .stl al software de la impresora (CURA versión 15.02.1). Aquí se pueden definir una serie de parámetros como por ejemplo el tanto por ciento de relleno que queremos que tenga la pieza, el espesor de las paredes, la velocidad de impresión, etc.

Por último, definidos los parámetros necesarios se genera la impresión del modelo. El tiempo que esto conlleva depende del tamaño de la pieza, pero por lo general es un proceso lento. La pieza más grande que se ha impreso, con un volumen de 22 cm³ y un 20% de relleno, tardó unas 28 horas.

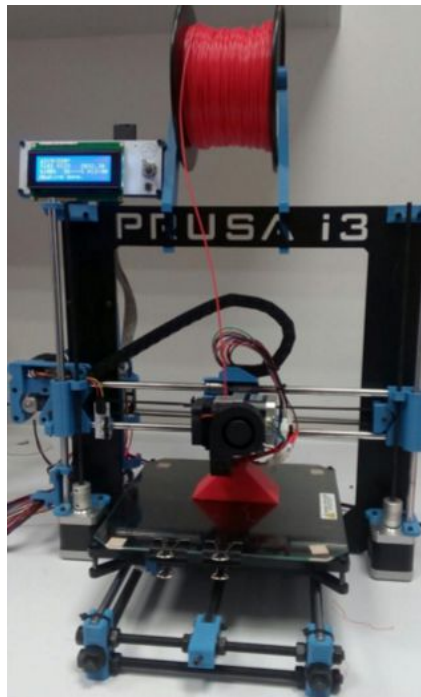


Figura 9. Impresora 3D

3. MARCO TEÓRICO

En este apartado se tratarán una serie de conceptos útiles para el estudio del flujo y el resalto hidráulico en un canal. También se exponen los conceptos necesarios para el diseño de las estructuras disipadoras de energía empleadas.

3.1. FLUJO EN CANALES. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

3.1.1. TIPOS DE FLUJO

Las condiciones de flujo en canales abiertos se complican por el hecho de que la posición de la superficie libre puede cambiar con el tiempo y con el espacio, y también por el hecho de que la profundidad del flujo, el caudal y las pendientes del fondo del canal y de la superficie libre son interdependientes.

El flujo en canales abiertos puede clasificarse en muchos tipos y describirse de varias maneras. La siguiente clasificación se hace de acuerdo con el cambio en la profundidad del flujo con respecto al tiempo y al espacio.

- **FLUJO PERMANENTE Y NO PERMANENTE:** Tiempo como criterio. Se dice que el flujo en un canal abierto es permanente si la profundidad del flujo no cambia o puede suponerse constante durante el intervalo de tiempo en consideración. Por tanto, es no permanente si la profundidad cambia con el tiempo. En muchos problemas en canales abiertos es válido estudiar el comportamiento del flujo solo bajo condiciones permanentes. Sin embargo si el cambio en la condición del flujo con respecto al tiempo es importante, el flujo debe tratarse como no permanente. En avenidas, por ejemplo, el nivel de flujo cambia de manera instantánea a medida que las ondas pasan, y el elemento tiempo se vuelve de vital importancia para el diseño de estructuras de control.

- **FLUJO UNIFORME Y FLUJO VARIADO:** Espacio como criterio. Se dice que el flujo en canales abiertos es uniforme si la profundidad del flujo es la misma en cada sección del canal. Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente, según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo.

El flujo uniforme permanente es el tipo de flujo fundamental que se considera en la hidráulica de canales abiertos. La profundidad del flujo no cambia durante el intervalo de tiempo bajo consideración. El establecimiento de un flujo uniforme no permanente requeriría que la superficie del agua fluctuara de un tiempo a otro pero permaneciendo paralela al fondo del canal.

El flujo es variado si la profundidad de flujo cambia a lo largo del canal. El flujo variado puede ser permanente o no permanente y, además, puede clasificarse también como rápidamente variado o gradualmente variado. El flujo es rápidamente variado si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias comparativamente cortas; de otro modo, es

gradualmente variado. Un flujo rápidamente variado también se conoce como fenómeno local. Algunos ejemplos son el resalto hidráulico y las estructuras de caída.

Para mayor claridad, la clasificación del flujo en canales abiertos se resume de la siguiente manera:

- A. Flujo permanente
 - 1. Flujo uniforme
 - 2. Flujo variado
 - a. Flujo gradualmente variado
 - b. Flujo rápidamente variado
- B. Flujo no permanente
 - 1. Flujo uniforme no permanente (raro)
 - 2. Flujo no permanente (flujo variado no permanente)
 - a. Flujo gradualmente variado no permanente
 - b. Flujo rápidamente variado no permanente

En este Trabajo Fin de Máster se estudia el fenómeno del resalto hidráulico, por tanto, se centra en el flujo rápidamente variado, ya que en él se desarrolla dicho fenómeno hidráulico.

3.1.2. ESTADO DEL FLUJO

El estado o comportamiento del flujo en canales abiertos está gobernado básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad en relación con las fuerzas inerciales del flujo. La tensión superficial del agua puede afectar el comportamiento del flujo bajo ciertas circunstancias, pero no juega un papel significativo en la mayor parte de los problemas de canales abiertos que se presentan en ingeniería.

Un flujo puede ser laminar, turbulento o transicional según el efecto de la viscosidad en relación con la inercia.

Un flujo es laminar si las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las fuerzas inerciales, de tal manera que la viscosidad juega un papel importante en determinar el comportamiento del flujo. En el flujo laminar, las partículas de agua se mueven en trayectorias suaves definidas o líneas de corriente, y las capas de fluido con espesor infinitesimal parecen deslizarse sobre capas adyacentes.

Un flujo es turbulento si las fuerzas viscosas son débiles en relación con las inerciales. En flujo turbulento, las partículas del agua se mueven en trayectorias irregulares. Que no son suaves ni fijas, pero que en conjunto todavía representan el movimiento hacia delante de la corriente entera.

Entre los estados de flujo laminar y turbulento existe un estado mixto o transicional.

El efecto de la viscosidad en relación con la inercia se representa mediante el número de Reynolds (R^*), definido por

$$R^* = \frac{VL}{\nu} \quad (3-1)$$

donde:

V = velocidad del flujo (m/s)

L = longitud característica (m)

ν = viscosidad cinemática del agua (m²/s)

En el flujo en canales abiertos, la longitud característica se hace igual a la profundidad hidráulica D , la cual está definida como el área de la sección transversal del agua perpendicular a la dirección del flujo en el canal, dividido entre el ancho de la superficie libre. Para canales rectangulares es igual a la profundidad de la sección de flujo.

El estado del flujo cambia de laminar a turbulento a medida que el número de Reynolds aumenta. No existe un límite superior definido para todas las condiciones de flujo, pero para propósitos prácticos se puede decir que el rango de la zona de transición va desde 500 a 2000.

Por otra parte, el efecto de la gravedad sobre el estado de flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales. Esta relación está dada por el número de Froude (F_r), definido como

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (3-2)$$

donde:

V = velocidad media del flujo (m/s)

g = gravedad (m/s²)

L = longitud característica o profundidad hidráulica (m)

Cuando F_r es igual a 1 se dice que el flujo está en un estado crítico y la ecuación (3-2) queda

$$V = \sqrt{gD} \quad (3-3)$$

Si el número de Froude es menor que la unidad el flujo es subcrítico. En este estado el papel jugado por las fuerzas gravitacionales es más pronunciado; por tanto el flujo tiene una velocidad baja y a menudo se describe tranquilo o de corriente lento. Sin embargo, si F_r es mayor que la unidad, el flujo es supercrítico y en este caso las fuerzas inerciales se vuelven dominantes; el flujo tiene una alta velocidad y se describe usualmente como rápido.

3.1.3. FUNDAMENTOS FÍSICOS

Como se ha comentado anteriormente, se denomina flujo bruscamente variado a aquel flujo en el cual la superficie libre del agua varía en tramos cortos. De forma básica, la aceleración o el retardo de la masa de agua provoca tal variación. En estos casos, las pérdidas de energía

pueden ser consideradas en forma global, de tal modo que para el cálculo del flujo son suficientes las ecuaciones de la energía y del impulso. Por el contrario, el flujo gradualmente variado se caracteriza porque las variaciones en la ubicación de la superficie libre del agua ocurren en tramos largos; la resistencia del fondo y las paredes determinan dichas variaciones. En estos tipos de flujo se puede dejar de considerar los efectos de la aceleración; para su cálculo es necesaria una estimación correcta del valor adecuado de la resistencia al flujo y de las pérdidas por rozamiento.

El flujo gradualmente variado es el flujo permanente cuya profundidad varía de manera gradual a lo largo de la longitud del canal. Esta definición establece dos condiciones:

1. El flujo es permanente; es decir, las características hidráulicas del flujo permanecen constantes para el intervalo de tiempo considerado.
2. Las líneas de corriente son paralelas; es decir, prevalece la distribución hidrostática de presiones sobre la solera del canal.

Todas las teorías así desarrolladas, en general, giran alrededor de la siguiente suposición básica:

- *“La pérdida de altura en una sección es la misma que para un flujo uniforme que tiene la velocidad y el radio hidráulico de la sección”.*

De acuerdo con esta suposición, la ecuación de flujo uniforme puede utilizarse para evaluar la pendiente de energía de un flujo gradualmente variado en una sección de canal determinada. El coeficiente de rugosidad desarrollado en principio para flujo uniforme se aplica al flujo variado.

El cálculo de las pérdidas por rozamiento, expresadas como la pendiente de la línea de energía S_e , para el caso de flujo uniforme, generalmente se realiza en canales con la ayuda de la ecuación de Gauckler-Manning-Strickler:

$$Q = A \cdot \bar{u} = A \cdot n_s \cdot R^{1/3} \cdot S^{1/2} \quad (3-4)$$

donde:

Q = caudal

A = área de la superficie transversal del flujo

\bar{u} = velocidad promedio dada, en la dirección x , por

$$\bar{u} = \frac{1}{A} \iint_A u \cdot dA \quad (3-5)$$

$R = A/P$ = radio hidráulico

P = perímetro mojado

n_s = constante empírica, o número de Manning, que depende del material del canal

S = pendiente del canal

Esta ecuación sirve también de base para deducir las ecuaciones fundamentales del flujo gradualmente variado. Para poder utilizar esta ecuación básica de cálculo en el caso de flujo gradualmente variado, se requiere la hipótesis fundamental siguiente:

- A. *Los cambios en la profundidad del agua (y) y la velocidad media del flujo (\bar{u}) son tan graduales a lo largo del canal, que en el cálculo de la pendiente de la línea de energía (S_e) se puede utilizar una fórmula de flujo uniforme (por ejemplo, Manning).*

Cabe citar que, además de la hipótesis básica mencionada (A), se deben tener en cuenta las siguientes:

- B. *La pendiente del canal es baja; esto significa que :*
- *La profundidad de flujo es la misma sin importar si se utiliza la dirección vertical o normal al fondo del canal.*
 - *El factor de corrección de presiones $\cos \vartheta$, en la formulación $h = d \cos \vartheta$, es igual a la unidad, ya que la curvatura de las líneas de corriente es insignificante en todo punto, de tal manera que se puede suponer una distribución hidrostática de presiones.*
 - *No ocurre entrada de aire.*
- C. *El canal es prismático; es decir, el canal tiene alineamiento y forma constantes.*
- D. *La distribución de velocidad en la sección de canal es fija. Por tanto, el coeficiente de corrección de energía cinética α es constante.*
- E. *La conductividad del canal y el factor de sección son funciones exponenciales de la profundidad de flujo.*
- F. *El coeficiente de rugosidad es independiente de la profundidad de flujo y constante a través del tramo del canal bajo consideración.*

La aproximación es tanto mejor cuanto más gradual sea la variación de la profundidad y de la velocidad media, y cuanto menor sea la longitud del intervalo longitudinal (ΔX) seleccionado a lo largo del canal. La formulación matemática de esta hipótesis se expresa, con la ayuda de las definiciones de la Figura 10, de la siguiente forma:

$$Q \approx A_m \cdot \bar{u}_m = A_m \cdot n_s \cdot R_m^{2/3} \cdot S_e^{2/3} \quad (3-6)$$

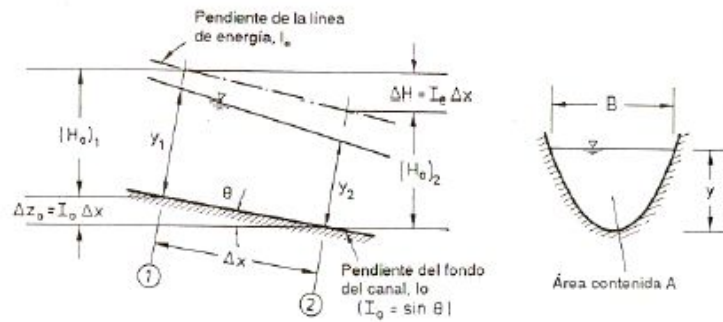


Figura 10. Esquema de definiciones para calcular por intervalos la superficie libre del agua. (Hidráulica de canales abiertos. Ven te Chow)

Según la ecuación 3-6, se puede calcular la pendiente de la línea de energía (S_e) en el tramo ΔX cuando se conocen los valores A_m y R_m (valores de A y R para $y = y_m$, siendo y_m el calado medio) además del caudal (Q) para la sección transversal media del flujo, siendo \bar{u}_m el valor de la velocidad \bar{u} para $y = y_m$. Siempre que ΔX sea suficientemente pequeño. La profundidad para esta sección transversal media en canales prismáticos se puede suponer, con suficiente aproximación, igual a la media aritmética:

$$y_m = \frac{y_1 + y_2}{2} \quad (3-7)$$

El cálculo por intervalos de la superficie libre del agua (o bien, el cálculo según el método de las diferencias finitas), requiere formular la ecuación de la energía para las condiciones representadas en la Figura 10.

$$S_0 \cdot \Delta X + (H_0)_1 = S_e \cdot \Delta X + (H_0)_2 \quad (3-8)$$

Siendo S_0 la pendiente del canal y donde H_0 representa la energía específica en la sección transversal de flujo considerada (Figura 11):

$$H_0 = y \cdot \cos \theta + \alpha \frac{\bar{u}^2}{2g} \quad (3-9)$$

O aproximadamente, $H_0 = y + \alpha \frac{\bar{u}^2}{2g}$ para valores muy pequeños de θ y para $\alpha \approx 1$. Siendo θ el ángulo que forma la solera del canal con la horizontal y α el coeficiente de uniformidad del flujo, el cual se puede suponer 1 cuando la pendiente del canal es muy pequeña.

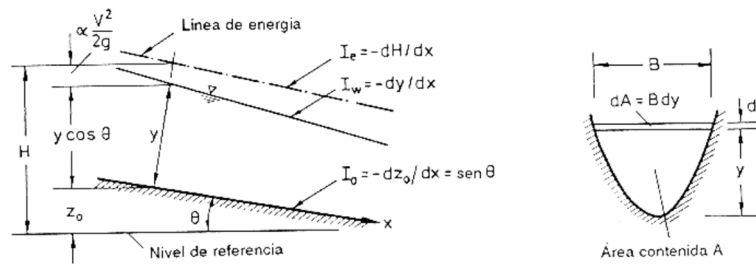


Figura 11. Esquema de definición para derivar la ecuación diferencial. (Hidráulica de canales abiertos. Ven te Chow)

De la ecuación (3-8) se obtiene:

$$\Delta X = \frac{(H_0)_1 - (H_0)_2}{S_e - S_0} = \frac{\Delta H_0}{S_e - S_0} \quad (3-10)$$

Con estas relaciones se puede calcular cualquier perfil de superficie libre del agua en el caso del flujo gradualmente variado. Para ello existen, básicamente, dos metodologías de cálculo en las que se parte de relaciones de flujo conocidas en una de las secciones transversales; se determinan las relaciones de la sección transversal vecina con ayuda de las ecuaciones (3-6) y (3-10). Con el método de las diferencias finitas, en el que se tiene la ventaja de que se eliminan las iteraciones, se elige una profundidad de agua para sección vecina, con ésta se calculan los valores de y_m , A_m y R_m (ecuación (3-7)), se sustituyen en la ecuación (3-6) para determinar S_e y, finalmente, con la ecuación (3-10) se evalúa la distancia ΔX entre las dos secciones transversales. Si, por otro lado, la longitud ΔX de los intervalos está predefinida (por ejemplo en casos donde se posee información acerca del canal sólo en pocas secciones transversales de flujo), se ejecutan iteraciones, según el método de las diferencias finitas, hasta satisfacer en forma simultánea las ecuaciones (3-6) y (3-8) para las condiciones de contorno dadas.

Con las condiciones anteriores quedan presentadas las ecuaciones básicas para el cálculo de flujo gradualmente variado.

3.2. EL RESALTO HIDRÁULICO

En 1818, el italiano Bidone realizó las primeras investigaciones experimentales del resalto hidráulico. Esto llevó a Bélanger en 1828 a diferenciar entre las pendientes suaves (subcríticas) y las fuertes (supercríticas), debido a que observó que en canales de fuertes pendientes a menudo se producían resaltos hidráulicos generados por barreras en el flujo uniforme original. De ahí en adelante muchos autores han realizado numerosos estudios. Algunos contribuyentes destacados a nuestro conocimiento presente sobre este tema son Bresse (1860), Darcy y Bazin (1865), Ferriday y Merriman (1894), Gibson (1913), Kennison (1916), Woodward y Riegel-Beebe (1917), Koch y Carstanjen (1926), Lindquist (1927), Safranez (1927), Einwachter (1933), Smetana (1934), Bakhmeteff y Matzke (1936), Escande (1938), Citrini (1939), Nebbia (1940), Kindsvater (1944), Nlaisedell (1984), Forster Skrinde (1950), Rouse Siao y Nagaratnam (1958) y muchos otros.

En principio, la teoría del resalto desarrollada corresponde a canales horizontales o ligeramente inclinados en los que el peso del agua dentro del resalto hidráulico tiene muy poco efecto sobre su comportamiento y, por consiguiente, no se considera en el análisis. Sin embargo, los resultados obtenidos de este modo pueden aplicarse a la mayor parte de los canales encontrados en problemas de ingeniería. Para canales con pendiente alta el efecto del peso del agua dentro del resalto puede ser tan significativo que debe incluirse en el análisis.

El resalto hidráulico es el fenómeno por el que un flujo pasa de régimen supercrítico a régimen subcrítico, siendo el flujo de variación rápida. El resalto hidráulico puede tener lugar ya sea, sobre la superficie libre de un flujo homogéneo o en una interfase de densidad de un flujo estratificado.

Dentro del campo de flujo de canales abiertos, las aplicaciones prácticas del resalto hidráulico son muchas, se puede utilizar para:

- Disipar la energía del agua que fluye sobre presas, vertederos y otras estructuras hidráulicas, y prevenir de esta manera la socavación aguas abajo de las estructuras.
- Recuperar altura o aumentar el nivel de agua en el lado de aguas abajo de un canal de medición y mantener un nivel alto del agua en el canal de riego o de cualquier estructura para distribución de aguas.
- Incrementar el peso sobre la zona de aguas abajo de una estructura de mampostería y reducir la subpresión bajo dicha estructura aumentando la profundidad del agua en su zona de aguas abajo.
- Aumentar el caudal por debajo de una compuerta deslizante manteniendo alejada la profundidad de aguas abajo, debido a que la altura efectiva se reducirá si la profundidad de aguas abajo ahoga el resalto. Este principio lo aplicó Saughey a un aparato conocido como incrementador de caída que se utilizaba para incrementar la altura efectiva en una planta de generación hidroeléctrica durante los períodos de crecida, manteniendo alejado el nivel de aguas del lado de aguas abajo de la salida del tubo de aspiración mediante un resalto hidráulico.
- Indicar la presencia de una sección de control, de tal manera que pueda localizarse una estación de aforo.
- Mezclar químicos utilizados para la purificación de aguas y casos similares.
- Airear el agua en sistemas de suministros urbanos.
- Remover bolsas de aire en las líneas de suministro de agua y prevenir el taponamiento por aire.

Para el flujo supercrítico en un canal rectangular horizontal, la energía del flujo se disipa a través de la resistencia friccional a lo largo del canal, dando como resultado un descenso en la velocidad y un incremento en la profundidad en la dirección del flujo. Un resalto hidráulico se formará en el canal si el número de Froude (F_1) del flujo, la profundidad del flujo supercrítico (y_1) y la profundidad del flujo aguas abajo (y_2) satisfacen la siguiente ecuación:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (3-11)$$

donde

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} \quad (3-12)$$

De esta forma, la relación entre las profundidades conjugadas, y_2/y_1 , resulta una función clara y definida de la forma de la sección transversal y del número de Froude.

A continuación se desarrollará el cálculo de la ecuación (3-11) con más detalle, obteniéndola a partir de la definición de cantidad de movimiento por medio de los calados conjugados en el canal.

3.2.1. DEFINICIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO

Cuando se examina la aplicación de la segunda Ley del movimiento de Newton en los problemas básicos de flujo permanente en canales abiertos, se debe comenzar con el caso de un problema general, como se muestra esquemáticamente en la Figura 12. Dentro del volumen de control definido en esta figura, hay una pérdida desconocida de energía y/o cantidad de movimiento lineal del flujo. En muchos casos, este cambio en la cantidad de movimiento se asocia con un cambio en el tirante del flujo. La aplicación de la ecuación integral de la cantidad de movimiento o momentum (en una forma unidimensional) para este volumen de control es:

$$F'_1 + W \sin \theta - F'_2 - F'_f - F'_{aire} = \frac{\rho}{g} Q (\beta_2 \bar{u}'_2 - \beta_1 \bar{u}'_1) \quad (3-13)$$

donde

F'_1 y F'_2 = componentes de la presión que actúan en las secciones 1 y 2, respectivamente.

W = peso del fluido entre las secciones 1 y 2.

F'_f = sumatorio de las fuerzas de fricción con las paredes del canal

F'_{aire} = sumatorio de las fuerzas de fricción con el aire

γ = peso específico del fluido

g = gravedad

Q = caudal

θ = ángulo de la pendiente del canal

β_1 y β_2 = coeficientes de corrección de la uniformidad de la velocidad.

\bar{u}_1 y \bar{u}_2 = velocidad promedio en la dirección x de las secciones 1 y 2, dada por

$$\bar{u} = \frac{1}{A} \iint u \cdot dA \quad (3-14)$$

A= área hidráulica

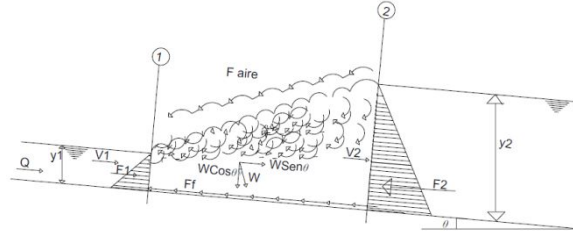


Figura 12. Definición esquemática para la cantidad de movimiento específico o momentum

Si se supone que, θ es pequeña y, por tanto, $\text{sen } \theta = 0$ y $\text{cos } \theta = 1$; $\beta_1 = \beta_2 = 1$, $\gamma, F'_f = 0$, la ecuación será

$$\gamma \check{z}_1 A_1 - \gamma \check{z}_2 A_2 - F'_{aire} = \frac{\gamma}{g} Q (\bar{u}_2 - \bar{u}_1) \quad (3-15)$$

donde

\check{z}_1 y \check{z}_2 = Distancias a los centroides de las respectivas áreas hidráulicas A_1 y A_2 desde la superficie libre.

$$F_1 = \gamma \check{z}_1 A_1 \quad \text{y} \quad F_2 = \gamma \check{z}_2 A_2 \quad (3-16)$$

$$\bar{u}_1 = \frac{Q}{A_1} \quad \text{y} \quad \bar{u}_2 = \frac{Q}{A_2} \quad (3-17)$$

Por tanto, sustituyendo y reagrupando, obtenemos:

$$\frac{F_{aire}}{\gamma} = \left(\frac{Q^2}{gA_1} + \check{z}_1 A_1 \right) - \left(\frac{Q^2}{gA_2} + \check{z}_2 A_2 \right) \quad (3-18)$$

$$\frac{F_{aire}}{\gamma} = M_1 - M_2 \quad (3-19)$$

$$M = \frac{Q^2}{gA} + \check{z}A \quad (3-20)$$

Conociéndose M como la función “momentum” (cantidad de movimiento específico) o fuerza específica.

Cuando se grafica el calado del flujo (y) contra M se produce una curva de momentum que tiene dos ramas (Figura 13). El tramo de abajo AC se aproxima asintóticamente al eje horizontal cuando el tramo superior, BC, se extiende indefinidamente hacia arriba y a la derecha. Así, en analogía con el concepto de energía específica y para un valor dado de M, la curva M-y determina los calados conjugados o alternos de un resalto hidráulico.

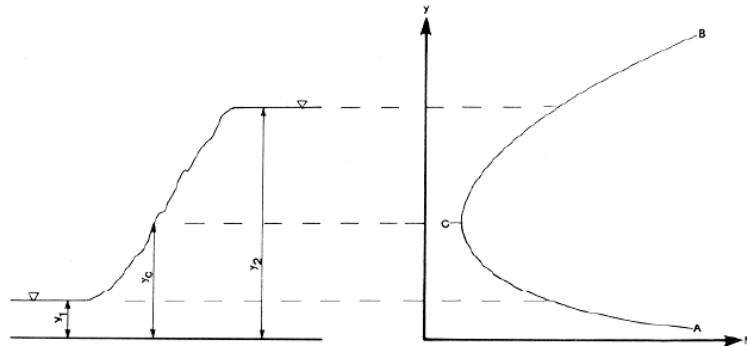


Figura 13. Curva de momentum y calados conjugados y_1 e y_2 de un resalto hidráulico. (Hidráulica de canales abiertos. Ven te Chow)

El valor mínimo de la función momentum (C) puede calcularse si se supone que existe un flujo paralelo y una distribución uniforme de velocidad, al tomar la primera derivada de M con respecto a “y” y al igualar la expresión a cero:

$$\frac{dM}{dy} = -\frac{Q^2}{gA^2} \frac{dA}{dy} + \frac{d(zA)}{dy} = 0 \quad (3-21)$$

y

$$-\frac{Q^2}{gA^2} \frac{dA}{dy} + A = 0 \quad (3-22)$$

donde

$$d(\hat{z}A) = \left[A(\hat{z} + dy) + \frac{T(dy)^2}{2} \right] - \hat{z}A - A dy \quad (3-23)$$

En la Figura 14 se puede observar como para un caudal específico, el momentum mínimo ocurre con la energía específica mínima y corresponde también al calado crítico. Esto se demuestra asumiendo que $(dy)^2 \approx 0$, y asumiendo $dA/dy = T$, $\bar{u} = Q/A$, y $D = A/T$ en la ecuación (3-22), siendo D el tirante hidráulico y T el ancho de la superficie libre del agua. De esta forma queda:

$$\frac{\bar{u}^2}{2g} = \frac{D}{2} \quad (3-24)$$

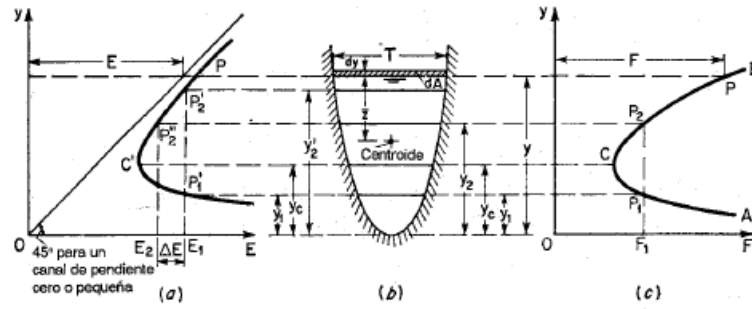


Figura 14. Curva de momentum complementada con una curva de energía específica. (a) Curva de energía específica; (b) Sección del canal; (c) Curva de momentum. (Hidráulica de canales abiertos. Ven te Chow)

Comparando en la Figura 14 la curva de fuerza específica con la de energía específica se observa que para una determinada energía específica E_1 , la curva de energía específica indica dos posibles profundidades, es decir, un nivel y_1 en la región supercrítica y un nivel y_2' de flujo subcrítico. Para un determinado valor de F_1 , la curva de fuerza específica también indica dos profundidades posibles, es decir, una profundidad inicial y_1 en la región supercrítica y una profundidad secuencia y_2 en la región de flujo subcrítico. Se supone que el nivel y_1 es el mismo en ambos casos. Las dos curvas indican que la profundidad y_2 es siempre menor que y_2' . Además, la curva de energía específica muestra que el contenido de energía E_2 para la profundidad y_2 es menor que el contenido de energía E_1 para la profundidad y_2' . Por consiguiente, para mantener un valor constante de F_1 , la profundidad de flujo debe cambiar de y_1 a y_2 con el costo de perder cierta cantidad de energía, que es igual a $E_1 - E_2 = \Delta E$. Nótese en este punto, que las profundidades y_1 y y_2' mostradas por la curva de energía específica son las profundidades alternas de un resalto hidráulico.

El cálculo del resalto hidráulico siempre se empieza por la ecuación (3-19). Si se considera que el resalto ocurre en un canal con un fondo horizontal y $P_f=0$, entonces, la ecuación (3-19) queda

$$M_1 = M_2 \quad (3-25)$$

O

$$\frac{Q^2}{gA_1} + \bar{z}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + \bar{z}_2 A_2 \quad (3-26)$$

En el caso de un canal rectangular con un ancho b , si se realizan las siguientes sustituciones: $Q = \bar{u}_1 A_1 = \bar{u}_2 A_2$, $A_1 = by_1$, $A_2 = by_2$, $\bar{z}_1 = 1/2 y_1$ y $\bar{z}_2 = 1/2 y_2$ en la ecuación (3-26) se obtiene:

$$\frac{q^2}{g} \left(\frac{1}{y_1} - \frac{1}{y_2} \right) = \frac{1}{2} (y_2^2 - y_1^2) \quad (3-27)$$

Donde $q = Q/b$ es el caudal por unidad de ancho. Reagrupando y sustituyendo queda la ecuación de Bélanger para el calado conjugado o alternativo:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (2-28)$$

Esta ecuación puede representarse mediante la curva mostrada en la Figura 15, la cual se ha verificado con muchos datos experimentales y es muy útil para el análisis y el diseño de resaltos hidráulicos.

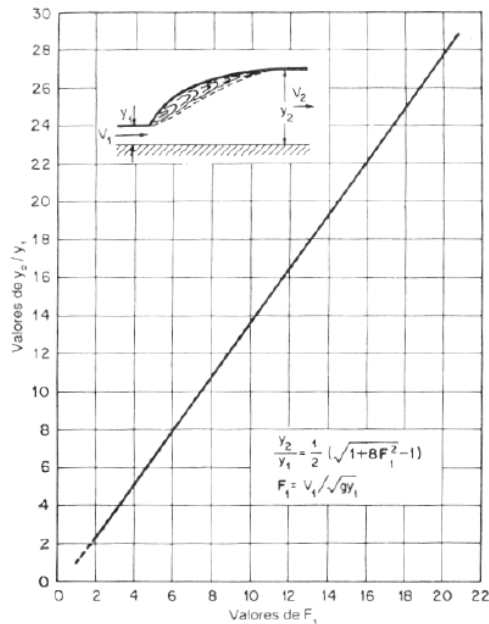


Figura 15. Relación entre F_1 e y_2/y_1 para un resalto hidráulico en un canal rectangular horizontal. (Hidráulica de canales abiertos. Ven te Chow)

3.2.2. TIPOS DE RESALTOS

Los resaltos hidráulicos con fondo horizontales se clasifican en varias clases. De acuerdo con los estudios de U. S. Bureau of Reclamation éstos pueden clasificarse según el número de Froude del flujo entrante (F_1), como sigue (Figura 16):

- Para $F_1=1$, el flujo es crítico y por consiguiente no se forma resalto.
- Para $F_1=1$ a 1.7, la superficie del agua muestra ondulaciones y se presenta el **resalto ondulante**.
- Para $F_1=1.7$ a 2.5, se desarrolla una serie de remolinos sobre la superficie del resalto, pero la superficie del agua hacia aguas abajo permanece uniforme y la pérdida de energía es baja. Se presenta entonces el **resalto débil**.
- Para $F_1=2.5$ a 4.5, existe un chorro oscilante que entra desde el fondo del resalto hasta la superficie y se devuelve sin ninguna periodicidad. Cada oscilación produce una onda grande con periodo irregular, muy común en canales, que puede viajar a lo largo de varios kilómetros causando daños a bancales de tierra y escolleras de protección. Se produce entonces el **resalto oscilante**.
- Para $F_1=4.5$ a 9, el final de aguas abajo del remolino superficial y el punto sobre el cual el chorro de alta velocidad tiende a dejar el flujo, ocurren prácticamente en la misma sección vertical. La acción y la posición de este resalto son menos sensibles a la variación en la profundidad aguas abajo. El resalto se encuentra bien balanceado y su

comportamiento es el mejor. La disipación de energía varía del 45% al 70%. Se presenta entonces el **resalto estable**.

- Para $F_1=9$ y mayores, el chorro de alta velocidad choca con paquetes de agua intermitentes que corren hacia abajo a lo largo de la cara frontal del resalto, generando ondas hacia aguas abajo, y puede prevalecer una superficie rugosa. La acción del resalto es brusca pero efectiva debido a que la disipación de energía puede alcanzar un 85%. Se produce entonces el **resalto fuerte**.

Los rangos del número de Froude dados arriba para los diferentes tipos de resalto no están claramente delimitados, sino que se traslapan en cierto modo según las condiciones locales.

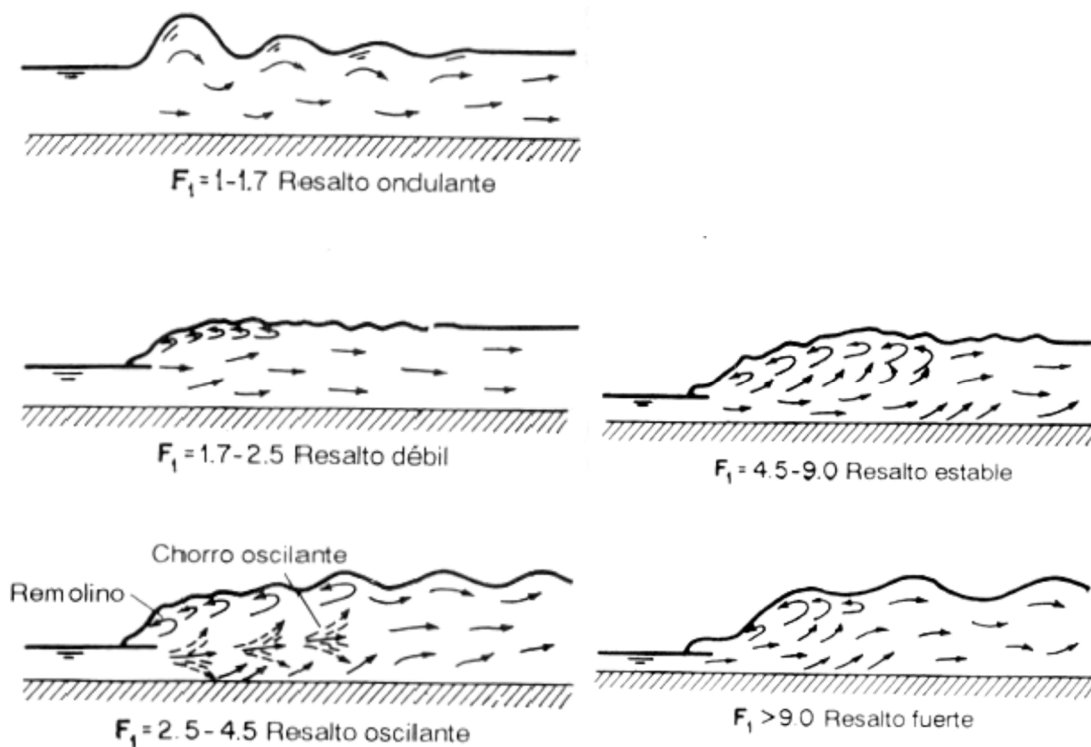


Figura 16. Clasificación de resallos hidráulicos en función del número de Froude (F_1). (Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow)

3.2.3. CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DEL RESALTO HIDRÁULICO

A continuación se estudian varias características básicas del resalto hidráulico en canales rectangulares horizontales:

- **PÉRDIDA DE ENERGÍA.** En el resalto la pérdida de energía (ΔE) es igual a la diferencia de las energías específicas antes y después del resalto. Se calcula a partir de la ecuación de la energía, suponiendo que $\alpha_1 \approx \alpha_2 \approx 1$; esto es:

$$\frac{q^2}{2gy_1^3} + y_1 = \frac{q^2}{2gy_2^3} + y_2 + \Delta E \quad (3-29)$$

Con lo que se obtiene

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2} \quad (3-30)$$

La relación $\Delta E/E_1$ se conoce como pérdida relativa, y es igual a

$$\frac{\Delta E}{E_1} = \frac{2 - 2(y_2 - y_1) + 8F_1^2 |1 - (y_1/y_2)^2|}{2 + F_1^2} \quad (3-31)$$

- EFICIENCIA. La relación entre la energía específica antes y después del resalto se define como la eficiencia del resalto. Es una función adimensional, que depende sólo del número de Froude del flujo de aproximación.

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8F_1^2 + 1)^{3/2} - 4F_1^2 + 1}{8F_1^2(2 + F_1^2)} \quad (3-32)$$

- ALTURA DEL RESALTO. La diferencia entre las profundidades antes y después del resalto es la altura del resalto, o $h_j = y_2 - y_1$. Se expresará cada término como una relación con respecto a la energía específica inicial,

$$\frac{h_j}{E_1} = \frac{y_2}{E_1} - \frac{y_1}{E_1} \quad (3-33)$$

donde h_j/E_1 es la altura relativa, y_1/E_1 es la profundidad inicial relativa y y_2/E_1 es la profundidad seciente relativa.

Puede demostrarse que todas estas relaciones son funciones adimensionales del número de Froude (F_1). En la Figura 17 se muestra que la concordancia entre el análisis del flujo y el resultado experimental con respecto a y_2/y_1 es muy aceptada, a pesar de las simplificaciones introducidas, como por ejemplo $\alpha = \beta = 1$.

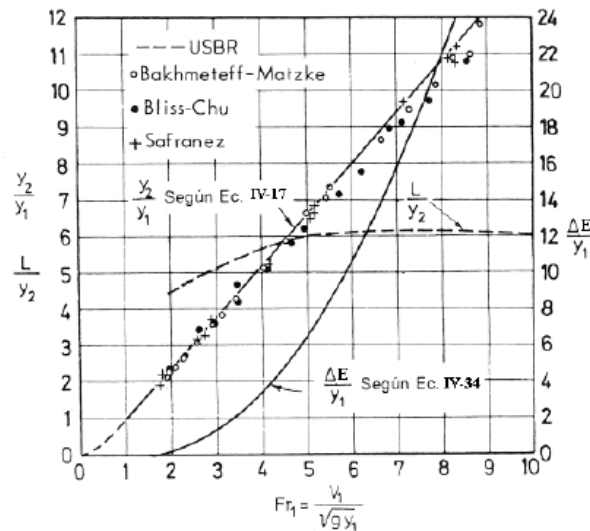


Figura 17. Parámetros característicos del resalto hidráulico en un canal rectangular. (Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow)

En la Figura 18 se muestra la pérdida de energía originada en el resalto hidráulico en relación con la altura de energía específica en la sección de entrada, y se compara con los resultados experimentales del U.S. Bureau of Reclamation (1964). Según se puede observar, esta pérdida aumenta de forma considerable con el número de Froude y alcanza valores muy elevados. Así por ejemplo, Δh para un $F_1=5$ llega a ser alrededor del 50% de la altura original de la energía específica. Este comportamiento explica claramente la razón por la cual el resalto hidráulico se utiliza con frecuencia para disipar el exceso de energía en infraestructuras de evacuación de avenidas.

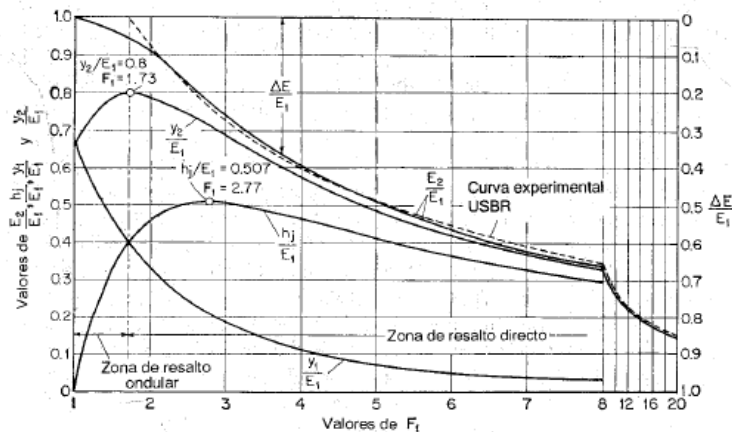


Figura 18. Curva característica de resaltos hidráulicos en canales rectangulares horizontales. (Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow)

Con referencia a estas curvas, destacar que:

- La máxima altura relativa h_1/y_1 es 0.507, la cual ocurre cuando $F_1=2.77$.
- La máxima profundidad relativa y_2/E_1 es 0.4, $y_1/E_1=0.4$ y $F_1=1.73$. Los experimentos han demostrado que la transición desde un resalto ondulatorio a uno débil ocurre aproximadamente en el punto $F_1=1.73$. A partir de este punto se puede empezar a medir la disipación de energía.

- Para $F_1 > 1.73$ se introduce en el remolino superior mayor cantidad de aire para mayores números de Froude.
- Para un número de Froude mayor que 2 y hasta 3, permanece aproximadamente constante el perfil longitudinal del resalto hidráulico, normalizado con la altura del resalto $\Delta h = y_2 - y_1$. Respecto a la dificultad de determinar la longitud del remolino superior se puede suponer que para $F_1 > 4$ esta longitud L_D difiere muy poco del valor $6y_2$.
- Cuando $F_1 = 1$, el flujo es crítico e $y_1 = y_2 = 2/3E_1$.
- Cuando F_1 aumenta, los cambios en todas las relaciones características se vuelven graduales.

Si se desea usar el resalto hidráulico en una estructura de disipación de energía, la zona más favorable para satisfacer este objetivo está comprendida entre los número de Froude de 4.5 a 9, según estudios del U.S. Bureau of Reclamation (1964). En la parte inferior de este intervalo, el resalto hidráulico oscila y disipa una insignificante cantidad de energía; y para mayores número de Froude, particularmente para $F_1 = 13$, las condiciones del flujo aguas abajo son totalmente turbulentas y las medidas necesarias para proteger el fondo del canal resultan más costosas.

3.2.4. LONGITUD DEL RESALTO HIDRÁULICO

En teoría, la longitud del resalto hidráulico no puede determinarse con facilidad, pero ha sido investigada experimentalmente y se han obtenido distintos resultados.

La longitud del resalto hidráulico (L_j) se define como la distancia que hay desde la cara frontal del resalto hasta un punto inmediato sobre la superficie del flujo aguas abajo de la onda asociada con el resalto (Figura 19).

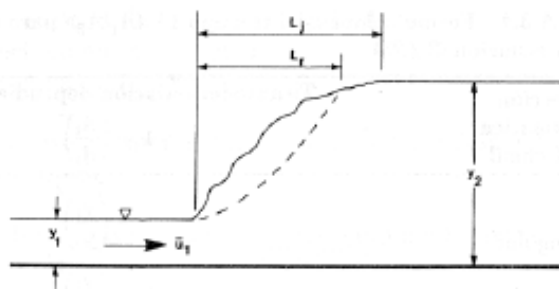


Figura 19. Definición esquemática del resalto y la longitud de la onda. (Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow)

Los datos experimentales sobre la longitud del resalto pueden graficarse mediante el número de Froude F_1 frente a una relación adimensional $L/(y_2 - y_1)$, L/y_1 o L/y_2 . La gráfica de F_1 frente a L/y_1 es tal vez la mejor, debido a que la curva resultante es la que mejor definen los datos. Sin embargo, para propósitos prácticos, la gráfica de F_1 versus L/y_2 es conveniente, debido a que la curva resultante muestra la regularidad de una parte plana para el rango de los resaltos bien establecidos. En la estimación de esta longitud, deben considerárselos siguientes casos especiales.

En el caso de un resalto hidráulico clásico que ocurre en un canal rectangular horizontal, la distancia L_j suele estimarse a partir de la curva de Bradley y Peterka (1957) que es una gráfica de F_1 frente a L_j/y_2 (Figura 20). Esta curva proporciona el mejor funcionamiento, asimismo su validez está avalada por los datos de diversos investigadores.

Los datos para la longitud de la onda (L_r) dan como resultado tres curvas que son marcadamente diferentes una de otra (Figura 20). A partir de ella se puede concluir que L_r es siempre menor que L_j y la curva derivada a partir de los datos de Rajaratnam (1965) se ubica entre las curvas definidas por los datos de Rouse et al. (1959) y por los de Safranez (1934) (curva inferior).

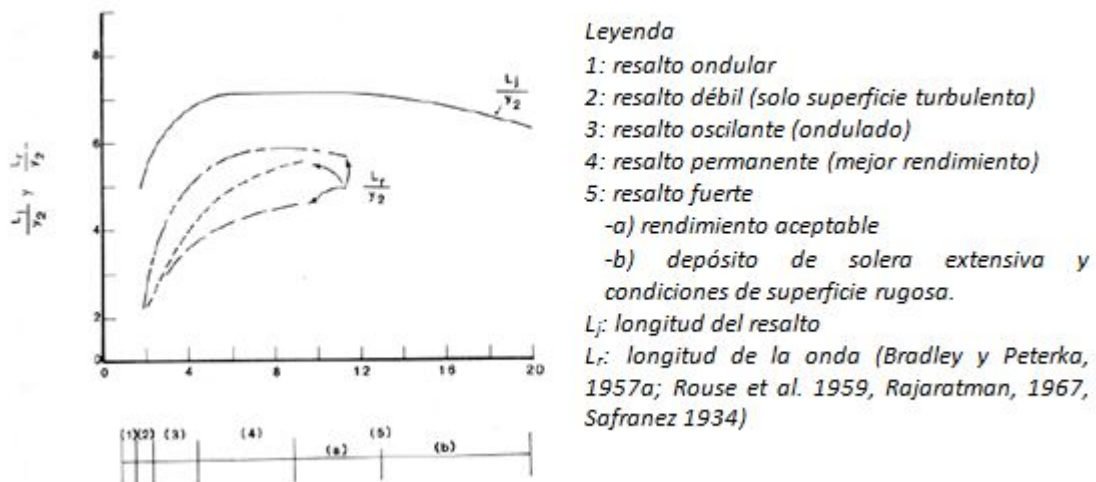


Figura 20. Longitud del resalto hidráulico como función del tirante conjugado y del número de Froude aguas arriba. (Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow)

El Bureau of Reclamation presentó una curva de F_1 frente a L_r/y_2 basándose en datos experimentales de seis canales de prueba. Al comparar la curva obtenida con la de Bakhmeteff-Matzke, se encontraron discrepancias importantes. Se ha llegado a la conclusión de que esas discrepancias podrían ser debidas al efecto de escala involucrado en los datos experimentales. La curva mostrada en la Figura 21 se desarrolló ante todo para resaltos en canales rectangulares.

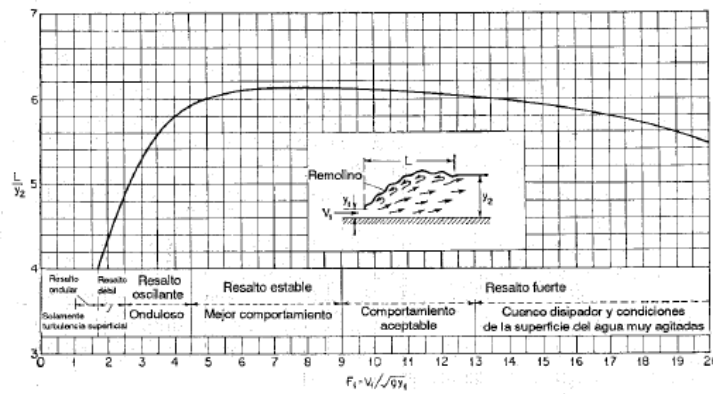


Figura 21. Longitud en términos de la calado conjugado (y_2) de resaltos en canales horizontales (con base en los datos y recomendaciones del U.S. Bureau of Reclamation). (Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow)

El esquema de la Figura 22 muestra, además de la longitud del resalto hidráulico L , la longitud $L_D=L_r$ del remolino superior del mismo ($L_D < L$) y la distancia $L^*=L_j$ desde el pie del resalto hidráulico hasta una determinada sección transversal aguas abajo ($L^* > L$), en la que ha desaparecido el efecto del resalto sobre la distribución de velocidades. La longitud del remolino superior crece desde $L_D \approx 0.4L$ para $F_1=3$ hasta $L_D \approx 0.7L$ para $F_1=9$ y es, al igual que L , prácticamente independiente de las condiciones del flujo de aproximación. Esto último no corresponde a la longitud L^* , (Figura 22). Según las investigaciones de Leytheusser y Kartha (1972) la relación L^*/y_2 en el resalto hidráulico aguas abajo de una compuerta es alrededor de un 25% menor que la de un resalto similar aguas abajo de una rápida. Hughes y Flack (1984) analizaron la influencia de la rugosidad en el fondo.

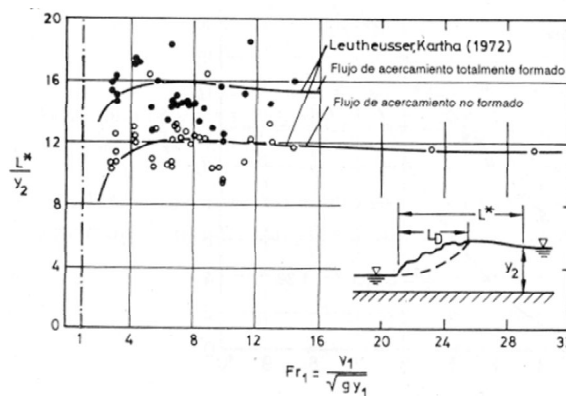


Figura 22. Parámetros característicos del resalto hidráulico en un canal rectangular. (Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow)

Como ecuación empírica de la longitud del resalto, se puede emplear la obtenida, tras muchas pruebas de laboratorio, por el Bureau of Reclamation:

$$L = 5.9(y_2 - y_1) \tag{3-34}$$

3.2.5. EL PERFIL SUPERFICIAL

El conocimiento del perfil superficial de un resalto es necesario en el diseño de la altura de los muros laterales del cuenco disipador donde ocurre el resalto. También es importante para determinar la presión que debe utilizarse en el diseño estructural. Diversos experimentos han demostrado que la presión vertical en la solera horizontal bajo un resalto hidráulico es prácticamente la misma que indicaría el perfil de la superficie del agua.

Con base en sus datos experimentales, Bakhmeteff y Matzke, encontraron que el perfil superficial de un resalto hidráulico puede representarse mediante curvas adimensionales para varios valores de F_1 , como se muestra en la Figura 23. Moore desarrolló curvas similares para resaltos aguas abajo de una caída libre. Los perfiles mostrados por Moore al principio aumentan con mayor rapidez que los perfiles de Bakhmeteff y Matzke. Se cree que esto se debe a la distribución no hidrostática de presiones en el resalto, que las mediciones piezométricas en los datos de Bakhmeteff y Matzke no registraron de manera adecuada. Además, la longitud del resalto dada por Moore fue alrededor de un 20% mayor que la mostrada por las curvas de Bakhmeteff-Matzke. Debido a que el resalto en este último caso se formó aguas abajo de una compuerta deslizante, existiendo una diferencia en el perfil de velocidad del flujo supercrítico que entra al resalto.

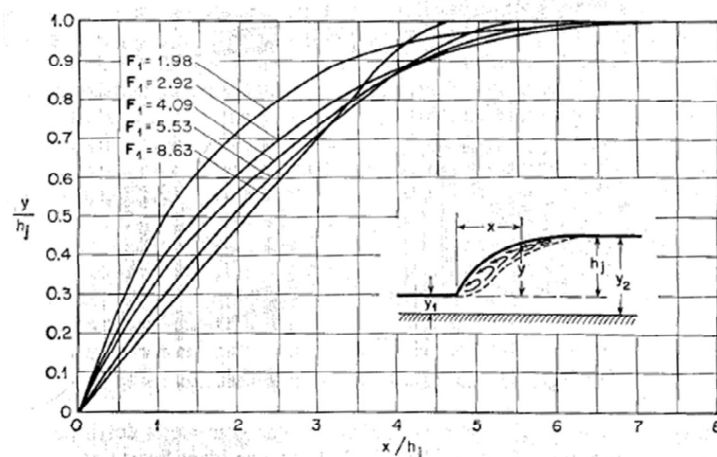


Figura 23. Perfiles superficiales adimensionales de resaltos hidráulicos en canales horizontales (con base en los datos de Bakhmeteff-Marzke). (Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow)

3.2.6. ECUACIONES FUNDAMENTALES DEL FLUJO TURBULENTO Y DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES EN UN CANAL

El movimiento de un fluido queda descrito por las leyes de conservación para las tres propiedades básicas de un flujo: masa, momento y energía. Estas tres condiciones determinan el comportamiento del sistema sin necesidad de añadir nuevas ecuaciones. La única información adicional es la concerniente a las propiedades del fluido: incompresible, gas perfecto, fluido condensable, etc.

Los flujos de canales abiertos, en la práctica, presentan un número de Reynolds mayor de 1000, estando por tanto en régimen del flujo turbulento.

- **Conservación de la masa**

Independientemente de que un flujo sea laminar o turbulento, debe satisfacer la ecuación de conservación de la masa o ecuación de continuidad. Sustituyendo en las expresiones de las velocidades instantáneas (ecuación (3-35)) dentro de la ecuación estándar de continuidad (suponiendo densidad constante) se obtiene:

$$\begin{aligned} u &= \bar{u} + u' \\ v &= \bar{v} + v' \\ w &= \bar{w} + w' \end{aligned} \quad (3-35)$$

donde

u , v y w son las velocidades instantáneas

\bar{u} , \bar{v} y \bar{w} las velocidades medias

u' , v' y w' las velocidades fluctuantes

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} + \frac{\partial u'}{\partial x} + \frac{\partial v'}{\partial y} + \frac{\partial w'}{\partial z} = 0 \quad (3-36)$$

La forma de la ecuación de continuidad a partir de la que se derivan las empleadas en hidráulica de canales abiertos es:

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_{y_0}^{y^*} u \, dy + \frac{\partial}{\partial z} \int_{y_0}^{y^*} w \, dy + \frac{\partial y^*}{\partial t} = 0 \quad (3-37)$$

donde y_0 es la elevación del fondo desde un plano de referencia e y^* es la elevación de la superficie libre sobre el plano de referencia.

En el caso de un canal rectangular prismático, se deduce de la ecuación (3-37) que:

$$Q = \bar{u}A(t) = (y^* - y_0) b \bar{u} \quad (3-38)$$

donde b es el ancho del canal.

Dado que el canal es prismático, el flujo puede ser considerado unidimensional, y por tanto

$$\frac{\partial}{\partial x} [(y^* - y_0) \bar{u}] + b \frac{\partial y^*}{\partial t} = 0 \quad (3-39)$$

o

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + b \frac{\partial y^*}{\partial t} = 0 \quad (3-40)$$

- **Conservación de la cantidad de movimiento**

En un canal rectangular prismático, donde la ecuación de continuidad está dada por la ecuación (3-39), la ecuación de conservación de cantidad de movimiento es:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial y^*}{\partial x} = g(S_x - S_f) \quad (3-41)$$

donde g es la gravedad; $S_x = \text{sen } \vartheta$, siendo ϑ el ángulo formado por el eje x con el fondo del canal y S_f es la pendiente de la línea de gradiente de energía o pendiente de fricción.

La conservación de cantidad de movimiento en un flujo turbulento está gobernada por un conjunto de ecuaciones conocidas como las ecuaciones de Reynolds que pueden derivarse a partir de las ecuaciones de Navier-Stokes por la sustitución de la ecuación (3-35). El resultado en un sistema general de coordenadas cartesianas es:

$$\begin{aligned} \rho \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial}{\partial x} (\bar{p} + \gamma h) + \mu \left(\frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial z^2} \right) - \rho \left(\frac{\partial \overline{u'^2}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{u'w'}}{\partial z} \right) \\ \rho \left(\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{v}}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial}{\partial x} (\bar{p} + \gamma h) + \mu \left(\frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial z^2} \right) - \rho \left(\frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v'^2}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{v'w'}}{\partial z} \right) \\ \rho \left(\frac{\partial \bar{w}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{w}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial}{\partial x} (\bar{p} + \gamma h) + \mu \left(\frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial z^2} \right) - \rho \left(\frac{\partial \overline{w'u}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{w'v'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{w'^2}}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (3-42)$$

donde h es la distancia vertical, ρ la densidad, \bar{p} la presión y μ la viscosidad absoluta o dinámica.

Estas ecuaciones, junto con la ley de conservación de masa permiten gobernar todos los flujos turbulentos, pero sin una suposición para cuantificar las fluctuaciones de velocidad, no es posible una solución de este conjunto de ecuaciones.

Un método popular para cuantificar los términos de fluctuación turbulenta en la ecuación (3-42) es la suposición de Boussinesq, que define la viscosidad de remolino o turbulenta de tal forma que las ecuaciones anteriores se convierten en:

$$\begin{aligned} \rho \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial}{\partial x} (\bar{p} + \gamma h) + (\mu + \eta) \left(\frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial z^2} \right) \\ \rho \left(\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{v}}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial}{\partial x} (\bar{p} + \gamma h) + (\mu + \eta) \left(\frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial z^2} \right) \\ \rho \left(\frac{\partial \bar{w}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{w}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial}{\partial x} (\bar{p} + \gamma h) + (\mu + \eta) \left(\frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial z^2} \right) \end{aligned} \quad (3-43)$$

Donde η es la viscosidad de remolino. Debe notarse que la suposición de Boussinesq considera a η como si fuera una propiedad del fluido similar a μ , ya que, η no es una propiedad del fluido sino un parámetro en función del flujo y la densidad. En la práctica, en flujos turbulentos, μ es despreciado cuando es mucho más pequeño que η .

Prandtl (obtenido de French, 1988), en un esfuerzo para relacionar el transporte de la cantidad de movimiento con las características medias del flujo, introdujo una longitud característica que se denomina longitud de mezcla. Prandtl sostuvo que

$$u' \sim v' \sim l \frac{d\bar{u}}{dy} \quad (3-44)$$

donde l es la longitud de mezcla.

Entonces

$$\tau = \rho l^2 \left(\frac{d\bar{u}}{dy} \right)^2 \quad (3-45)$$

donde τ es el esfuerzo cortante.

Comparando las teorías de turbulencia de Boussinesq y Prandtl se obtiene una interrelación entre el remolino de viscosidad y la longitud de mezcla

$$\begin{aligned} \eta &= \rho l^2 \frac{d\bar{u}}{dy} \\ \frac{\eta}{\rho} &= l^2 \frac{d\bar{u}}{dy} = \varepsilon \end{aligned} \quad (3-46)$$

donde η/ρ es un factor de turbulencia cinemática similar a la viscosidad cinemática. ε es una medida directa de la capacidad de transporte o mezcla de un flujo turbulento. En un flujo homogéneo, ε se refiere a todos los procesos de transporte (cantidad de movimiento, calor, salinidad y sedimentación).

- **Distribución de velocidades**

Dentro de una capa límite turbulenta, Prandtl demostró que el perfil de velocidad es aproximadamente logarítmico. La ecuación (3-45) establece el esfuerzo cortante en cualquier punto del flujo, donde despejando se obtiene:

$$du = \sqrt{\frac{\tau}{\rho l^2}} dy \quad (3-47)$$

Se supone generalmente que $l=ky$; donde k fue inicialmente llamada la constante de turbulencia de von Karman; por lo tanto es más apropiado llamar al término k como un coeficiente cuando hay alguna evidencia de que k puede variar sobre un rango de valores como una función del número de Reynolds. Suponiendo que k es aproximadamente 0.4 (constante de Karman), al sustituir $l=ky$ en la ecuación (3-47) se obtiene, después de integrar,

$$\bar{u} = 2.5 \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \ln \frac{y}{y_0} \quad \text{o} \quad \bar{u} = 2.5 u^* \ln \frac{y}{y_0} \quad (3-48)$$

donde se supone que $\tau = \tau_0$ es el esfuerzo cortante sobre el contorno del fondo, u es la velocidad turbulenta media a una distancia “ y ” sobre el fondo e y_0 es una constante de integración. La ecuación (3-48) es conocida como la ley universal de distribución de velocidad de Prandtl-von Karman. La constante de integración y_0 es del mismo orden de magnitud que el

espesor de la subcapa viscosa y es función de que el contorno sea hidráulicamente liso o rugoso. Si el contorno es hidráulicamente liso, entonces y_0 depende únicamente de la viscosidad cinemática (ν) y de la velocidad cortante (u^*).

$$y_0 = \frac{m\nu}{u^*} \quad (3-49)$$

donde m es un coeficiente aproximadamente igual a $1/9$ para superficies lisas (Chow, 1959) y, al sustituir la ecuación (3-49) en la ecuación (3-48) se obtiene

$$\bar{u} = 2.5 u^* \ln \frac{9yu^*}{\nu} \quad (3-50)$$

Cuando la frontera de la superficie es hidráulicamente rugosa, y_0 depende únicamente de la rugosidad ponderada (k_s):

$$y_0 = mk_s \quad (3-51)$$

donde, en este caso, m es un coeficiente aproximadamente igual a $1/30$ para rugosidades de granos de arena equivalentes. Sustituyendo la ecuación (3-51) en la ecuación (3-48) se obtiene

$$\bar{u} = 2.5 u^* \ln \frac{30y}{k_s} \quad (3-52)$$

Las ecuaciones (3-50) y (3-52) representan adecuadamente el perfil vertical de velocidad que existe en un canal ancho llevando un flujo no estratificado.

Keulegan, 1938 (citado en French, 1988) llegó a las siguientes conclusiones para cuantificar la velocidad media del flujo en un canal:

- Para canales hidráulicamente lisos:

$$\bar{u} = u^* \left(3.25 + 2.5 \ln \frac{Ru^*}{\nu} \right) \quad (3-53)$$

- Para canales hidráulicamente rugosos

$$\bar{u} = u^* \left(6.25 + 2.5 \ln \frac{R}{k_s} \right) \quad (3-54)$$

Estas ecuaciones de distribución de velocidades en flujo de canales abiertos son unidimensionales; por ejemplo, consideran únicamente la variación de la velocidad en la dimensión vertical. Muchos de los canales encontrados en la práctica muestran distribuciones de velocidad que son por lo general rigurosamente bidimensionales y en varios casos tridimensionales. Por ejemplo la ley de distribución de velocidad de Prandtl-von Karman predice que la velocidad máxima ocurre en la superficie libre; sin embargo las medidas en laboratorios y en el campo demuestran que la velocidad máxima generalmente ocurre bajo la superficie libre, no obstante en flujos superficiales, rápidos y anchos o en flujos que ocurren en canales muy lisos la velocidad máxima puede estar en la superficie libre. En general, la distribución de velocidad en un canal de forma arbitraria depende de la forma de la sección

transversal, de la rugosidad del contorno, de la presencia de escalones y de cambios en la forma de la sección transversal. Las corrientes secundarias causadas por escalones y cambios en las formas del canal, son denominados flujos secundarios fuertes. La forma de la sección transversal y la distribución de la rugosidad del contorno ocasionan una distribución uniforme de los esfuerzos de Reynolds en el flujo y originan flujos secundarios débiles. Corriente o flujo secundario se refiere a un movimiento circular del flujo alrededor de un eje que es paralelo al flujo principal, que a su vez es una traslación del fluido en la dirección longitudinal.

Los perfiles de velocidad medios en diferentes secciones dentro del resalto se muestran para una serie en la Figura 24. La distribución de velocidad dentro del resalto muestra una considerable disparidad, aunque el flujo tiende a tener menor desigualdad conforme se aproxima hacia aguas abajo al final del resalto. La hipótesis de que el factor de corrección de momentum β sea igual a la unidad aguas arriba del final del resalto es acertado aún cuando el flujo esté totalmente desarrollado en esta sección (cuando la capa límite alcance todo el perfil del flujo). La Figura 24 indica, sin embargo, que β puede ser apreciablemente mayor que la unidad aguas abajo del final del resalto pero, asumiendo que es uno en esta sección no se producen grandes errores, en relación con la participación de otras cantidades en la ecuación de momentum.

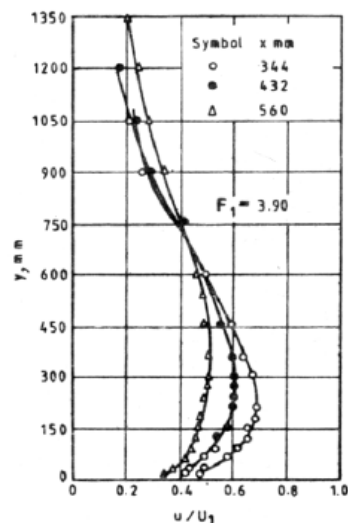


Figura 24. Distribución de velocidades dentro del resalto hidráulico. (Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow)

Las mediciones de las fluctuaciones de velocidad turbulenta y tensiones de corte fueron llevadas a cabo por Resh y Leutheusser (1978) usando un anemómetro de hilo caliente. Las medidas fueron realizadas en resaltos hidráulicos aguas abajo de una compuerta plana para flujos potenciales (aquellos en los que la capa límite no alcanza toda la sección) y desarrollados en la sección de entrada. La variación de las cantidades del dimensionamiento $\sqrt{u'^2}/U_1$ y $u'v'/U_1^2$ respecto a la altura en diferentes localizaciones dentro del resalto se muestran en la Figura 25 para $F_1=6.0$. En ella puede verse que las intensidades de turbulencia en el caso de flujo potencial son considerablemente menores que en los resaltos hidráulicos que presentan un flujo completamente desarrollado en todas las secciones. En ambos casos las presiones turbulentas de corte son prácticamente cero en la mayor parte de la profundidad para $x/h_2 > 0.5$. Además, las grandes ondas superficiales causan mayores intensidades de turbulencia

cerca de la superficie que cerca de la solera del canal; en los casos habituales de flujo en canales, las intensidades de turbulencia cerca de la solera son más altas.

Rouse et al. (1959) simularon el resalto hidráulico en un túnel aerodinámico cuyos límites estaban dispuestos según el perfil del resalto, y realizaron las primeras mediciones conocidas de las características turbulentas dentro del resalto. Usaron este artificio para superar las dificultades de realizar medidas de turbulencia precisas en un flujo con gran cantidad de aire debida a la acción de un resalto hidráulico. Sus medidas con un número de Froude de 6.0 concuerdan sólo cualitativamente con las medidas de Resh y Leutheusser. Las diferencias cuantitativas son debidas a la diferencia en el número de Reynolds en los dos experimentos o debidas a una simulación incompleta del resalto en un modelo aireado.

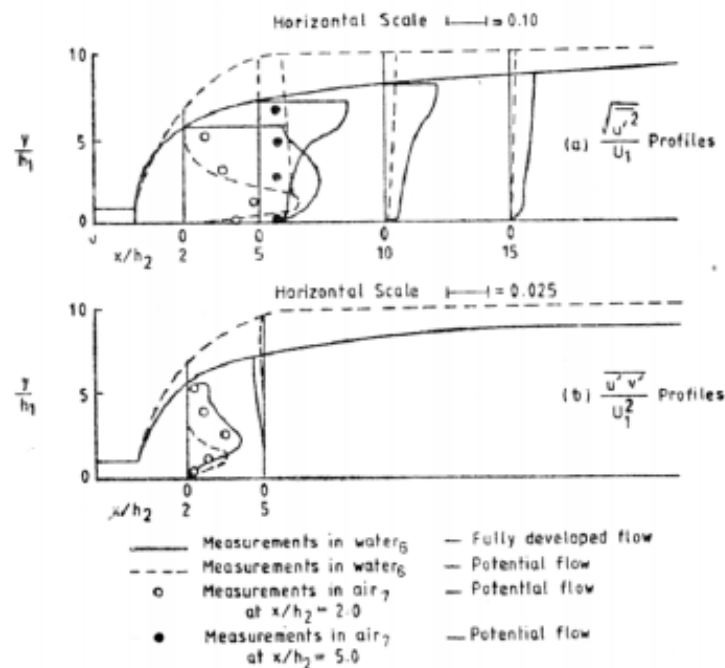


Figura 25. Distribución de velocidades dentro del resalto hidráulico. (Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow)

3.3. CAVITACIÓN

La cavitación es una de las formas más destructivas de corrosión del hormigón. Esto es debido a que, tanto el hormigón, como cualquier otro material, presentan una resistencia muy pequeña frente a este fenómeno, independientemente de la calidad que tengan.

En superficies de hormigón sujetas a flujo de velocidad alta, una obstrucción o cambio abrupto en la dirección de la superficie, produce una zona de presión inferior a la atmosférica aguas abajo en la obstrucción o en el cambio abrupto.

Esta zona se llena inmediatamente con agua turbulenta que contiene pequeñas burbujas de vapor de agua moviéndose a gran velocidad.

Las burbujas de vapor, formadas en el borde de aguas arriba de la zona, atraviesan ésta y colapsan produciendo un aumento de la presión dentro del flujo del agua en un punto justo aguas abajo. El agua alrededor de las burbujas se desplaza hacia sus centros a gran velocidad cuando éstas se colapsan, concentrándose de esa forma una tremenda cantidad de energía. El proceso entero, incluyendo la formación, movimiento y colapso, o la implosión de estas burbujas se conoce como cavitación.

Puede parecer sorprendente que el colapso de una pequeña burbuja de vapor pueda crear un impacto suficientemente severo y concentrado, no solo capaz de desintegrar el hormigón sino también de corroer los metales más duros. Se ha estimado que el impacto del colapso produce presiones que alcanzan los 7000 Kg/cm². La repetición de esos incrementos de alta energía forman agujeros conocidos como erosión por cavitación. La cavitación puede darse en agua limpia fluyendo a gran velocidad cuando la diferencia entre el camino natural del agua y la superficie del canal o del conducto es muy abrupta, o cuando hay protuberancias o depresiones abruptas de la superficie del canal o del conducto, como puede ocurrir en las superficies de hormigón con un encofrado mal hecho o con un acabado pobre. La cavitación puede darse tanto en superficies horizontales como en pendientes sobre las que fluye el agua o en superficies verticales.

Aunque la mayoría de las presas tienen una altura de agua insuficiente para provocar cavitación, el daño por esta causa puede darse cuando la velocidad del caudal se aproxima a 12 m/s. Es mejor proyectar las superficies por las que va a pasar el caudal sin salientes ni cambios bruscos de la alineación, que puedan causar presiones bajas y la subsiguiente cavitación. Sin embargo, cuando no puedan evitarse las bajas presiones, las zonas críticas son protegidas algunas veces recubriendo el hormigón con metal u otro material apropiado que tenga una mejor resistencia a la cavitación. La introducción de aire en el flujo del agua aguas arriba, reduce de forma efectiva la cavitación y disminuye sus efectos.

El daño por erosión causado al hormigón por materiales abrasivos en el agua puede ser tan importante como los daños por cavitación. Las secciones del aliviadero donde se produce un resalto hidráulico y los canales de los cuencos de amortiguación, donde se produce flujo turbulento, son particularmente vulnerables a los daños por abrasión. La acción del agua en esas zonas tiende a arrastrar los guijarros, las gravas y la arena del lecho del río aguas abajo hacia el cuenco amortiguador recubierto con hormigón, en donde se produce una pulverización similar a la de un molino de bolas. Ni el mejor hormigón es capaz de soportar esta acción de desgaste. Una característica de este tipo de erosión es el gran desgaste de la armadura y los áridos. Aunque los casos más severos de abrasión se dan en las zonas descritas, puede ocurrir también en túneles de desvío, canales y tuberías que transporten agua con grandes cantidades de sedimento.

El uso de hormigón con mayor resistencia al desgaste proporciona alguna mejora contra la erosión causada por el movimiento de material abrasivo en el caudal del agua. Sin embargo, como es evidente con la erosión por cavitación, la mejor forma de luchar contra esas fuerzas en la prevención, eliminando o reduciendo las causas mediante un diseño, una construcción y una operación de las estructuras del hormigón adecuadas.

3.4. TUBO DE PITOT ESTÁTICO

El tubo de Pitot ha sido de utilizado para realizar la medición de velocidad en fluidos, en los escenarios adecuados para que este dispositivo funcione correctamente.

El principio de funcionamiento del tubo de Pitot fue primeramente presentado por Daniel Bernoulli en su obra Hidrodinámica, en el año 1738, y puede entenderse de la siguiente manera:

“La suma de la energía cinética, potencial y de presión de una partícula de fluido es constante a lo largo de una línea de corriente en el transcurso del flujo estacionario, cuando los efectos de la compresión y de la fricción son despreciables” (Potter et. A. 2002)

Años después, Leonhard Euler describiría esta ley por medio de la que hoy se conoce como la ecuación de Bernoulli.

$$\frac{p}{\rho} + \frac{v^2}{2} + gz = \text{Constante} \quad (3-55)$$

donde p/ρ es la energía de presión, $v^2/2$ es la energía cinética y gz es la energía potencial.

A pesar de que su funcionamiento se sustenta bajo los postulados de Bernoulli, el tubo de Pitot (Figura 26) fue desarrollado por Henri de Pitot en el año 1732, poco antes de que se conociera el trabajo de Bernoulli. Utilizando dos tubos de vidrio, Pitot realizó mediciones de velocidad en un río. Uno mediría la presión de estancamiento y el otro la presión estática. Por medio de relaciones matemáticas con cuerpos en caída y otros cálculos logró construir su escala de medición.

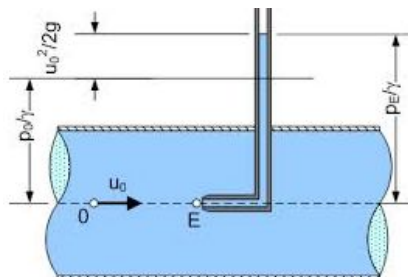


Figura 26. Esquema del tubo de Pitot. (Elementos de Mecánica de Fluidos. Vennard y Street)

Inicialmente, este instrumento debió enfrentarse a varias debilidades que limitaban sus posibilidades de aplicación. Diversos autores estudiaron eliminar esas debilidades, y entre muchos trabajos destacó el realizado por Ludwig Prandtl, que propuso una punta para la sonda (Figura 27), la cual se proyecta entre once y doce veces el diámetro del tubo desde la curva del mismo. Se realiza la medición por medio de una sola punta, que incluye una sonda de precisión de estancamiento al medio y apuntando en dirección contraria a la dirección del fluido, y diversos agujeros alrededor de la cavidad formada entre la sonda y el exterior de la punta del tubo, de manera que éstos son paralelos a la dirección del flujo, lo que permitirá realizar la medida de la presión estática.

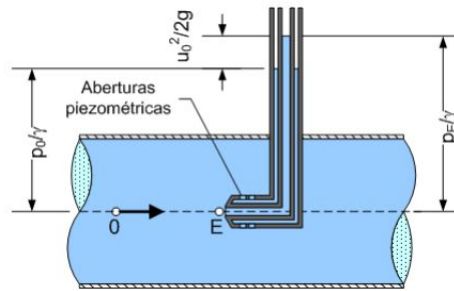


Figura 27. Esquema del tubo de Pitot Estático o tubo de Prandtl. (Elementos de Mecánica de Fluidos. Vennard y Street)

Para un claro entendimiento del tubo de Prandtl, también conocido como Tubo de Pitot Estático, es de gran importancia el conocimiento de algunos conceptos básicos como los que son presentados a continuación:

- *Presión estática.* Representa la presión termodinámica real del fluido.
- *Presión dinámica.* Representa el aumento en la presión cuando el fluido en movimiento es detenido en el interior del tubo.
- *Presión de estancamiento.* Es la suma de la presión estática y la presión dinámica. Representa el punto donde se detiene el fluido.

Conociendo estos conceptos necesarios para el entendimiento del análisis teórico a partir del cual se puede deducir la velocidad de un fluido por medio del tubo de Prandtl, es posible realizar la presentación de dicho análisis.

La Figura 28 muestra el esquema básico de la sonda de Pitot estática, a partir de la cual se ilustra el procedimiento para obtener la velocidad del fluido.

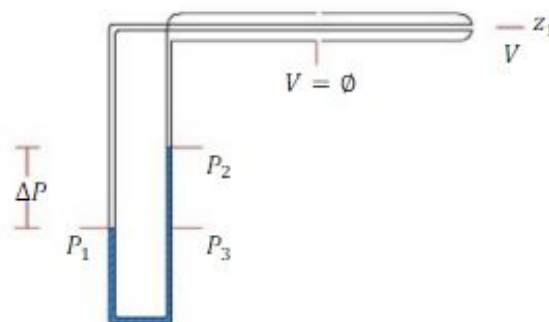


Figura 28. Esquema de la sonda de Pitot y de presión (tubo de Prandtl) en el que se muestra el agujero para la presión de estancamiento y dos orificios para la presión estática. (Elementos de Mecánica de Fluidos. Vennard y Street)

Dispone de dos tipos de aperturas. Una en el plano paralelo al flujo, a partir de la cual se mide la presión estática debida al movimiento de las partículas, y otra en un plano perpendicular, llamada abertura piezométrica, que mide la presión total. Por tanto, la diferencia de lecturas es la presión dinámica o energía cinética por unidad de volumen.

Para los flujos incompresibles con velocidades suficientemente altas (de modo que se garantice que los efectos de fricción son despreciables) la ecuación (3-55) es aplicable a los tubos de Prandtl, y se puede expresar de la siguiente manera

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 \quad (3-56)$$

Sabiendo que $z_1=z_2$ debido a que los agujeros de la sonda de presión estática se encuentra alrededor del tubo, y $V_1=0$ debido a las condiciones de estancamiento, la velocidad del flujo $V=V_2$ se vuelve:

$$V = \sqrt{\frac{2(P_1 - P_2)}{\rho}} \quad (3-57)$$

La ecuación (3-57) es conocida como la fórmula de Pitot.

3.5. ESTRUCTURAS DE CONTROL

A continuación se describen las características más importantes de las dos estructuras de control utilizadas para la labor experimental del presente trabajo.

3.5.1. COMPUERTA DE FLUJO INFERIOR CON NIVEL LIBRE AGUAS ARRIBA Y DESCARGA LIBRE

La descarga libre bajo una compuerta se caracteriza por un chorro aireado que fluye por debajo de la compuerta sujeto a la condición de borde $p=\text{cte}$ (Figura 29). Esta condición de borde conduce a que el coeficiente de contracción (C_c) dependa del número de Froude. Esta dependencia no se conoce con fiabilidad, aun cuando la variación de C_c puede ser considerable como se aprecia en la Figura 30. En el caso de las compuertas de alta carga, el número de Froude es normalmente mayor de 10, de modo que no es necesario considerar el efecto de la gravedad (es decir, el efecto de F). Los datos de la Figura 30, provienen de una investigación basada en la teoría del potencial (Rouvé, Khader, 1969) y están libres de la influencia de la viscosidad. Estos valores concuerdan mejor con las relaciones en prototipo o en la naturaleza, en lo que se refiere al efecto de la viscosidad, ya que en esos casos se presentan números de Reynolds muy grandes.

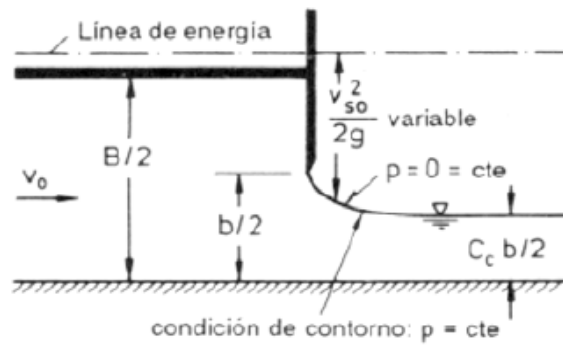


Figura 29. Condiciones de contorno de la superficie superior de un chorro de salida de un orificio para el chorro libre con números de Froude pequeños. (Engineering Hydraulics, Rouse, 1950)

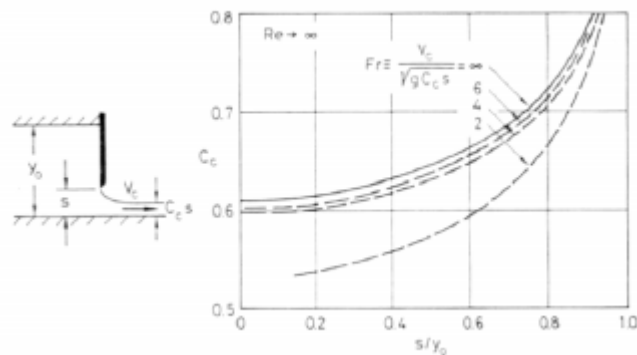


Figura 30. Coeficiente de contracción (C_c) en una compuerta plana, para descarga libre sobre fondo horizontal (condiciones de flujo ideal). (Engineering Hydraulics, Rouse, 1950)

Si se compara la red de flujo para el flujo inferior bajo una compuerta (Figura 31) con la de una tobera rectangular para números de Froude muy grandes (chorro con eje rectilíneo), se observa una gran coincidencia. Existen, sin embargo, tres diferencias básicas: en primer lugar, la condición de borde a lo largo del chorro en el caso de que la compuerta sea diferente a la condición de borde de la tobera; en segundo lugar, se ha reemplazado el contorno superior sólido aguas arriba de la compuerta por una superficie libre; y, en tercer lugar, se tiene ahora un fondo sólido donde antes se encontraba el plano axial del chorro. La segunda diferencia significa una interrelación definida entre la apertura relativa de la compuerta s/y_0 y el número de Froude, F . Por tanto, el número de Froude depende claramente de s/y_0 , siempre que se suponga la condición de flujo ideal; es decir, que el efecto del fondo (Figura 32) sea insignificante.

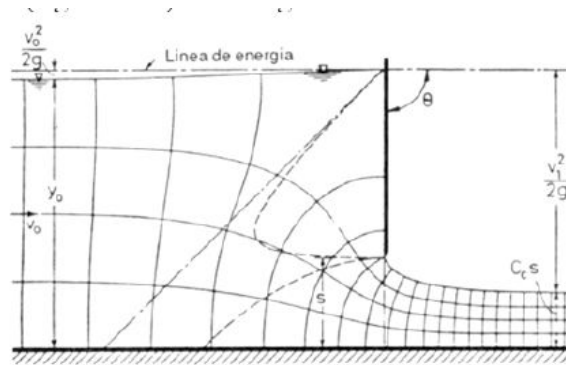


Figura 31. Flujo libre de salida bajo una compuerta plana y distribución de presiones en la sección de salida. (Engineering Hydraulics, Rouse, 1950)

En la Figura 32 se define el coeficiente de descarga como sigue:

$$C_q = \frac{q}{s\sqrt{2gy_0}} \text{ con } q = \frac{Q}{b} \quad (3-58)$$

En este caso, se sustituye en la ecuación de definición ($C_q = \frac{q}{L\sqrt{2g\Delta h}}$) la profundidad Δh por y_0 y se escribe la apertura de la compuerta en lugar de la longitud L . Con esta ecuación se tiene una relación funcional bien definida; Únicamente los valores numéricos de C_q varían de un caso a otro. Para aplicar estas magnitudes en la práctica es importante que se utilicen en forma consecuente las definiciones que corresponden a los diagramas para C_q .

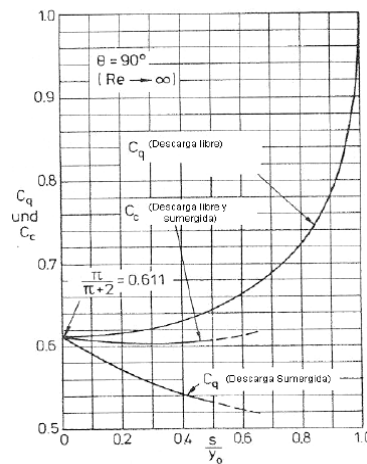


Figura 32. Coeficiente de descarga y de contracción para el flujo bajo una compuerta plana (condiciones ideales). (Engineering Hydraulics, Rouse, 1950)

Las condiciones de flujo ideal en las que se basa la Figura 32 se asemejan mucho a la mayoría de los casos prácticos. Únicamente en las investigaciones con modelos no se puede dejar de considerar, por ejemplo, el efecto de Reynolds, que se manifiesta fundamentalmente a lo largo

del fondo. Si no se considera esta influencia, a partir de las ecuaciones de la energía y de continuidad, se obtiene la relación siguiente:

$$C_q = \frac{C_c}{\sqrt{1+C_c s/y_0}} \quad (3-59)$$

O de la ecuación de definición para el caso de descarga libre (condición de borde a lo largo de la superficie libre, presión atmosférica) se obtiene:

$$C_q = C_q\left(\frac{s}{y_0}, \theta\right) \quad \text{y} \quad C_c = C_c\left(\frac{s}{y_0}, \theta\right) \quad (3-60)$$

Pajer (1937) determinó de forma analítica por primera vez esta relación funcional para $\theta = 90^\circ$. La representación de sus resultados en la Figura 32, muestra que C_c toma un valor aproximadamente constante ($C_c=0.61$) para un amplio intervalo de valores de s/y_0 . Una comparación de estos valores con los obtenidos por Von Mises para un orificio rectangular resulta interesante, dado que éstos pueden ser utilizados con buena aproximación para el caso del flujo sumergido (excepto para pequeñas profundidades de sumersión, en las cuales la superficie libre del agua sobre la vena contracta es ondulada).

Como se muestra en la Figura 32, para $S/y_0=0$, C_q toma el mismo valor que $C_c=0.611$, y decrece conforme aumenta el coeficiente s/y_0 . El valor extremo $s/y_0=1$ corresponde al flujo con la compuerta totalmente abierta (abertura total). En este caso el flujo bajo la compuerta se transforma en un flujo con profundidad crítica $y_0=y_c=2(V_0^2/2g)$ debido a que no está sumergido. El coeficiente de descarga correspondiente resulta, para este caso, de 1. En la zona de mayores valores de s/y_0 , cercanos al valor crítico, el flujo bajo la compuerta se vuelve muy inestable. Estos valores de operación de la compuerta tienen, por esta razón, muy poca importancia práctica.

Según las hipótesis, los resultados de la Figura 32 son válidos únicamente para el flujo plano bidimensional; es decir, para anchos del canal muy amplios $b \gg s$. Si el ancho del canal es estrecho, perturban las condiciones del flujo el déficit de velocidad cerca de la superficie libre aguas arriba de la compuerta. El vórtice superficial de la esquina originado por esta causa (Figura 33), así como el efecto de los remolinos de eje vertical que se forman en las esquinas de las paredes laterales con la compuerta, afectan al coeficiente de descarga (Naudascher, 1984). Otras perturbaciones pueden originarse también en las guías de las compuertas.

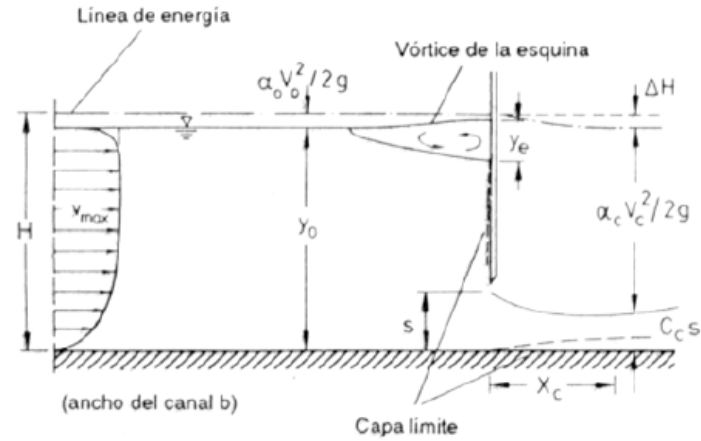


Figura 33. Flujo bajo una compuerta plana con descarga libre. (Engineering Hydraulics, Rouse, 1950)

Mediante la ecuación de energía puede demostrarse que el caudal a través de una compuerta de flujo inferior puede expresarse como

$$Q = CLh \sqrt{2g \left(y_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} \right)} \quad (3-61)$$

donde C es el coeficiente de descarga, L la longitud de la compuerta, h la altura de la abertura de la compuerta, y₁ la profundidad del flujo aguas arriba y $\alpha \frac{V_1^2}{2g}$ la carga de velocidad del flujo de aproximación, (Figura 34).

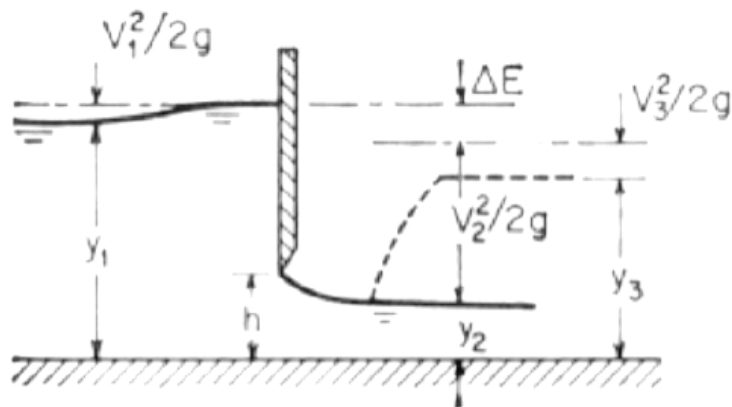


Figura 34. Compuerta plana con flujo inferior. (Engineering Hydraulics, Rouse, 1950)

Para casos prácticos, el término de carga de velocidad en la ecuación (3-61) puede omitirse y su efecto puede incluirse en el coeficiente C, quedando por tanto

$$Q = CLh \sqrt{2gy_1} \quad (3-62)$$

donde C es un coeficiente que depende de la geometría de la estructura y de las profundidades aguas arriba y aguas abajo.

Para la compuerta deslizante vertical, en la Figura 35 se muestran curvas que representan el valor de C que Henry determinó experimentalmente. La línea punteada A representa el resultado obtenido mediante la ecuación (3-61).

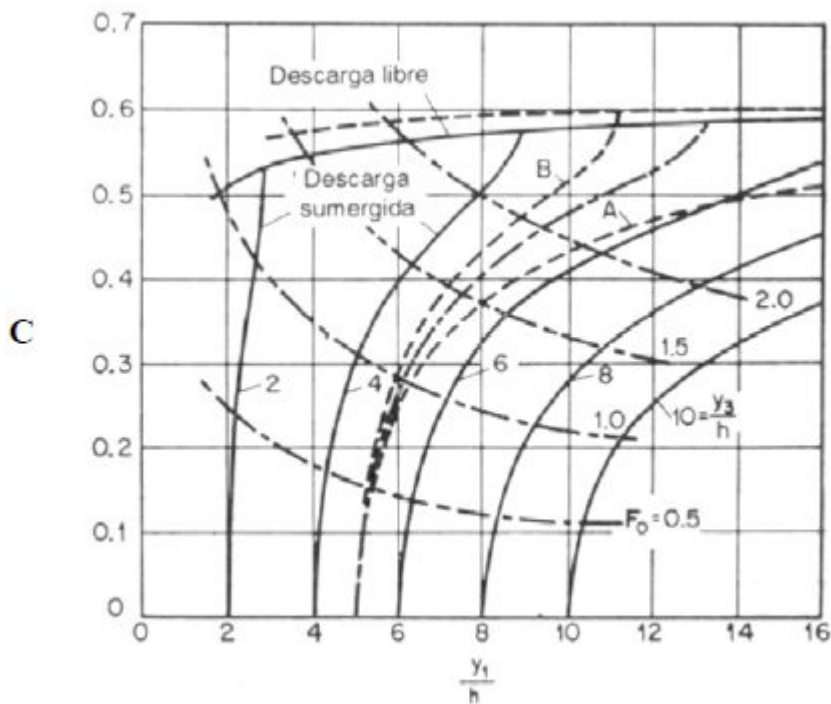


Figura 35. Coeficiente de descarga para compuertas planas verticales (H.R. Henry)

3.5.2. ESTRUCTURAS CON FLUJO SUPERIOR

El vertedero de cresta delgada sirve para la medición del flujo en canales abiertos. También es la forma más simple de vertederos hidrodinámicos. Las características del flujo por encima de un vertedero se emplean desde hace tiempo como la base en el diseño del vertedero de rebose de cresta redondeada; es decir, el perfil del vertedero se determina de acuerdo con la forma de la superficie inferior del chorro de flujo sobre un vertedero de cresta delgada.

- **Forma de la cresta de vertederos hidrodinámicos**

Las formas de cresta iniciales se basaron en un diseño de parábola simple para ajustar la trayectoria del chorro de caída. Desde 1886 hasta 1888 Bazin hizo la primera investigación completa en laboratorio sobre la forma del chorro. El uso de los datos de Bazin para el diseño producirá una forma de cresta que coincide con la superficie inferior del chorro aireado sobre un vertedero de cresta delgada. En teoría, la adopción de ese perfil, no debe producir presiones negativas, pero existe fricción debido a la rugosidad en la superficie del vertedero que da presiones negativas y hace imposible su eliminación en tal perfil. La presencia de presiones negativas da lugar a la cavitación por lo que ha de elegirse otro perfil que las elimine.

Se ha demostrado de manera experimental que cuando la forma del perfil de un aliviadero se ajusta a los datos de la carga de diseño H_d sobre el vertedero, se generan presiones iguales a la presión atmosférica a lo largo del contorno (Figura 36). El hecho de que se forme una capa límite a lo largo del perfil, al contrario de lo que sucede en la superficie libre del chorro sobre el vertedero de pared delgada equivalente, no tiene influencia apreciable sobre las condiciones del flujo.

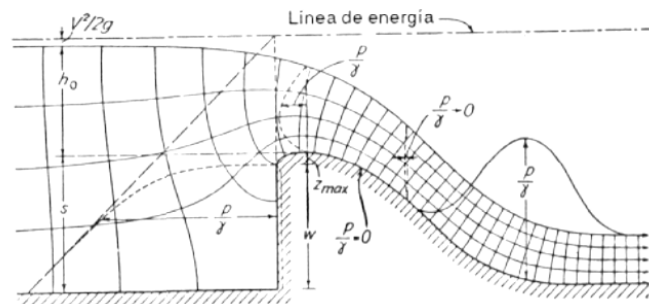


Figura 36. Red de flujo y distribución de presiones sobre un vertedero de desborde (condiciones ideales de flujo).
(Rouse Engineering Hydraulics, 1950)

Desde 1932 hasta 1948 el U.S. Bureau of Reclamation realizó experimentos extensos sobre la forma del chorro en vertederos de cresta delgada. Con base en datos experimentales, el Bureau desarrolló las coordenadas para la superficie del chorro en vertederos verticales y con caras de diferentes pendientes. Esta información es valiosa para el análisis acertado y el diseño preciso de las secciones de aliviaderos. Sin embargo, para casos prácticos, esta información puede utilizarse de manera más simple sin grandes pérdidas de exactitud, mediante las modificaciones que se describen a continuación:

Con base a los datos del Bureau of Reclamation, el U. S. Army Corps of Engineers desarrolló algunas formas estándar en su Waterways Experimental Station. Estas formas (Figura 37), designadas como las formas de vertederos estándar WES-5 pueden representarse mediante la siguiente ecuación:

$$X^n = KH_d^{n-1}Y \quad (3-63)$$

donde X e Y son las coordenadas del perfil de la cresta con su origen en el punto más alto de ésta, H_d es la altura de diseño excluida la altura de velocidad del flujo de aproximación, y K y n son parámetros que dependen de la pendiente de la cara de aguas arriba.

Los valores de K y n para una pendiente horizontal de la cara de aguas arriba son $K=2$ y $n=1.85$.

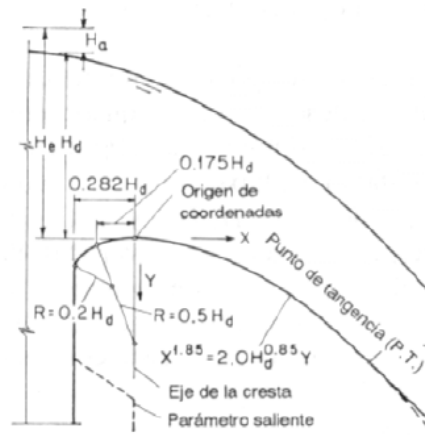


Figura 37. Forma estándar de vertederos WES (U. S. Army Waterways Experimental Station)

- **Capacidad de descarga en los aliviaderos**

El caudal por encima de un vertedero diseñado con las formas WES puede calcularse mediante la ecuación:

$$Q = CLH_e^{1.5} \quad (3-64)$$

donde H_e es la altura de energía total sobre la cresta, incluida la altura de velocidad en el canal de aproximación. Pruebas en modelos sobre los vertederos han demostrado que el efecto en la velocidad de aproximación es insignificante cuando la altura w del aliviadero es mayor que $1.33H_d$, donde H_d es la altura de diseño excluida la altura de velocidad de aproximación. En estas condiciones y con la altura de diseño (es decir, $w/H_d > 1.33$ y $H_e = H_d$, para lo cual la altura de velocidad de aproximación es insignificante) el coeficiente de descarga C_d vale 4.03, para las unidades del sistema internacional.

En aliviaderos bajos con $w/H_d < 1.33$, la velocidad de aproximación tendrá un efecto apreciable sobre el caudal o el coeficiente de descarga, y, en consecuencia, sobre el perfil del chorro. Puede utilizarse una gráfica adimensional (Figura 38) basado en los datos de la Waterways Experimental Station para mostrar el efecto de la velocidad de aproximación sobre la relación entre H_e/H_d y C/C_d para vertederos con las formas WES con su cara de aguas arriba vertical. En el caso de vertederos con la cara de aguas arriba inclinada, el valor de C puede corregirse para tener en cuenta el efecto de la pendiente de aguas arriba, multiplicando C por un factor de corrección obtenido del cuadro adjunto en la Figura 38. Esta corrección se desarrolló a partir de los datos del Bureau of Reclamation.

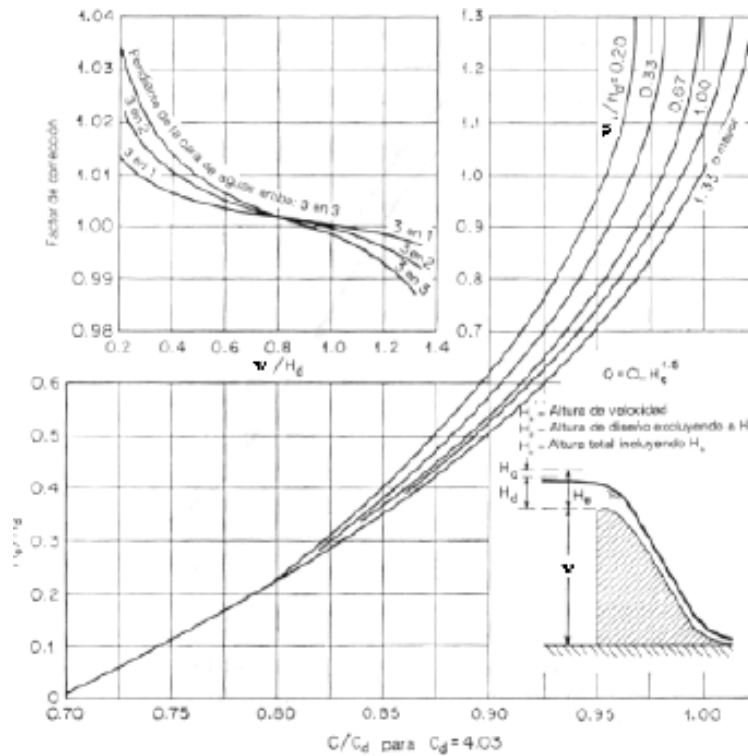


Figura 38. Relación altura-caudal para las formas estándar de vertederos WES

- **Velocidad al pie de los aliviaderos**

La velocidad del flujo teórica al pie de un aliviadero puede calcularse mediante:

$$V_1 = \sqrt{2g(Z + H_0 - y_1)} \tag{3-65}$$

donde Z es la caída o la distancia vertical desde el nivel del embalse aguas arriba hasta el nivel de la solera en la salida; H_0 la carga de la velocidad de aproximación aguas arriba; y y_1 el calado a la salida. Debido a la pérdida de energía involucrada en el flujo sobre el vertedero, la velocidad real es siempre menor que el valor teórico. La magnitud de la velocidad real depende sobre todo de la carga sobre la cresta del vertedero, la altura de caída, la pendiente y la rugosidad de la superficie del vertedero. Mediante razonamiento y experimentos se demuestra que la variación de la velocidad real con respecto a su valor teórico se vuelve mayor cuando la caída es mayor.

Con base en la experiencia, en análisis teóricos y en una cantidad limitada de información experimental obtenida en pruebas sobre prototipo de las presas Shasta y Grand Coule, el U. S Bureau of Reclamation estudió la relación entre la velocidad real y su valor teórico. A partir de los resultados de este estudio se preparó una tabla (Figura 39) para obtener la velocidad real a la salida de vertederos para diferentes alturas de caídas, cargas, pendientes de la rápida entre 1:0.6 y 1:0.8 y condiciones de la rugosidad superficial medias.

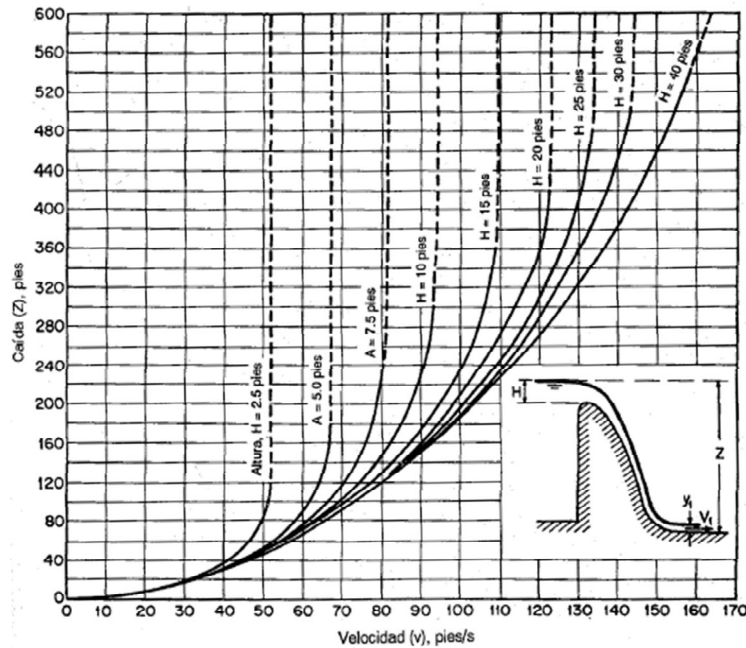


Figura 39. Curvas para la determinación de la velocidad al pie de aliviaderos hidrodinámicos con pendientes entre 1:0.6 y 1:0.8. (U. S Bureau of Reclamation)

Experimentos hechos por Bauer indican que las pérdidas por fricción durante la aceleración del flujo hacia aguas abajo sobre la cara del aliviadero pueden ser considerablemente menores que las pérdidas por fricción normales en un flujo con una turbulencia bien desarrollada. Los resultados indicarían que la pérdida por fricción no es significativa en pendientes empinadas, pero se vuelve muy importante si la pendiente es muy pequeña. Por esta razón, la información mostrada en la Figura 39 no es aplicable a pendientes menores a 1:0.6.

Al final de la superficie inclinada del aliviadero, el flujo cambia su dirección de manera abrupta y por tanto produce presiones centrífugas significativas. Para crear una transición de flujo suave y prevenir el impacto del agua que cae para que no socave la cimentación, la superficie de la salida del aliviadero se diseña como una solera curva. El radio R de la curva, puede estimarse aproximadamente mediante la siguiente ecuación empírica:

$$R = 10^{(V+0.6H+16)(3.6H+64)} \tag{3-66}$$

donde V es la velocidad del flujo a la salida y H es la altura, excluida la altura de velocidad de aproximación, sobre la cresta del vertedero. La presión de diseño en la curva y la máxima presión en los muros laterales deben ser iguales a la presión centrífuga y a la presión hidrostática correspondiente a la profundidad de aguas abajo.

El flujo que se aleja de la salida de un aliviadero lleva una alta velocidad, por lo que contiene gran cantidad de energía capaz de causar socavaciones severas. Una solución muy común para evitar erosiones es revestir dicha parte. Una manera de que resulte más económico es colocar estructuras disipadoras de energía que disminuyan la velocidad del chorro de salida.

3.6. ESTRUCTURAS DISIPADORAS DE ENERGÍA

El tramo del canal donde se confina el resalto hidráulico es conocido como cuenco de disipación. Su fondo se recubre para resistir la socavación. Previenen la posible erosión aguas abajo debido a que reduce rápidamente la velocidad del flujo sobre el fondo revestido hasta un punto donde el flujo pierde su capacidad de socavar el lecho del canal natural situado aguas abajo.

En la práctica, el cuenco disipador rara vez se diseña para confinar toda la longitud del resalto hidráulico libre sobre la zona revestida, debido a que sería muy costoso. En consecuencia, se instalan accesorios, disipadores de energía, para controlar el resalto dentro del cuenco.

Los disipadores de energía son, por tanto, estructuras que se diseñan para generar pérdidas hidráulicas importantes en los flujos de alta velocidad. Con ellas se acorta el rango dentro del cual el resalto ocurrirá y por consiguiente se reduce el tamaño y el costo del cuenco disipador. El control tiene ventajas adicionales, debido a que mejora la función de disipación del cuenco, estabiliza la acción del resalto y, en algunos casos, incrementa el factor de seguridad.

En el diseño de un cuenco disipador con un resalto hidráulico como disipador de energía, deben considerarse los siguientes aspectos prácticos:

- **Posición del resalto.** Existen tres modelos alternativos (Figura 40) que permiten que un resalto se forme aguas abajo de una estructura de control.

El caso 1 representa el modelo para el cual la profundidad de aguas abajo y'_2 es igual a la profundidad y_2 conjugada y_1 . En este caso los valores de F_1 , y_1 e $y'_2(=y_2)$ cumplen la ecuación de Bélanger (3-28) y el resalto ocurrirá sobre una solera sólida inmediatamente delante de la profundidad y_1 . Para propósitos de protección contra socavación, éste es un caso ideal. Una objeción importante a este modelo, sin embargo, es que una pequeña diferencia entre los valores reales y supuestos de los coeficientes hidráulicos relevantes puede causar que el resalto se mueva hacia aguas abajo desde su posición estimada. En consecuencia, siempre es necesario algún dispositivo para controlar su posición.

El caso 2 representa el patrón para el cual la profundidad de salida y'_2 es menor que y_2 . Esto significa que la profundidad de salida del caso 1 disminuye. Como resultado, el resalto se desplazará hacia aguas abajo hasta un punto donde se satisfaga nuevamente la ecuación (3-28). En lo posible, este caso debe evitarse en el diseño, debido a que el resalto rechazado ocurrirá fuera de la zona resistente a la socavación, en un lecho de cantos rodados sueltos, o peor aún, en el canal completamente desprotegido, dando como resultado una erosión severa. La solución para el diseño es utilizar cierto control en el fondo del canal, el cual incrementará la profundidad de agua a la salida y asegurará un resalto dentro de la zona protegida.

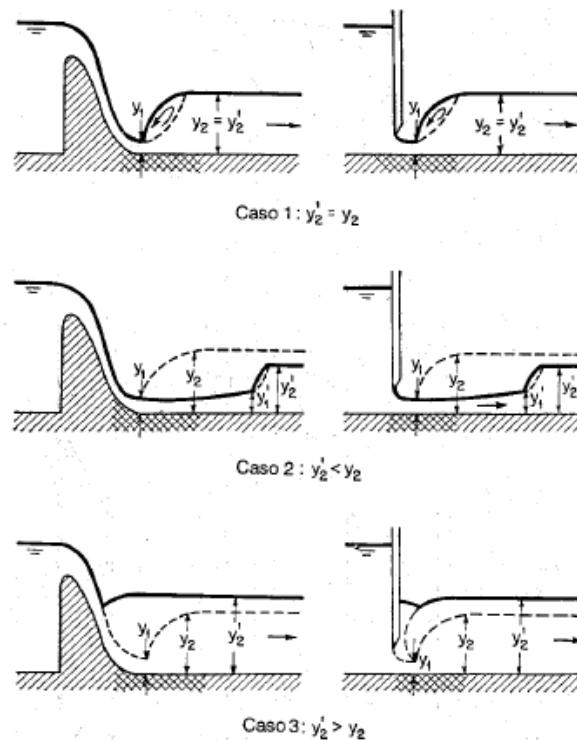


Figura 40. Efecto de la profundidad de salida en la formación de un resalto hidráulico aguas debajo de un vertedero o por debajo de una compuerta deslizante. (Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow)

El caso 3 representa un modelo en el cual la profundidad de salida y_2' es mayor que y_2 . Esto significa que la profundidad de salida con respecto al caso 1 se incrementa. Como resultado, el resalto se verá forzado hacia aguas arriba, y finalmente puede ahogarse y convertirse en un resalto sumergido. Éste tal vez es el caso más seguro para el diseño, debido a que la posición del resalto sumergido puede fijarse con rapidez. Desafortunadamente el diseño no es eficiente, debido a que se disipará muy poca energía.

- **Condiciones a la salida.** En la descripción anterior se supone que la profundidad de salida tiene una cierta posición fija, para la cual su calado y_2' es igual al calado conjugado y_2 o diferente de él. Sin embargo, en la mayor parte de los problemas prácticos, el calado de agua a la salida fluctúa, debido a cambios en el caudal de flujo en el canal. En tales casos, a menudo se dispone de una curva de calibración del calado de salida que muestra la relación entre el nivel de salida y_2' y el caudal Q . De la misma manera, puede construirse una curva de calibración del resalto para mostrar la relación entre el calado conjugado y el caudal. Debido a la diferencia en la posición relativa de las dos curvas de calibración, Leliavsky sugirió que el diseño puede considerarse según cinco diferentes clases de condiciones (mostradas respectivamente en la Figura 41)

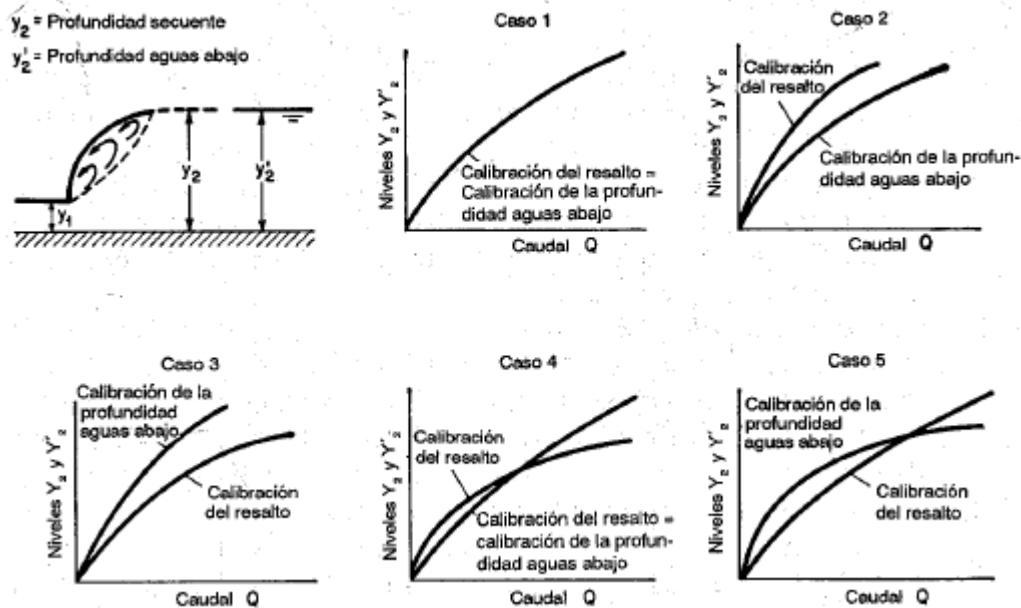


Figura 41. Clasificación de las condiciones de profundidad de salida para el diseño de obras de protección mediante la socavación. (Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow)

La clase 1 representa una condición ideal para la cual las dos curvas de calibración siempre coinciden. Esto significa que existe el caso 1 de la Figura 40 y que siempre se formará el resalto en el lugar deseado sobre una zona protegida para todos los caudales. Condiciones de esta clase rara vez se encuentran en la naturaleza.

La clase 2 representa las condiciones para las cuales la curva de calibración del resalto siempre se encuentra en un nivel mayor que la de profundidad de salida. Esto significa que siempre existe el caso 2 en la Figura 40 (es decir, el calado a la salida es menor que el conjugado) y que el resalto se formará en un lugar alejado hacia aguas abajo. Un método efectivo para asegurar que el resalto ocurra en la zona protegida es utilizar bloques para crear un cuenco disipador.

La clase 3 representa las condiciones para las cuales la curva de calibración del resalto se encuentra siempre a un nivel menor que la de profundidad de salida. Esto significa que siempre ocurre el caso 3 de la Figura 40 (es decir, el calado a la salida es mayor que el conjugado) y que el resalto se moverá hacia aguas arriba y tal vez se ahogará. En consecuencia, se disipará muy poca energía. Un método efectivo para asegurar un resalto es construir una zona de aproximación por encima del nivel del lecho del canal. La pendiente de la aproximación puede ser tal que las condiciones apropiadas para un resalto se desarrollen allí para todos los caudales. Otro método es proveer una caída en el fondo del canal para disminuir el calado a la salida.

La clase 4 representa las condiciones para las cuales la curva de calibración del resalto se encuentra a un nivel mayor que la de la profundidad de salida para caudales bajos pero a un nivel menor para caudales altos. Un método efectivo para asegurar un resalto adecuado es proveer un cuenco disipador para formarlo a bajos caudales y combinar el cuenco con una aproximación inclinada para obtener valores satisfactorios a todos los caudales.

La clase 5 representa las condiciones para las cuales la curva de calibración del resalto se encuentra a un nivel más bajo que la de calibración del calado a la salida para caudales bajos pero a un nivel más alto para caudales altos. Un método efectivo para asegurar el resalto es incrementar la profundidad de aguas abajo lo suficientemente mediante la construcción de un colchón de agua tranquilizador, formándolo así para caudales altos.

- **Tipos de resaltos.** Al considerar los diferentes tipos de resalto hidráulicos descritos en el apartado 3.2.2, el U.S. Bureau of Reclamation da las siguientes recomendaciones prácticas:

- a. Todos los tipos de resaltos se encuentra en el diseño de cuencos disipadores.
- b. El resalto débil no requiere bloques o consideraciones especiales. Lo único que se necesita es dar la longitud apropiada al cuenco, la cual es relativamente corta. Ésta puede determinarse mediante la Figura 20.
- c. El resalto oscilante, encontrado a menudo en el diseño de estructuras de canales, presas de derivación y obras de descarga es difícil de manejar. En lo posible, deben evitarse los resaltos con número de Froude dentro del rango 2.5 a 4.5. En muchos casos no puede evitarse el uso de este resalto pero, en otros casos, alterando las dimensiones puede llevarse al rango deseable. Los bloques deflectores pueden utilizarse manejar estas descargas.
- d. No se encuentra una dificultad particular para el resalto estacionario. Deflectores y bloques son muy útiles como medios para acortar la longitud del cuenco disipador.
- e. A medida que el número de Froude aumenta, el resalto se vuelve más sensible a la profundidad de salida. Para número de Froude tan bajos como 8, se recomienda una profundidad de salida mayor que la seciente para asegurar que el resalto permanecerá en la zona protegida.
- f. Cuando el número de Froude es mayor que 10, un cuenco disipador puede no ser lo más económico. En este caso, la diferencia entre el calado inicial y el conjugado es alta y, por lo general, se requiere un cuenco muy profundo con muros de retención muy altos. El coste del cuenco disipador no compensa los resultados obtenidos. Un disipador del tipo bloque deflector dará resultados similares a menor costo.

Como ya se ha mencionado anteriormente, en el presente trabajo se han estudiado dos tipos de estructuras disipadoras de energía: la estudiada por Ranga Raju y la tipo Lyapin. A continuación se describe la base teórica en la que se apoya el dimensionamiento de las estructuras para la posterior fase experimental en el laboratorio.

3.6.1. BLOQUES ESTUDIADOS POR RANGA RAJU

En base al análisis dimensional del problema y a los resultados empíricos se puede considerar que la fuerza de resistencia ejercida por una fila de bloques de impacto, despreciando la viscosidad debido a la alta turbulencia y alto número de Reynolds, dependerá de

$$\frac{F_D/b}{\frac{1}{2}\rho g y_1^2} = f(Fr_1, \frac{\Delta Z}{y_1}, \frac{x_0}{y_1}, \frac{W}{\Delta Z}, \frac{S}{\Delta Z}, \text{forma del deflector}) \quad (3-67)$$

siendo:

- F_D/b la fuerza de resistencia por ancho del canal (b)
- ρ la densidad del agua
- g la gravedad
- y_1^* el calado conjugado supercrítico según la ecuación de Bélanger (*Nótese que según la bibliografía este calado puede aparecer también como y'_2*)
- Fr_1 el número de Froude debido al calado supercrítico
- y_1 el calado supercrítico
- ΔZ la altura del bloque
- X_0 la posición del bloque respecto al pie del aliviadero o a la compuerta
- W el ancho del bloque
- S la separación entre bloques

Según los estudios realizados por Ranga Raju, en el caso de una sola fila de bloques trapezoidales con longitud del tramo horizontal superior del bloque dada por $0.2\Delta Z$, $W=0.75\Delta Z$ y longitud total del bloque entre una y dos veces ΔZ , dicha ecuación funcional puede verse reducida a:

$$\frac{F_D/b}{\frac{1}{2}\rho g y_1^2} = \frac{f\left(\frac{X_0}{y_1}\right)}{\psi_1\left(\frac{\Delta Z}{y_1}\right) \psi_2\left(\frac{W}{W+S}\right)} \quad (3-68)$$

donde $f\left(\frac{X_0}{y_1}\right)$ se recoge en la Figura 42, $\psi_1\left(\frac{\Delta Z}{y_1}\right)$ en la Figura 43 y $\psi_2\left(\frac{W}{W+S}\right)$ en la tabla de la Figura 45.

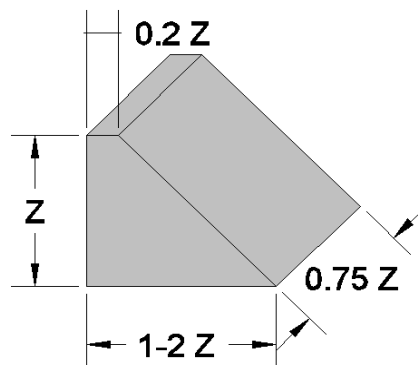


Figura 42. Dimensiones recomendadas por Ranga Raju

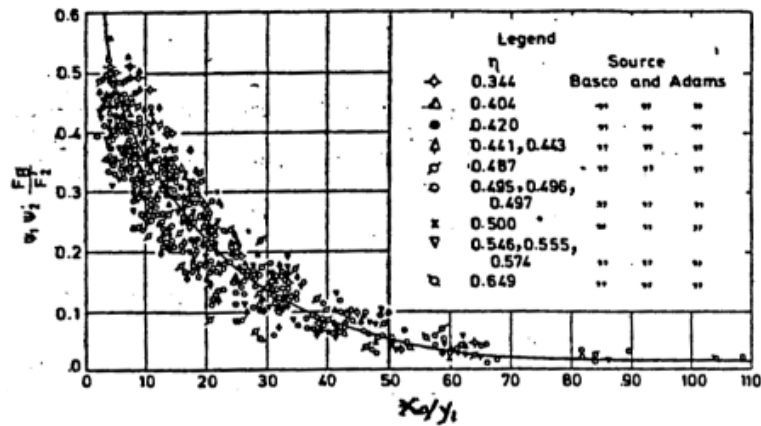


Figura 423. Gráfica donde se recoge el valor de f en función de $X0/y1$

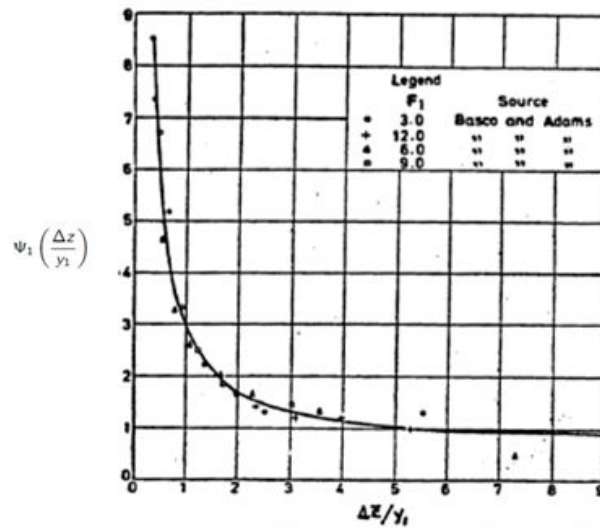


Figura 44. Gráfica donde se recoge el valor de ψ_1 en función de $\Delta Z/y_1$

$\frac{W}{W+S}$	ψ_2
0.34	1.00
0.40	0.80
0.50	0.64
0.60	0.54
0.70	0.47

Figura 435. Tabla que recoge el valor de ψ_2 en función de $W/(W+S)$

Visto lo anterior, se deduce que el diseño de la pieza se simplifica a elegir una altura. En el siguiente apartado se desarrollará el diseño el modelo hidráulico elegido para este ensayo.

3.6.2. ESTRUCTURA NORMALIZADA LYAPIN

El Instituto Vedeneev de Investigación en Ingeniería Hidráulica de la URSS da una serie de condiciones que definen los parámetros de la estructura Lyapin. Son las siguientes:

- Altura (h): $1,5 y_1 \leq h \leq 3,5 y_1$
- Ancho (W): $0,42 h \leq W \leq h$
- Espesor de la cresta (e): $e \approx 0,2 h$
- Separación entre piezas (S): $S=0,294W$
- Ubicación (X_0)= $3y_2$
Siendo y_2 = calado subcrítico

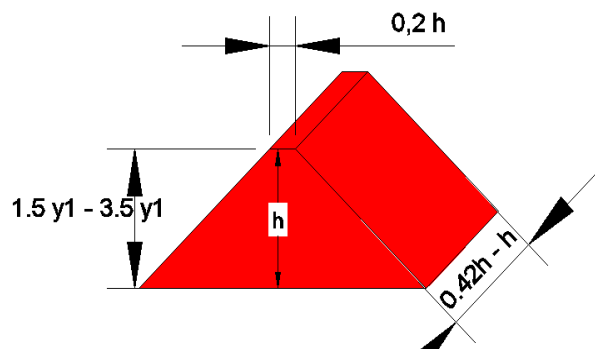


Figura 46. Dimensiones recomendadas por el Instituto Vedeneev

En este caso, la altura que se le dé a la pieza debe estar entre 1.5 y 3.5 veces el calado supercrítico, algo que se prevé difícil para ensayar gran número de caudales.

En el siguiente apartado se desarrolla el dimensionamiento que se le ha dado a las piezas para su posterior estudio experimental en laboratorio.

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL DE RESALTOS LIBRES

Los muestreos de datos de este estudio se han tomado realizando resaltos hidráulicos libres formados en solera horizontal. Para ello se ha hecho coincidir que el resalto empiece a pie de aliviadero o compuerta modificando la abertura de una compuerta reguladora del calado aguas abajo.

En la primera campaña de medida realizada se tomaron los datos correspondientes al calado aguas arriba del aliviadero y compuerta (y_0), al calado supercrítico (y_1), al calado subcrítico (y_2) y a la longitud del resalto (L_r) para los resaltos libres que se daban con estas estructuras de control.

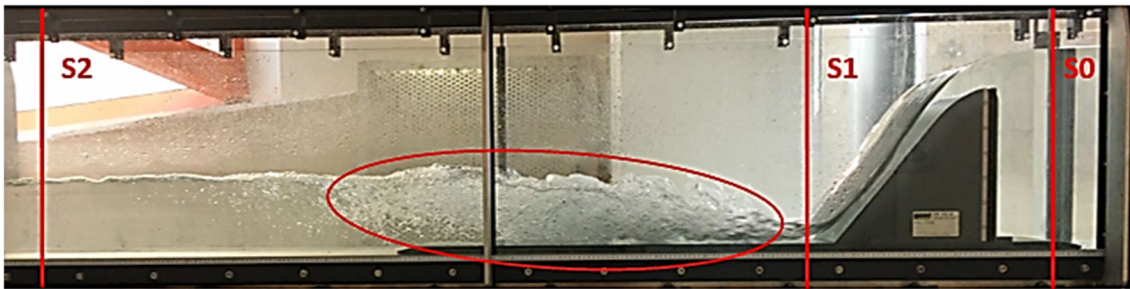


Figura 47. Definición de las secciones de estudio en el canal

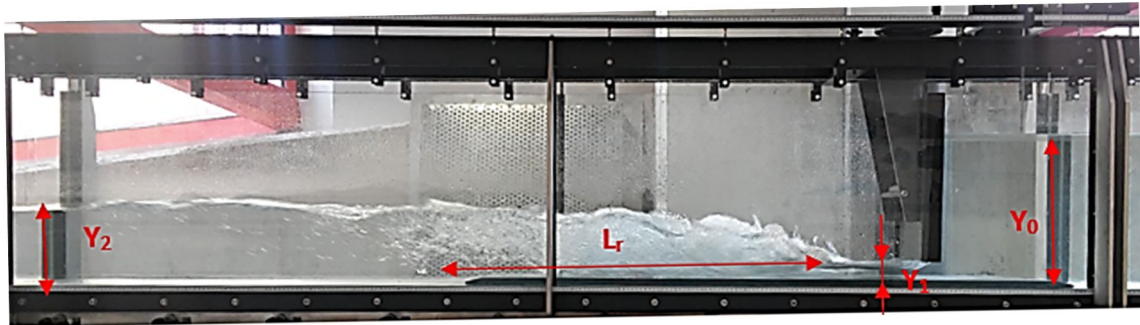


Figura 48. Definición de los datos tomados

Cabe citar que las mediciones se han tomado con caudales crecientes en escalas de 10 en 10 m^3/h .

4.1. RESALTOS OBTENIDOS AGUAS ABAJO DE UN ALIVIADERO

En la Tabla 1 se muestran los datos obtenidos con el aliviadero recto tipo WES dispuesto como estructura de control.

Tabla 1. Valores medidos en los resaltos libres obtenidos bajo el aliviadero recto tipo WES

Q (l/s)	Y_0 (cm)	y_1 (cm)	y_2 (cm)	$L_{resalto}$ (m)
5.56	36.40	0.65	9.80	0.40
8.33	37.65	1.00	11.25	1.00
11.11	38.75	1.40	13.15	0.85
13.89	39.65	1.70	14.75	1.09
16.67	40.45	2.10	16.10	0.95
19.44	41.20	2.30	17.45	1.20
22.22	42.05	2.75	18.15	1.50
25.00	42.75	3.05	19.45	1.21
27.78	43.45	3.50	20.20	1.36
30.56	44.00	3.75	21.15	1.28

Además, se han calculado el número de Froude (Fr), el número de Reynolds (Re) y la fuerza de resistencia a partir de la ecuación del momentum (F_D), estos parámetros se muestran en la Tabla 2, así como el tipo de resalto basado en la clasificación hecha en el apartado 3.2.2.

Tabla 2. Parámetros característicos y clasificación de resaltos

Q (l/s)	Fr	Re	FD (N)	TIPO DE RESALTO
5.56	10.95	6.9E+04	-0.144	FUERTE
8.33	8.61	1.0E+05	1.443	ESTABLE
11.11	6.93	1.3E+05	-0.411	ESTABLE
13.89	6.47	1.6E+05	-0.047	ESTABLE
16.67	5.66	1.9E+05	-1.392	ESTABLE
19.44	5.80	2.2E+05	0.836	ESTABLE
22.22	5.03	2.4E+05	0.526	ESTABLE
25.00	4.85	2.7E+05	-0.010	ESTABLE
27.78	4.38	2.9E+05	-1.002	OSCILANTE
30.56	4.35	3.2E+05	0.619	OSCILANTE

Se observa que el número de Reynolds es, para todos los caudales, mayor de 10000, por lo que se considera que se tiene un flujo turbulento donde la acción de la viscosidad es despreciable. Esto ya se había intuido haciendo las mediciones, ya que se observaba que las líneas de corriente no se movían siguiendo trayectorias definidas, sino que poseían energía de rotación apreciables, lo cual es característico de este estado del flujo.

A partir de la ecuación de momentum se ha calculado la fuerza de resistencia entre el régimen supercrítico y el subcrítico, restando los momentos de ambos. Ésta debe ser cero ya que no hay ningún obstáculo que se oponga al flujo. En los resultados obtenidos se observa que es

próxima a cero, esta variación puede ser debida al error visual a la hora de tomar los datos, aun así es un error pequeño que no debería influir en los resultados finales.

En la Tabla 3 se muestran los valores teóricos de los calados (y_{calc}). El valor del calado supercrítico (y_1) se ha calculado a partir de la ecuación de Bernoulli, suponiendo la misma energía en la sección de antes del aliviadero (S0) que en la sección supercrítica (S1). Cabe citar que se ha tenido en cuenta la velocidad de aproximación (V_0 , aguas arriba de la estructura de control) para todos los caudales estudiados, ya que en la gran mayoría de ellos la relación entre el calado aguas arriba del aliviadero (y_0) y la altura del aliviadero ($w=31\text{cm}$) es mayor de 1.33, por lo que, como se explica en el apartado 3.5.2, la velocidad de aproximación toma valores apreciables. Por último, el calado subcrítico ha sido calculado mediante la ecuación de Bélanger.

Tabla 3. Valor teórico y error de los calados bajo el aliviadero

Q (m^3/h)	y_0 (cm)	H_0 (cm)	y_1 calc (cm)	y_1 med (cm)	Error (y_1)	y_2 calc (cm)	y_2 med (cm)	Error (y_2)
20	36.40	36.41	0.68	0.65	4.5%	10.18	9.80	6.1%
30	37.65	37.68	1.01	1.00	0.5%	11.75	11.25	4.5%
40	38.75	38.79	1.33	1.40	5.3%	12.35	13.15	6.1%
50	39.65	39.72	1.64	1.70	3.3%	14.26	14.75	3.3%
60	40.45	40.54	1.96	2.10	6.6%	14.74	16.10	8.4%
70	41.20	41.32	2.27	2.30	1.2%	17.42	17.45	0.2%
80	42.05	42.20	2.58	2.75	6.2%	17.12	18.15	5.7%
90	42.75	42.93	2.89	3.05	5.4%	18.40	19.45	5.4%
100	43.45	43.67	3.19	3.50	8.9%	18.24	20.20	9.7%
110	44.00	44.26	3.50	3.75	6.8%	19.82	21.15	6.3%

Como se puede observar, se han anotado los errores que se dan con respecto a los calados medidos (y_{med}) en el laboratorio (Tabla 1). El error medio que se comete en el calado supercrítico es aproximadamente del 5% y en el calado subcrítico del 6%. Debe notarse que al realizar las mediciones en el laboratorio, se presentaba una cierta dificultad a la hora de medir con precisión el calado subcrítico ya que el flujo no llega a estabilizarse totalmente a lo largo de la longitud del canal, y por tanto se producen fluctuaciones en el calado.

Se han calculado las características básicas de cada resalto en función de las ecuaciones del apartado 3.2.3, a partir de los valores medidos en laboratorio, y se muestran en la Tabla 4, donde:

- E_1 es la energía específica antes del resalto
- E_2 es la energía específica después del resalto
- ΔE la pérdida de energía en el resalto
- $\Delta E/E_1$ la pérdida relativa
- E_2/E_1 la eficiencia
- h_j la altura del resalto

- h_j/E_1 la altura relativa
- L_j la longitud del resalto según el Bureau of Reclamation

Tabla 4. Parámetros característicos de resaltos bajo aliviadero recto

Q (m^3/h)	E_1 (cm)	E_2 (cm)	ΔE (cm)	$\Delta E/E_1$ (%)	E_2/E_1	h_j	h_j/E_1	L_j (cm)
20	10.4	9.6	0.8	7.2	0.9275	8.95	0.8607	52.81
30	17.5	11.4	6.1	34.9	0.6512	10.25	0.5865	60.48
40	20.3	13.3	6.9	34.2	0.6579	11.75	0.5784	69.33
50	24.5	15.1	9.5	38.6	0.6143	13.05	0.5326	77.00
60	25.4	16.5	8.9	35.2	0.6482	14.00	0.5501	82.60
70	30.3	17.9	12.4	40.9	0.5914	15.15	0.4995	89.39
80	29.4	18.8	10.6	36.3	0.6374	15.40	0.5231	90.86
90	31.4	20.1	11.3	35.8	0.6419	16.40	0.5225	96.76
100	30.7	21.0	9.7	31.6	0.6838	16.70	0.5434	98.53
110	33.0	22.1	10.9	33.2	0.6680	17.40	0.5266	102.66

Si se compara la pérdida relativa ($\Delta E/E_1$), obtenida a partir de los datos medidos en el laboratorio, con los resultados obtenidos por el Bureau of Reclamation (Figura 19) se observa una gran diferencia en el calado de 20 m^3/h . Con este caudal se obtiene un número de Froude de 10.95, por lo que el resalto debería de ser fuerte y tener una pérdida relativa aproximada al 85%. Sin embargo, visualmente se veía como el resalto poseía una superficie levemente revuelta por pequeñas fluctuaciones, más bien parecida a la de un resalto ondular. Con lo que se deduce que los efectos de escala tienen una gran influencia para este caudal y los resultados no son fiables. También hay que tener en cuenta que la lámina de agua que fluye por el aliviadero es muy fina y las pérdidas por rugosidad juegan un gran papel, se observa así una gran diferencia entre la energía en la sección 0, antes del aliviadero, y la 1, después del aliviadero.

El resto de resaltos se comportan como resaltos oscilantes, disipando todos entre un 30 y un 40% de energía, menos de la esperada para los resaltos estables.

4.2. RESALTOS AGUAS ABAJO DE UNA COMPUERTA

A la hora de usar la compuerta como estructura de control se ha ido abriendo la misma cada centímetro (y_a), buscando el máximo caudal que soporta sin desbordar, dando por tanto los números de Froude mayores que se tienen para cada abertura. Se han obtenido así los resultados que se muestran en la Tabla 5. Además se han calculado el número de Froude (Fr), la fuerza de resistencia (F_D) y el coeficiente de descarga (C_d) a partir de los datos medidos.

Tabla 5. Valores medidos en los resaltos libres obtenidos bajo la compuerta

y_a (m)	$Q_{m\acute{a}x}$ (m ³ /h)	Y_0 (cm)	y_1 (cm)	y_2 (cm)	L_r	Fr	F_D	C_d medido	TIPO DE RESALTO
0.02	35	30.80	1.25	12.10	0.95	7.19	-0.850	0.6250	ESTABLE
0.03	55	36.90	1.95	15.00	1.05	5.80	-0.010	0.6500	ESTABLE
0.04	70	35.10	2.50	16.55	1.20	5.08	0.175	0.6250	ESTABLE
0.06	95	32.00	3.70	18.50	1.25	3.83	0.982	0.6166	OSCILANTE
0.08	113.5	27.50	4.95	18.70	1.30	2.96	-1.069	0.6188	OSCILANTE

De este modo, atendiendo al número de Froude, se han obtenido tres resaltos estables y dos oscilantes.

Con respecto a la fuerza de resistencia (F_D) se obtienen valores parecidos que con el aliviadero recto, próximos a cero.

El coeficiente de descarga de la compuerta calculado a partir de los datos medidos tiene un valor medio de 0.627.

A continuación se calculan los valores teóricos de los calados y su error con respecto al medido en el laboratorio (Tabla 6). En este caso, el calado supercrítico se calcula con el coeficiente de descarga de la compuerta y la apertura de la misma: $y_1 = C_d \cdot y_a$. Siendo los valores de C_d los que se muestran en la Figura 35 según H. R. Henry y que van en función de la relación entre el calado antes de la compuerta y la apertura de la misma (y_0/y_a).

Tabla 6. Valor teórico y error de los calados bajo la compuerta

y_a (cm)	Q (m ³ /h)	Fr	y_0/y_a	C_d	y_1 calc (cm)	y_1 med (cm)	Error (y_1)	y_2 calc (cm)	y_2 med (cm)	Error (y_2)
2	35	7	15	0.5884	1.18	1.25	5.8%	11.66	12.10	3.6%
3	55	6	12	0.5837	1.75	1.95	10.2%	16.95	15.00	13.0%
4	70	5	9	0.5754	2.30	2.50	7.9%	17.75	16.55	7.3%
6	95	4	5	0.5552	3.33	3.70	10.0%	22.34	18.50	20.8%
8	113.5	3	3	0.5322	4.26	4.95	14.0%	21.04	18.70	12.5%

Como ya se ha comentado para el aliviadero, en el calado subcrítico se dan mayores errores debido a las fluctuaciones que sufre el flujo aguas abajo del resalto, éstas además son mayores cuanto mayor es el caudal. El error medio del calado supercrítico (y_1) es del 10% mientras que para el calado subcrítico se tiene una media de error del 11%.

Las características básicas de estos resaltos se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7. Parámetros característicos de resaltos bajo compuerta

Fr	E ₁ (cm)	E ₂ (cm)	ΔE (cm)	ΔE/E ₁	E ₂ /E ₁	h _j (cm)	h _j /E ₁	L _j (cm)
7	33.5	12.4	21.1	62.9	0.3710	10.85	0.32347	64.02
6	34.7	15.6	19.1	55.2	0.4480	13.05	0.37590	77.00
5	34.8	17.3	17.5	50.3	0.4969	14.05	0.40383	82.90
4	30.9	19.6	11.3	36.5	0.6348	14.80	0.47969	87.32
3	26.6	20.2	6.4	24.0	0.7599	13.75	0.51682	81.13

En el caso bajo compuerta, los resultados de las pérdidas relativas ($\Delta E/E_1$) son razonablemente mejores que los obtenidos con el aliviadero. Para los resaltos estables (números de Froude de 5, 6 y 7) se debería tener una pérdida relativa de energía de entre el 45 y el 70% y para los oscilantes (números de Froude de 3 y 4) entre el 15 y el 45 %, lo cual concuerda con los datos obtenidos en el laboratorio.

En la Figura 49 se comparan las curvas experimentales del USBR con los datos obtenidos para la compuerta y se comprueba que los valores son muy similares a los esperados.

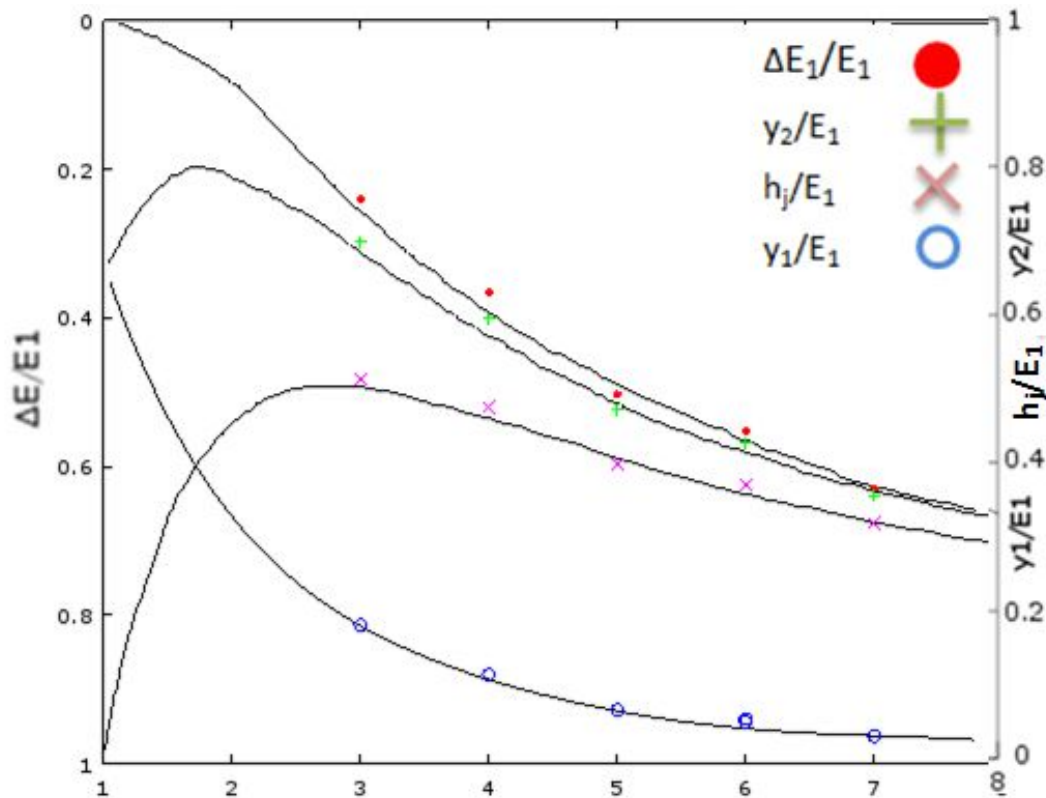


Figura 44. Comparación de resultados teóricos y experimentales

4.3. PERFILES DE VELOCIDAD DENTRO DEL RESALTO

Una vez entendido el funcionamiento del tubo de Pitot estático, el cual ha sido descrito en el apartado 3.4, se procede a hacer el análisis de velocidades medias obtenidas en el laboratorio. Se han estudiado 4 resaltos bajo compuerta. Estos no han sido escogidos al azar, si no que se

han forzado para conseguir con ellos números de Froude lo más próximos posibles a 3, 4, 5 y 6.

En cada resalto se ha medido la velocidad en las 6 secciones transversales que se muestran en la Figura 50.

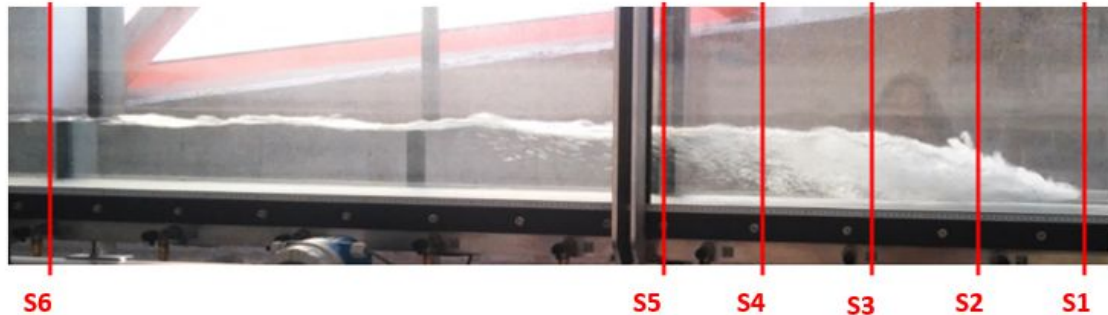


Figura 50. Definición de las secciones estudiadas para la velocidad

Las secciones se han escogido en función de la longitud total del resalto, L , siendo:

- S1: sección localizada en el inicio del resalto ($x=0L$)
- S2: sección localizada a un cuarto de la longitud del resalto ($x=\frac{1}{4}L$)
- S3: sección localizada a la mitad de la longitud del resalto ($x=\frac{1}{2}L$)
- S4: sección localizada a tres cuartos de la longitud del resalto ($x=\frac{3}{4}L$)
- S5: sección localizada al final de la longitud del resalto ($x=L$)
- S6: sección localizada a una distancia $2L$ del inicio del resalto, suficientemente retirada como para que las líneas de corriente vuelvan a ser paralelas ($x=2L$)

En cada sección se ha ido elevando el Tubo de Pitot (y_t) desde el fondo de la solera, para lo que el orificio se encuentra a 0,5 cm, hasta la superficie de la lámina de agua.

Las siguientes figuras muestran el perfil de velocidad media en las distintas secciones dentro del resalto para el número de Froude elegido. En el eje de ordenadas se representa la relación entre la altura a la que se dispone el Tubo de Pitot (y_t) y el calado subcrítico (y_2), y en el eje de abscisas la velocidad media obtenida mediante la fórmula de Pitot (ecuación 3-57).

Debajo de cada gráfica se puede observar una tabla con los parámetros característicos de cada resalto. En ella se calculan las velocidades antes y después del resalto, a partir de los datos medidos, las cuales se deben corresponder a las obtenidas en los perfiles $0L$ y $2L$, respectivamente. Esto se cumple de forma aproximada debido a la precisión que se obtiene con el tubo de Pitot estático.

En el anexo 1 se muestran las tablas con los datos de muestreo a partir de los cuales se han graficado los perfiles.

Los parámetros anotados en las tablas son:

- $Q (m^3/h)$ = Caudal usado en el ensayo

- y_a (cm) = Abertura de la compuerta
- y_0 (cm) = Calado medido aguas arriba de la compuerta
- y_1 (cm) = Calado medido antes del resalto, en la sección supercrítica
- y_2 (cm) = Calado medido después del resalto, en la sección subcrítica
- Fr = Número de Froude del ensayo con los datos medidos
- v_1 (m/s) = Velocidad calculada en la sección supercrítica a partir de los datos medidos
- v_2 (m/s) = Velocidad calculada en la sección subcrítica a partir de los datos medidos

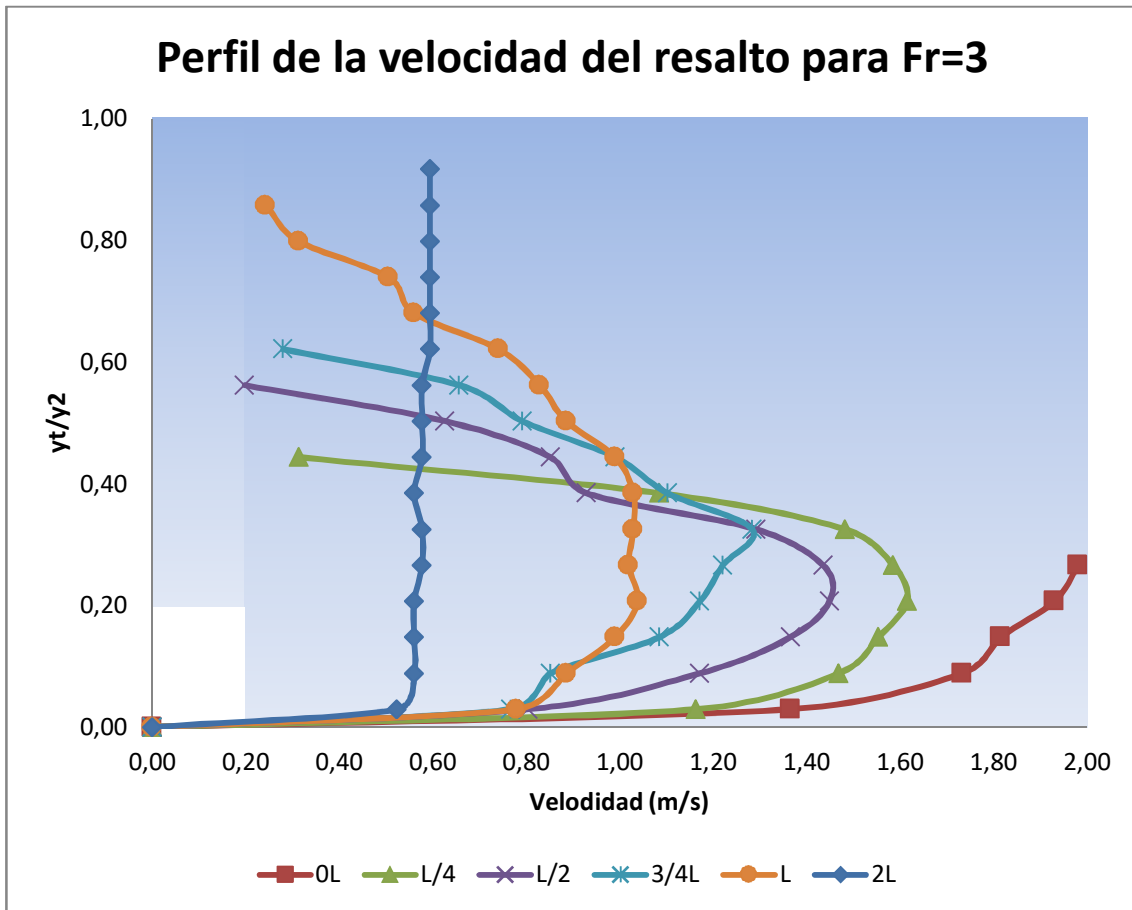


Figura 51. Perfil de velocidades dentro de un resalto con número de Froude 3

Tabla 8. Parámetros medidos bajo la compuerta para $Fr=3$

Q (m^3/h)	110.00
y_a (cm)	8.00
y_0 (cm)	27.00
y_1 (cm)	4.85
y_2 (cm)	16.90
Fr	2.96
v_1 (m/s)	2.04
v_2 (m/s)	0.59

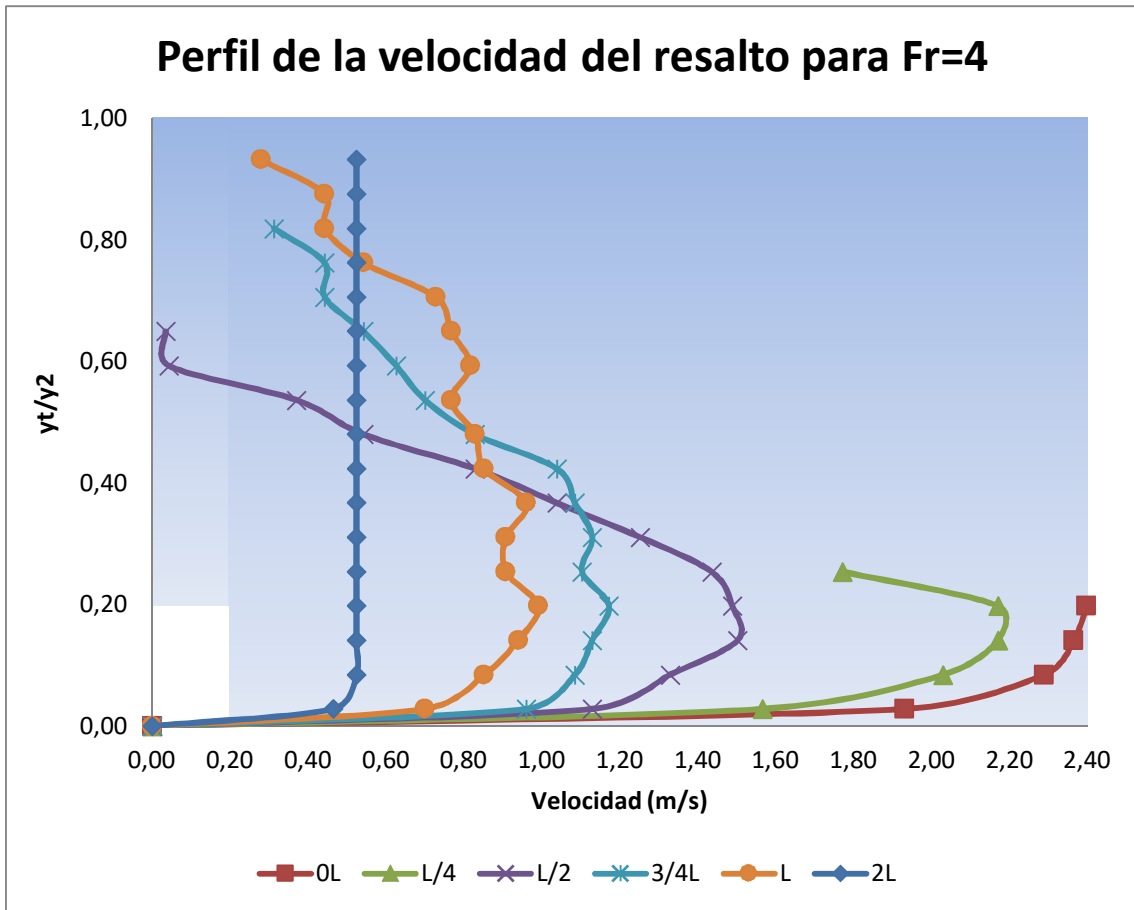


Figura 52. Perfil de velocidades dentro de un resalto con número de Froude 4

Tabla 9. Parámetros medidos bajo la compuerta para $Fr=4$

Q (m^3/h)	100.00
y_a (cm)	6.00
y_0 (cm)	38.00
y_1 (cm)	3.70
y_2 (cm)	17.70
Fr	4.03
v_1 (m/s)	2.43
v_2 (m/s)	0.51

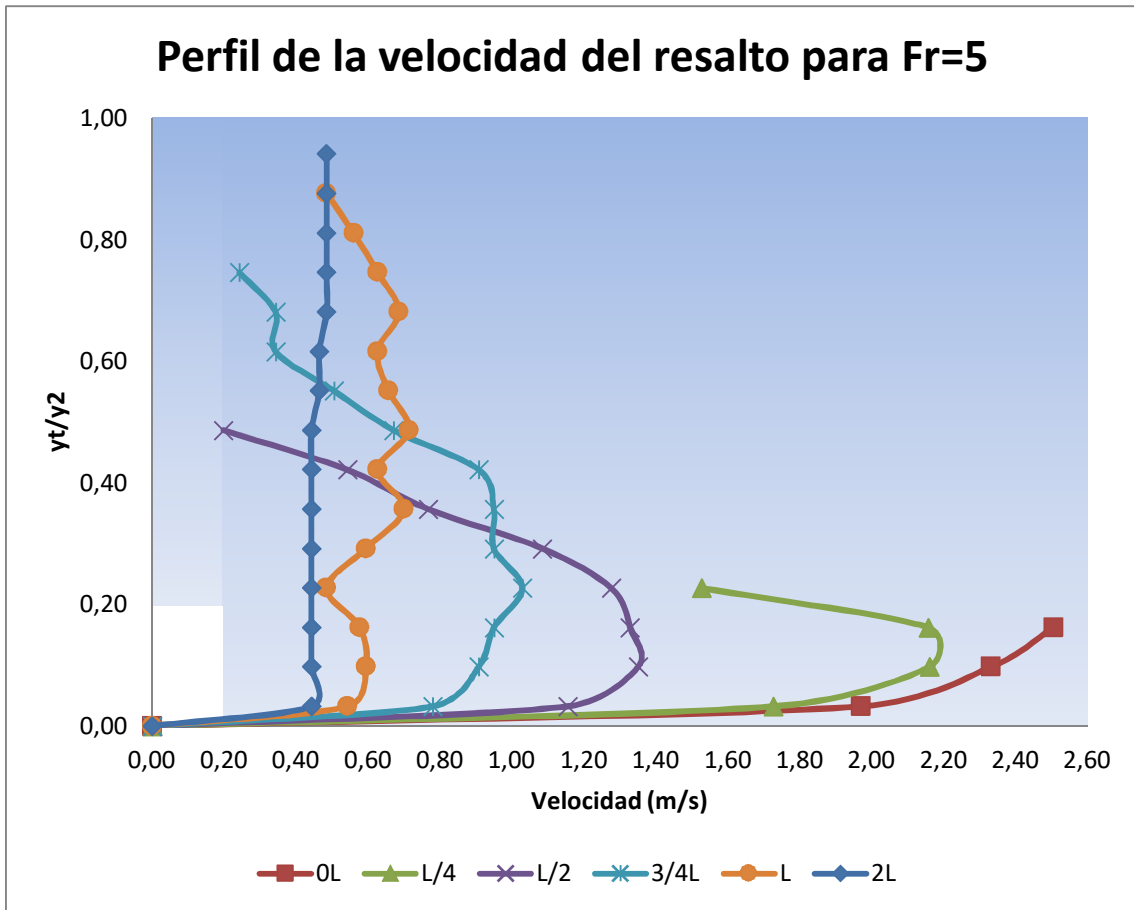


Figura 53. Perfil de velocidades dentro de un resalto con número de Froude 5

Tabla 10. Parámetros medidos bajo la compuerta para $Fr=5$

Q (m^3/h)	70.00
y_a (cm)	4.00
y_0 (cm)	35.15
y_1 (cm)	2.50
y_2 (cm)	15.40
Fr	5.08
v_1 (m/s)	2.52
v_2 (m/s)	0.41

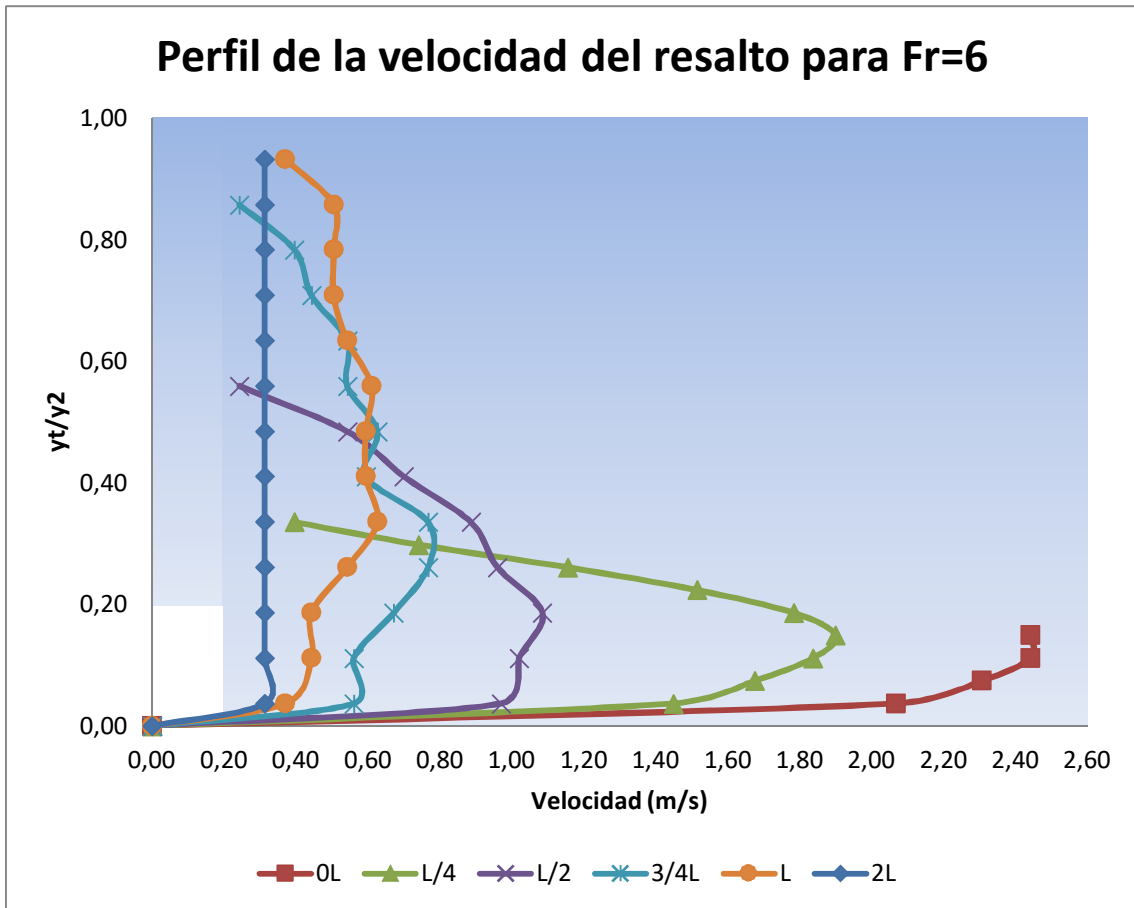


Figura 54. Perfil de velocidades dentro de un resalto con número de Froude 5

Tabla 11. Parámetros medidos bajo la compuerta para Fr=6

Q (m ³ /h)	50.00
y _a (cm)	3.00
y ₀ (cm)	32.85
y ₁ (cm)	1.80
y ₂ (cm)	13.40
Fr	5.94
v ₁ (m/s)	2.50
v ₂ (m/s)	0.34

Observando estos perfiles se comprueba como a mayor número de Froude existe una mayor disipación de energía, ya que la diferencia entre la velocidad a 0L y a 2L se hace mayor.

Para ver de una manera más clara el perfil de velocidad en cada sección se ha graficado éste en función del número de Froude.

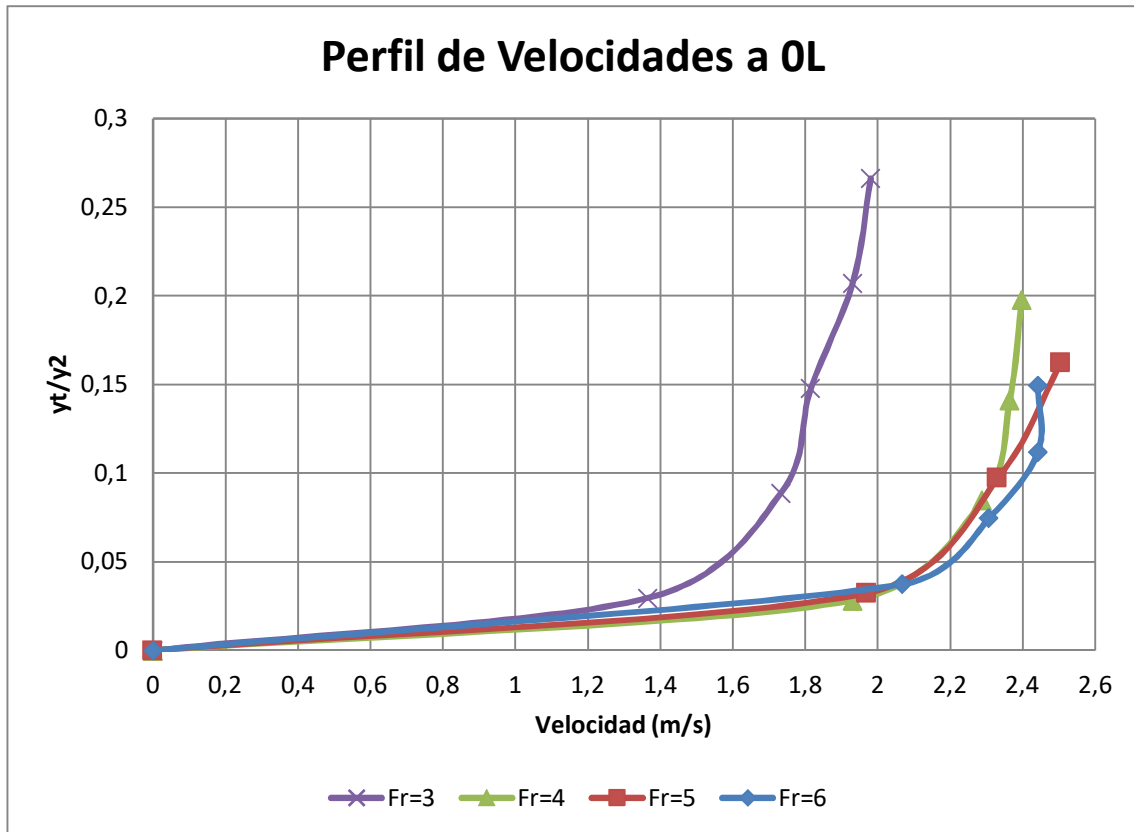


Figura 55. Perfil de velocidad al inicio del resalto para todos los números de Froude estudiados

En este perfil se observan velocidades muy altas, próximas a 2.60 m/s, debido a la cercanía con la salida del flujo bajo la compuerta, y en porcentajes de calados muy bajos.

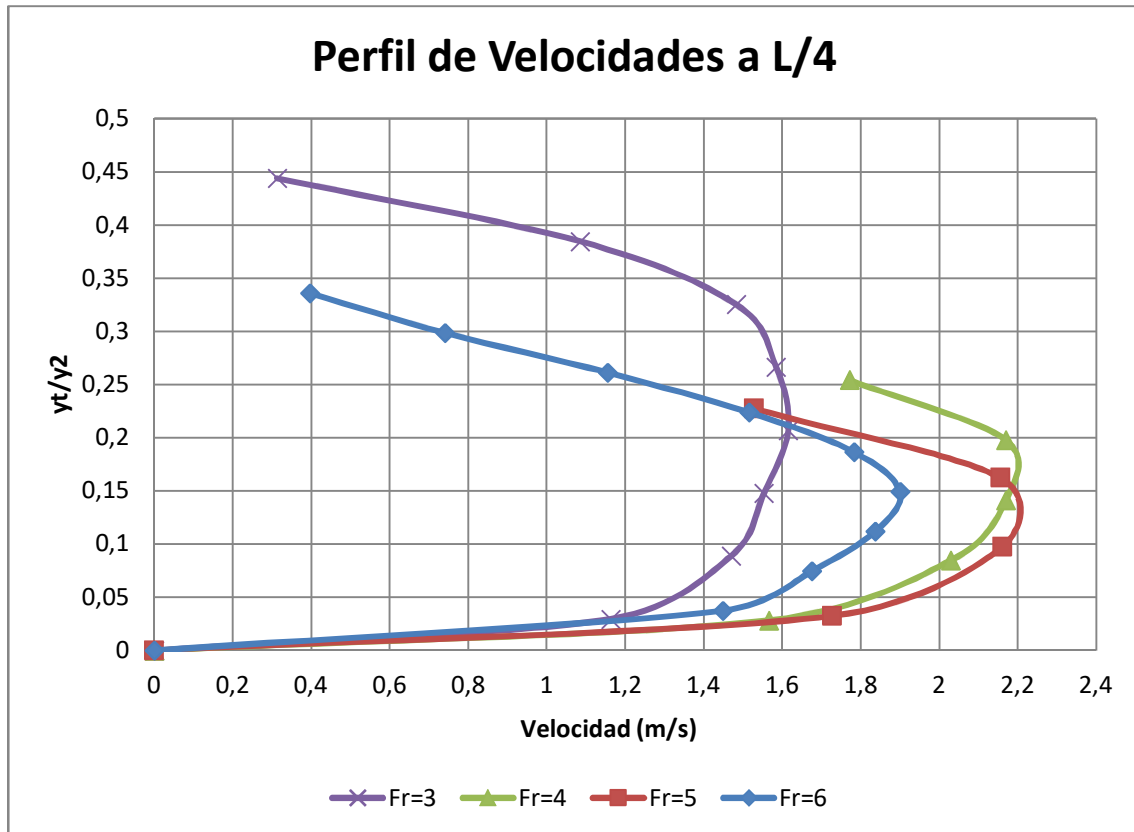


Figura 56. Perfil de velocidades a L/4 del inicio del resalto para todos los números de Froude estudiados

En este caso se observan también velocidades altas cerca de la solera del canal, aunque algo inferiores a las anteriores ya que nos encontramos a mayor distancia de la compuerta. Los perfiles son muy similares y se produce un descenso muy rápido de las velocidades con el incremento del calado debido a la turbulencia de la zona muestreada.

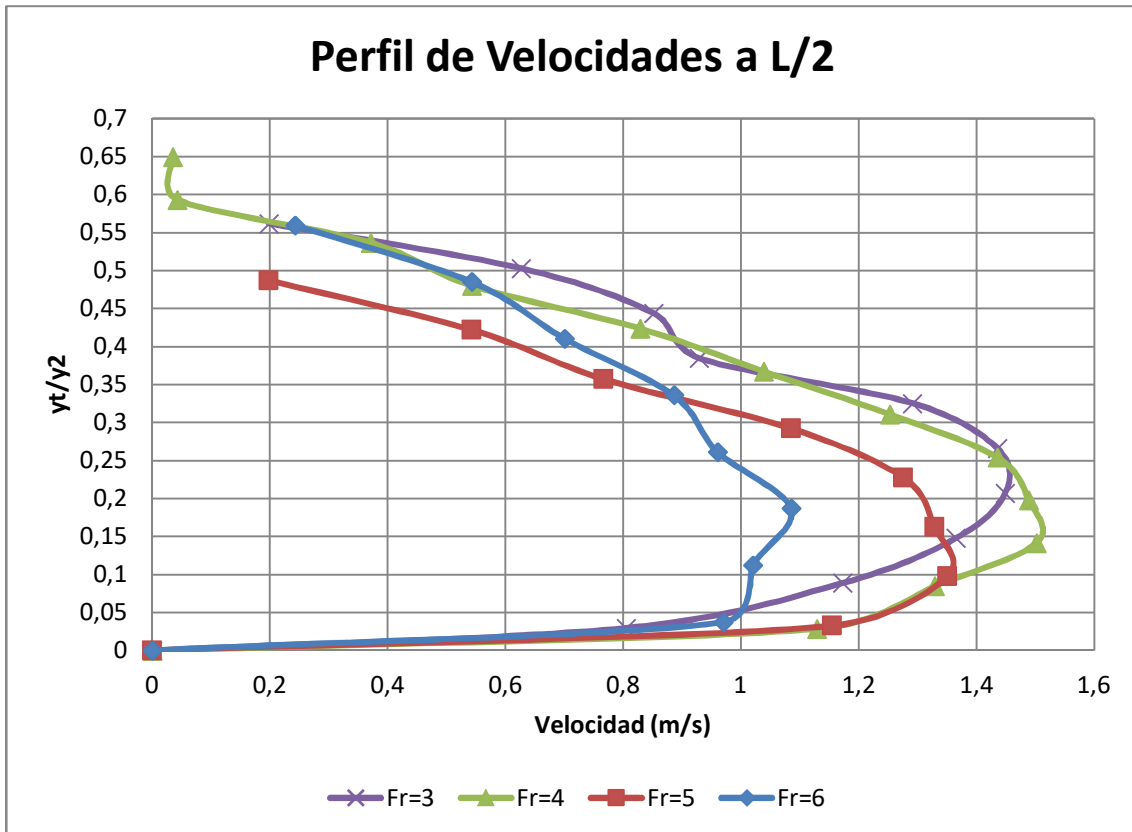


Figura 57. Perfil de velocidades a L/2 del inicio del resalto para todos los números de Froude estudiados

En este caso se observan velocidades altas cerca de la solera del canal, aunque reducidas con respecto a los casos anteriores, lo que nos indica el efecto de la disipación de energía dentro del resalto hidráulico.

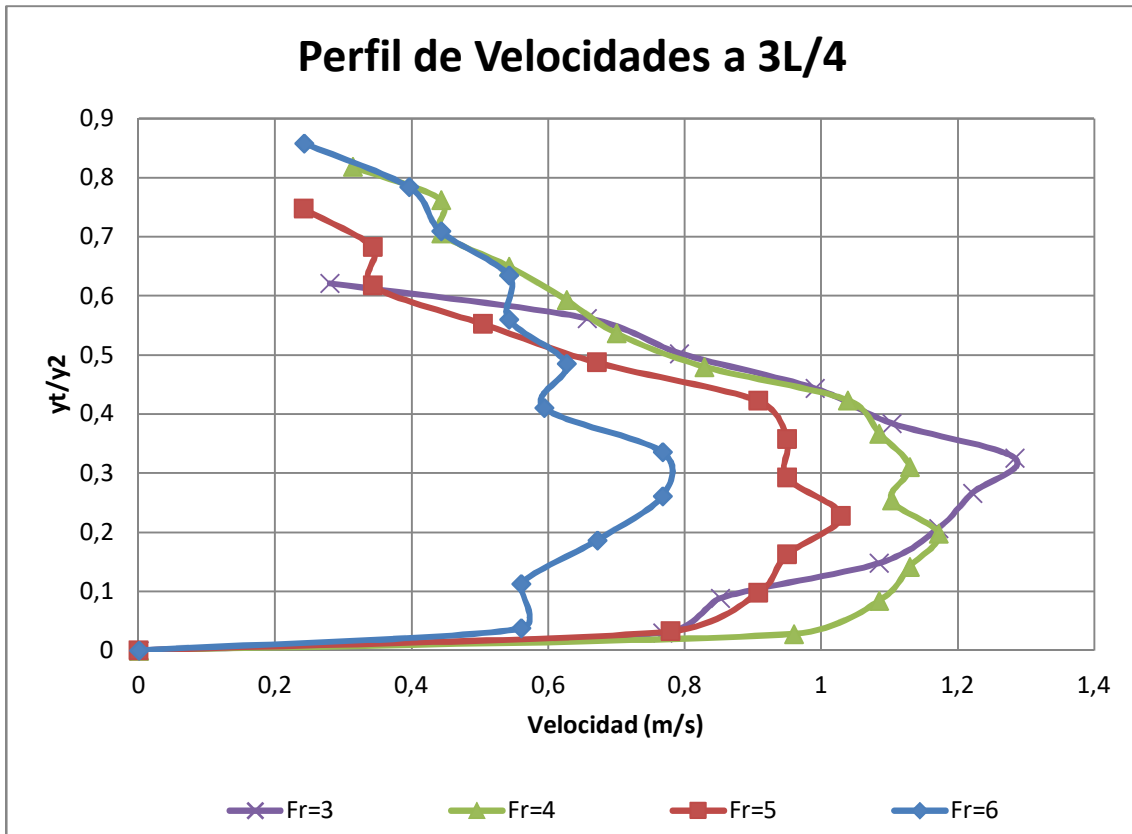


Figura 58. Perfil de velocidades a 3L/4 del inicio del resalto para todos los números de Froude estudiados

Se observa como la velocidad cerca de la solera del canal ya no es tan alta, por efecto de la disipación de energía, y el descenso de ésta conforme aumenta el calado es mucho más paulatino que en los perfiles anteriores.

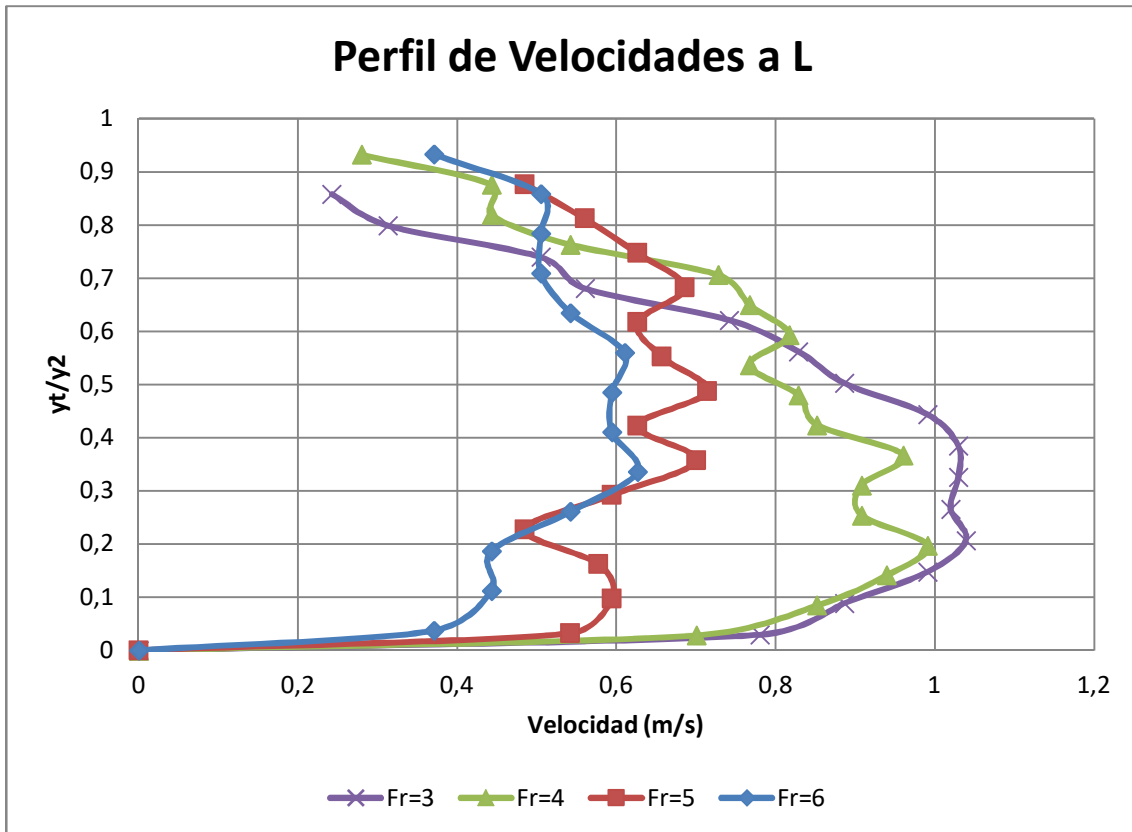


Figura 59. Perfil de velocidades al final del resalto para todos los números de Froude estudiados

Se observa una menor variación de la velocidad desde la solera a la superficie, sobre todo para los números de Froude de 5 y 6. La velocidad se está estabilizando.

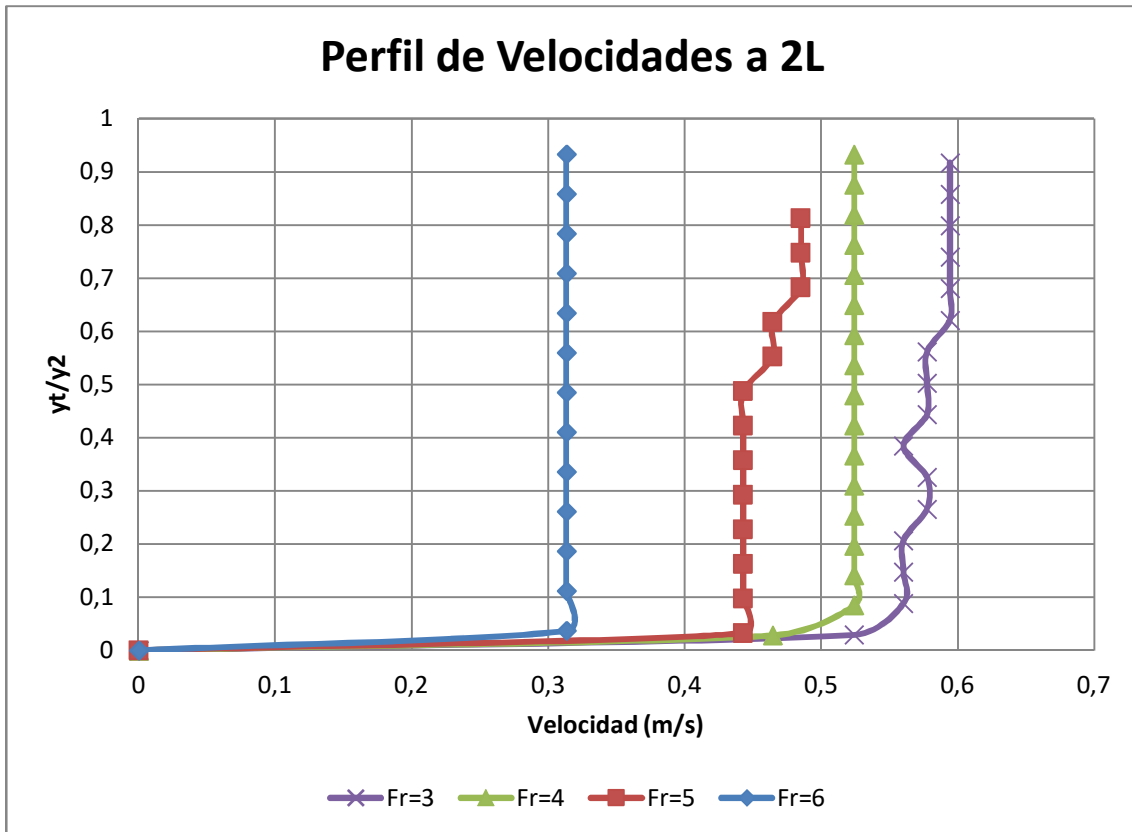


Figura 60. Perfil de velocidades 2L del inicio del resalto para todos los números de Froude estudiados

En estos perfiles se observa una distribución de velocidades muy uniforme. El flujo se ha desarrollado y está en el perfil tipo. Aunque como se observa para el resalto con número de Froude de 3 (resalto oscilante) las ondas de gran longitud y período irregular que se producen se trasladan hacia aguas abajo, no dejando que el flujo se calme totalmente.

5. DISEÑO E IMPRESIÓN DE BLOQUES DE IMPACTO

5.1. BLOQUES TRAPEZOIDALES TIPO RANGA RAJU

Como se explica en el apartado 3.6.1, el diseño de la pieza se simplifica a elegir una altura. Para ello se han tenido en cuenta dos parámetros, que son el calado supercrítico (y_1) y la relación de la altura del bloque con dicho calado ($\Delta Z/y_1$).

La relación $\Delta Z/y_1$ ha sido decisiva. Se ha buscado que la relación sea mayor que 1 ya que para valores menores que 1 se tiene poca precisión del coeficiente ψ_1 (Figura 44). Por otra parte, hay que tener en cuenta que este coeficiente no sobrepase el valor de 9, ya que es el máximo de la gráfica.

Con respecto al calado supercrítico se ha buscado que sea menor que la altura de la pieza.

Con todo esto, las dimensiones elegidas para esta pieza son las que se muestran a continuación.

- Altura: $\Delta Z= 60$ mm
- Longitud de la parte superior: $L_{sup}=0,2\Delta Z= 12$ mm
- Ancho: $W= 0,75\Delta Z= 45$ mm
- Pendiente de la pared: 1 horizontal: 1 vertical

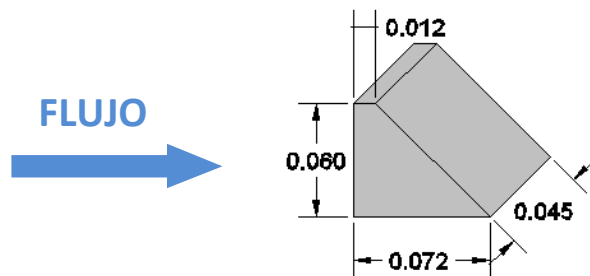


Figura 61. Dimensiones de la pieza tipo Ranga Raju ensayada

En la Tabla 12 se muestran los resultados de los calados supercríticos obtenidos mediante los ensayos en el laboratorio y la relación $\Delta Z/y_1$ para la altura fijada de 60 mm.

Tabla 12. Calados supercríticos y relación de la altura de la pieza con ellos.

ALIVIADERO RECTO			COMPUERTA			
Q (m ³ /h)	y ₁ (cm)	$\Delta Z/y_1$	y _a (cm)	Q (m ³ /h)	y ₁ (cm)	$\Delta Z/y_1$
20	0.65	9.23	1.00	15.00	0.70	8.57
30	1.00	6.00	2.00	35.00	1.25	4.80
40	1.40	4.29	3.00	55.00	1.95	3.08
50	1.70	3.53	4.00	70.00	2.50	2.40
60	2.10	2.86	6.00	95.00	3.70	1.62
70	2.30	2.61	8.00	113.50	4.95	1.21
80	2.75	2.18				
90	3.05	1.97				
100	3.50	1.71				
110	3.75	1.60				
113.5	3.90	1.54				

Se observa que únicamente hay un valor de $\Delta Z/y_1$ mayor que 9, así como que, en todos los casos, el calado supercrítico (y_1) es menor que el valor elegido para la altura de la pieza (6 cm).

Una vez elegidas las dimensiones de la pieza y teniendo en cuenta que la ocupación con respecto al ancho del canal sea menor del 75% (recomendación del Bureau of Reclamation) se ha dispuesto una fila compuesta por 3 bloques de impacto, repartidos en planta según la siguiente dispersión.

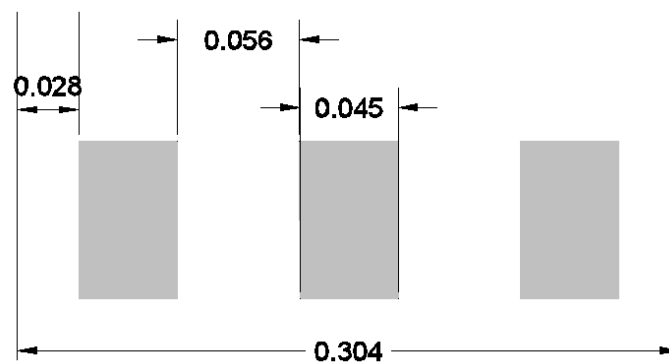


Figura 62. Planta de la fila de bloques tipo Ranga Raju

Las piezas han sido impresas mediante impresora 3D y se han pegadas a una placa de metacrilato, de 30.4 cm de ancho, a la cual se le han hecho 2 agujeros para poder atornillarla a la placa del canal de ensayo.

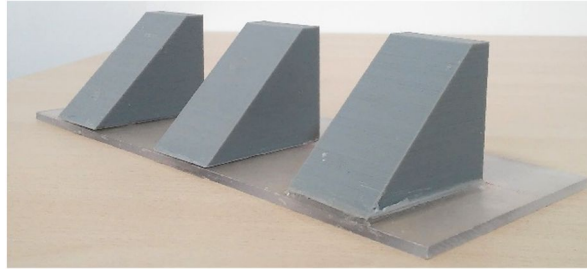


Figura 63. Piezas tipo Ranga Raju imprimidas y pegadas a la placa

5.2. ESTRUCTURA NORMALIZADA LYAPIN

Como se ha comentado en el apartado de teoría, la altura de esta pieza está en función del calado supercrítico. Debido a la gran diversidad de caudales ensayados no es posible definir una altura que cumpla con las condiciones dadas para todos los caudales. Por tanto, se han diseñado 4 tipos de piezas, de diferentes alturas, con las que se cubren todos los casos.

La siguiente tabla muestra los valores límites entre las que se tiene que encontrar la altura del elemento disipador ($1.5y_1$ y $3.5y_1$) para cada caudal ensayado.

Tabla 13. Valores límites para la altura de la pieza Lyapin

Q (m ³ /h)	ALIVIADERO		y _a (cm)	Q _{max} (m ³ /h)	COMPUERTA	
	1.5y ₁ (cm)	3.5y ₁ (cm)			1.5y ₁	3.5y ₁
20.00	0.98	2.28	1.00	20.00	1.05	2.45
30.00	1.50	3.50	2.00	35.00	2.10	4.90
40.00	2.10	4.90	3.00	55.00	2.70	6.30
50.00	2.55	5.95	4.00	70.00	3.75	8.75
60.00	3.15	7.35	5.00	90.00	4.65	10.85
70.00	3.45	8.05	6.00	114.00	5.55	12.95
80.00	4.13	9.63	8.00	110.00	7.28	16.98
90.00	4.58	10.68				
100.00	5.25	12.25				
110.00	5.63	13.13				
113.70	5.85	13.65				

A partir de los resultados obtenidos en la Tabla 13 se diseñan piezas de 2, 4, 6 y 10 cm de altura. A continuación se desarrollan las dimensiones de cada una y se especifica para qué ensayos son válidas.

Lyapin 2 cm

Esta pieza ha sido diseñada para los caudales menores de tal forma que es válida para los siguientes ensayos:

- Aliviadero con $Q = 20$ y $30 \text{ m}^3/\text{s}$
- Compuerta con $y_a = 1 \text{ cm}$ y $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$



Figura 64. Pieza Lyapin de 2 cm de altura

Sus dimensiones son las que siguen.

- Altura: $h = 20 \text{ mm}$
- Ancho: $W = 20 \text{ mm}$
- Espesor de la cresta: $e = 4 \text{ mm}$
- Pendiente de las paredes: Pte 1:1
- Número de piezas: $n = 12$
- Separación entre piezas: $s = 5 \text{ mm}$
- Separación de las paredes: $s_{\text{wall}} = 4.5 \text{ mm}$

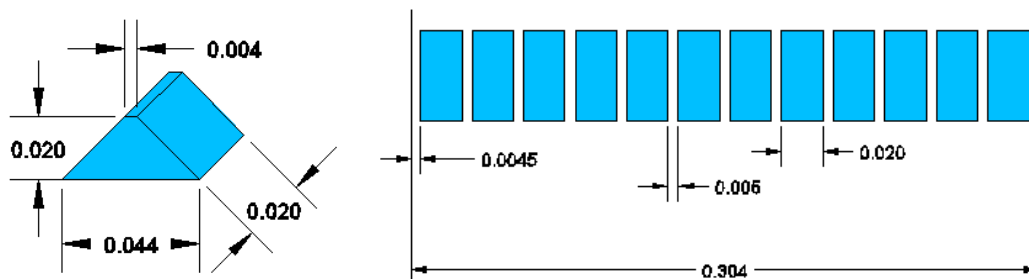


Figura 65. Dimensiones y distribución en el canal de la pieza Lyapin de 2 cm de altura

LYAPIN 4 cm

Diseñada para los caudales intermedios de tal forma que es válida para los siguientes ensayos:

- Aliviadero con $Q=40, 50, 60$ y $70 \text{ m}^3/\text{s}$
- Compuerta con $y_a=2 \text{ cm}$ y $Q=35 \text{ m}^3/\text{s}$
 $y_a=3 \text{ cm}$ y $Q=55 \text{ m}^3/\text{s}$
 $y_a=4 \text{ cm}$ y $Q=70 \text{ m}^3/\text{s}$

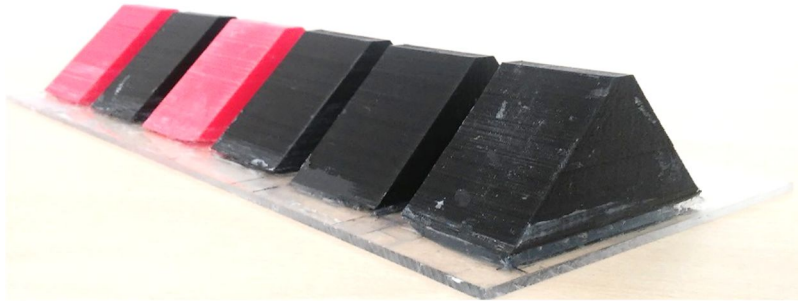


Figura 66. Pieza Lyapin de 4 cm de altura

Sus dimensiones son las que siguen.

- Altura: $h=40 \text{ mm}$
- Ancho: $W=39.2 \text{ mm}$
- Espesor de la cresta: $e=8 \text{ mm}$
- Pendiente de las paredes: Pte 1:1
- Número de piezas: $n=6$
- Separación entre piezas: $s=11.52 \text{ mm}$
- Separación de las paredes: $s_{\text{wall}}=5.59 \text{ mm}$

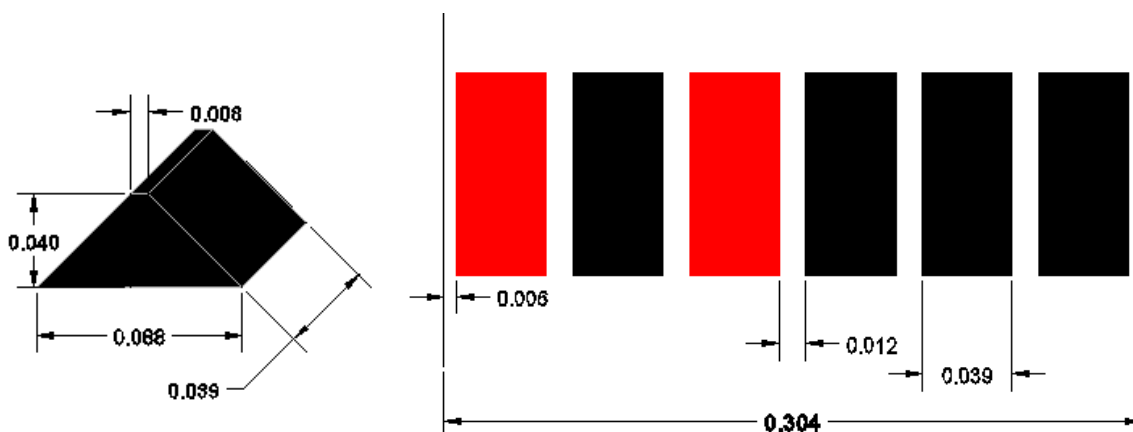


Figura 67. Dimensiones y distribución en el canal de la pieza Lyapin de 4 cm de altura

Lyapin de 6 cm

Diseñada para los caudales intermedios y mayores de tal forma que es válida para los siguientes ensayos:

- Aliviadero con $Q=60, 70, 80, 90, 100, 110$ y $113.7 \text{ m}^3/\text{s}$
- Compuerta con $y_a=3 \text{ cm}$ y $Q=55 \text{ m}^3/\text{s}$
 $y_a=4 \text{ cm}$ y $Q=70 \text{ m}^3/\text{s}$
 $y_a=5 \text{ cm}$ y $Q=90 \text{ m}^3/\text{s}$
 $y_a=6 \text{ cm}$ y $Q=113.7 \text{ m}^3/\text{s}$



Figura 68. Pieza Lyapin de 6 cm de altura

Sus dimensiones son las que siguen.

- Altura: $h=60 \text{ mm}$
- Ancho: $W=47 \text{ mm}$
- Espesor de la cresta: $e=12 \text{ mm}$
- Pendiente de las paredes: Pte 1:1
- Número de piezas: $n=5$
- Separación entre piezas: $s=14 \text{ mm}$
- Separación de las paredes: $s_{\text{wall}}=6.5 \text{ mm}$

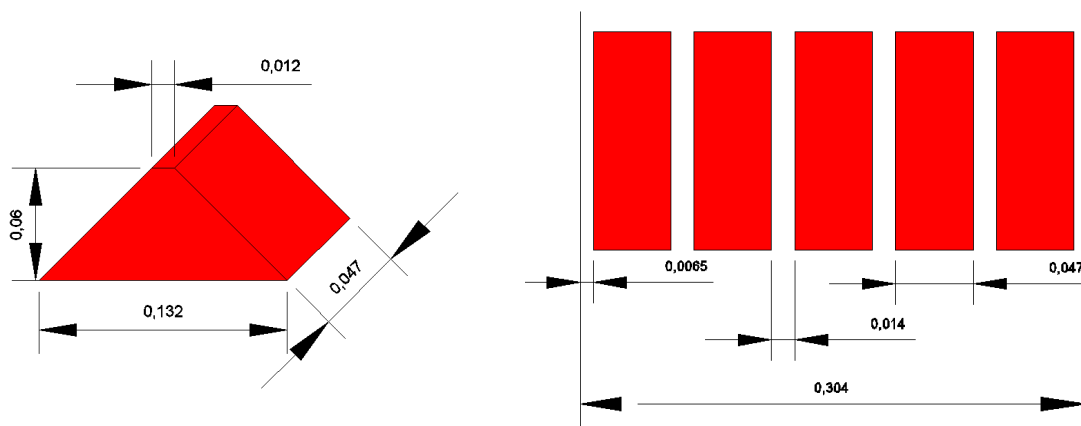


Figura 69. Dimensiones y distribución en el canal de la pieza Lyapin de 6 cm de altura

Lyapin de 10 cm

Diseñada para los caudales mayores de tal forma que es válida para los siguientes ensayos:

- Aliviadero con $Q= 90, 100, 110$ y $113.7 \text{ m}^3/\text{s}$
- Compuerta con $y_a=5 \text{ cm}$ y $Q=90 \text{ m}^3/\text{s}$
 $y_a=6 \text{ cm}$ y $Q=113.7 \text{ m}^3/\text{s}$
 $y_a=8 \text{ cm}$ y $Q=110 \text{ m}^3/\text{s}$

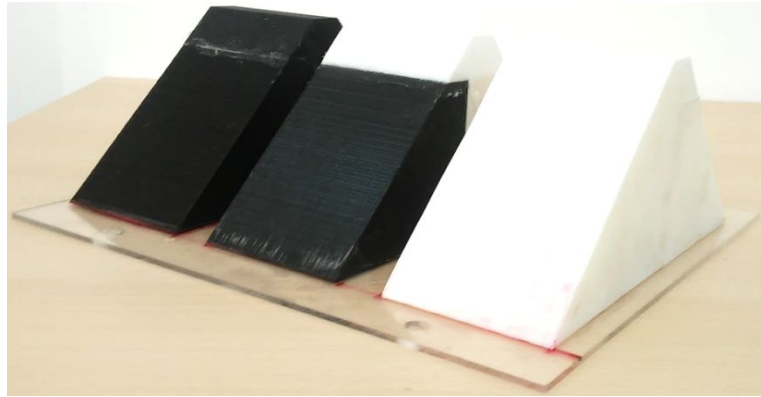


Figura 70. Pieza Lyapin de 10 cm de altura

Sus dimensiones son las que siguen.

- Altura: $h= 100 \text{ mm}$
- Ancho: $W= 80 \text{ mm}$
- Espesor de la cresta: $e= 20 \text{ mm}$
- Pendiente de las paredes: Pte 1:1
- Número de piezas: $n=3$
- Separación entre piezas: $s= 21 \text{ mm}$
- Separación de las paredes: $s_{\text{wall}}=11 \text{ mm}$

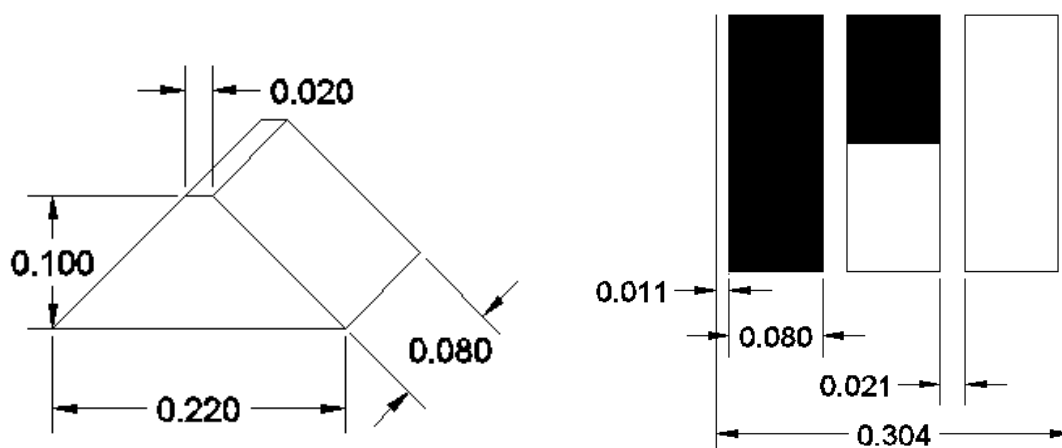


Figura 71. Dimensiones y distribución en el canal de la pieza Lyapin de 10 cm de altura

6. ESTUDIO EXPERIMENTAL DE CUENCOS DISIPADORES DE ENERGÍA

Una vez que se han diseñado e imprimido los bloques de impacto, se ha repetido la campaña de medición de los perfiles del flujo, disponiendo éstos en el canal de ensayo y formando así los distintos tipos de cuencos disipadores de energía que se van a estudiar.

En este apartado se explica cómo se han realizado los diferentes ensayos con cada uno de los modelos diseñados. Se hace un análisis de los mismos y se comparan los resultados obtenidos en el laboratorio con los datos existentes en la bibliografía.

6.1. BLOQUES TRAPEZOIDALES TIPO RANGA RAJU

6.1.1. ANÁLISIS DE ENSAYOS

En el caso del cuenco disipador de energía formado con la estructura tipo Ranga Raju, se han ensayado distintas posiciones de los bloques de impacto con respecto a la posición del aliviadero o compuerta plana vertical.

En cada ensayo se disponen los bloques en las distintas posiciones posibles que tiene la placa base del canal de ensayo (Figura 72). Para todos los caudales estudiados se anota el calado subcrítico (y_2) y la longitud del resalto (L_r).

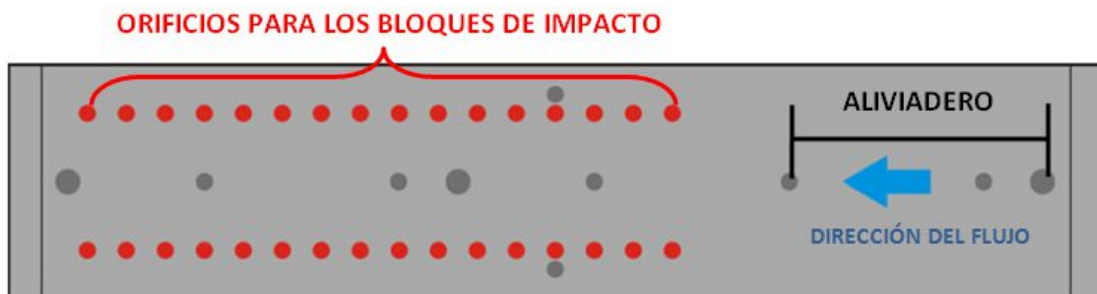


Figura 72. Detalle de los orificios de la placa base en la que se han dispuesto los bloques

➤ Calado subcrítico bajo el aliviadero

En la posición 1, la pieza se encuentra a 8 cm del pie del aliviadero. A partir de esta posición, las piezas se ha alejado incrementos de 5 cm hasta que, o bien los bloques quedaban fuera del resalto, o aun estando dentro del resalto, los parámetros medidos no cambiaban debido a la no influencia que ejercían los bloques sobre el flujo.



Figura 73. Ejemplo de ensayo realizado con la pieza tipo Ranga Raju

En el Anejo 2.1 se muestran las distancias de los bloques al aliviadero y los parámetros medidos.

En las siguientes imágenes se observa la variación que sufre el calado subcrítico dependiendo de la posición (X_0) en la que se colocan los bloques de impacto, aguas abajo del aliviadero para cada caudal ensayado.

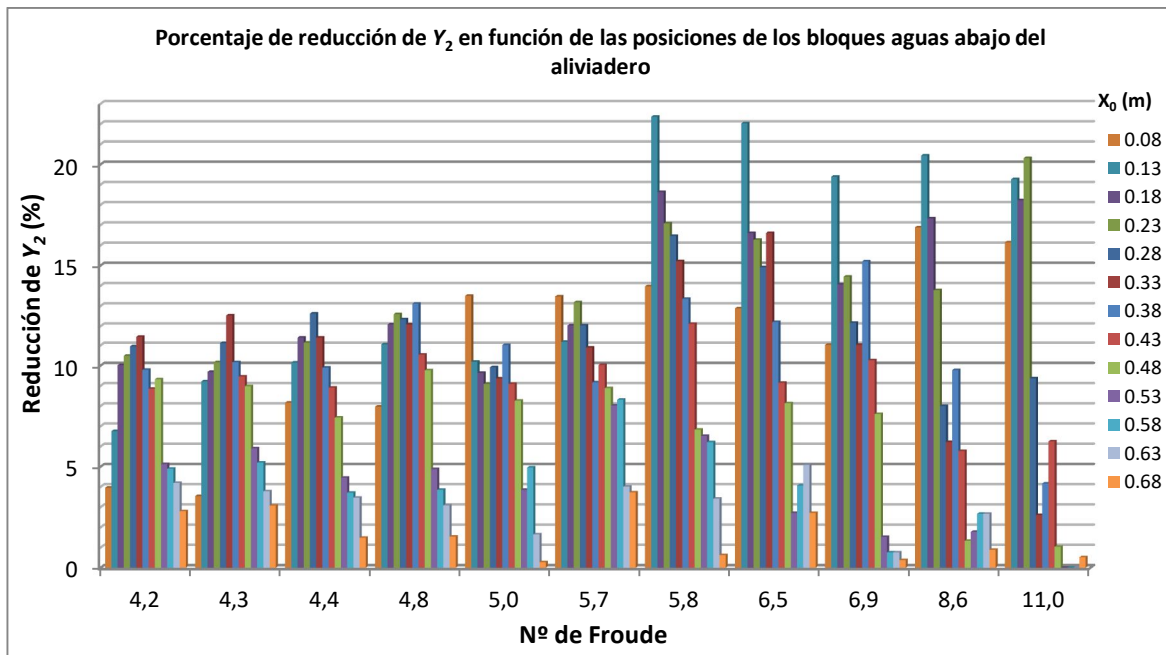


Figura 74 a). Porcentaje de reducción del calado subcrítico en función de la posición de la pieza (x_0) aguas abajo del aliviadero

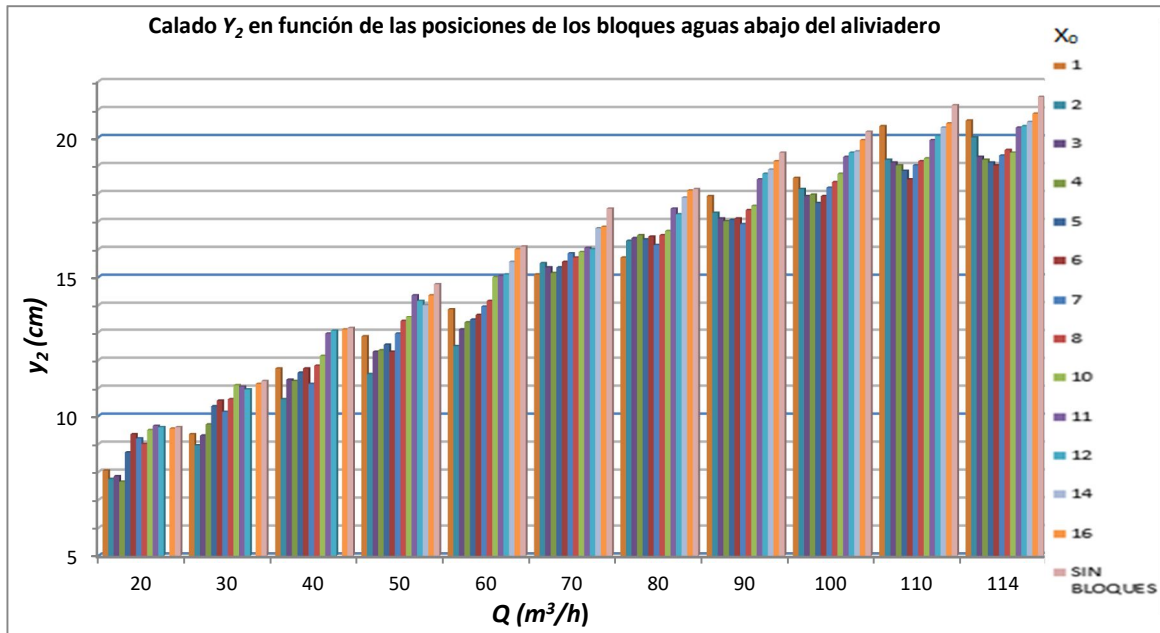


Figura 74 b). Variación de calado subcrítico en función de la posición de la pieza (x_0) aguas abajo del aliviadero

Para el resalto fuerte con número de Froude de 11 ($Q=20\text{m}^3/\text{h}$) solo se producen reducciones de calado considerables para posiciones menores a 28 cm desde el pie del aliviadero (menores que la posición 5). En esta situación la longitud del resalto es de unos 40 cm. Se deduce que las piezas dejan de tener influencia en la parte final del resalto.

Para los caudales desde 30 a 60 m^3/h , con números de Froude entre 8.6 y 5.8, se produce reducción del calado hasta la posición 6, situada a 33 cm del pie del aliviadero. Las longitudes de estos resaltos, sin bloques, son de un metro aproximadamente. Los resultados tienden a indicar que la distancia óptima para disponer estos bloques sería en el primer tercio de la longitud del resalto.

La disminución que se obtiene en los caudales de 70 y 80 m^3/h , con números de Froude de 5.7 y 5, es prácticamente la misma hasta la posición 10 (a 53 cm del pie de aliviadero). La longitud de resalto libre en estos resaltos es de 1.5 y 1.3 m, respectivamente. Al igual que en los ensayos anteriores, se puede afirmar que colocando los bloques en el primer tercio de la longitud del resalto se obtienen las mayores reducciones del calado.

A partir del caudal de 90 m^3/h , donde se obtienen resaltos oscilantes con números de Froude menores de 5, se observa un mismo patrón en la reducción del calado conforme se van moviendo los bloques de posición. Aunque para todas las posiciones se obtienen calados menores a los que se tenían sin la disposición de los bloques, existe un valor mínimo en la posición 6 ($X_0=33$ cm), donde se obtiene la mayor reducción. La longitud de estos resaltos libres es de unos 130 cm. De este modo los mejores resultados se obtienen a un cuarto de la longitud del resalto. Los resultados se consideran muy favorables cuando los bloques se sitúan en el primer tercio de la longitud del resalto ($X_0=53$ cm).

➤ **Calado subcrítico bajo la compuerta plana**

Usando la compuerta plana como elemento de control, los resultados concuerdan con los obtenidos con el perfil del aliviadero.



Figura 75. Ejemplo de ensayo realizado con la pieza tipo Ranga Raju

Como se observa en la Figuras 76a) y 76b), para el caudal de $15 \text{ m}^3/\text{h}$ la disminución es mínima y no depende de la posición de la pieza, pero a medida que va disminuyendo el número de Froude se puede observar el mismo patrón comentado anteriormente en la disminución del calado subcrítico, dándose los mejores resultados en las posiciones 3 y 4 que están a 30 y 35 cm, respectivamente, de la compuerta.

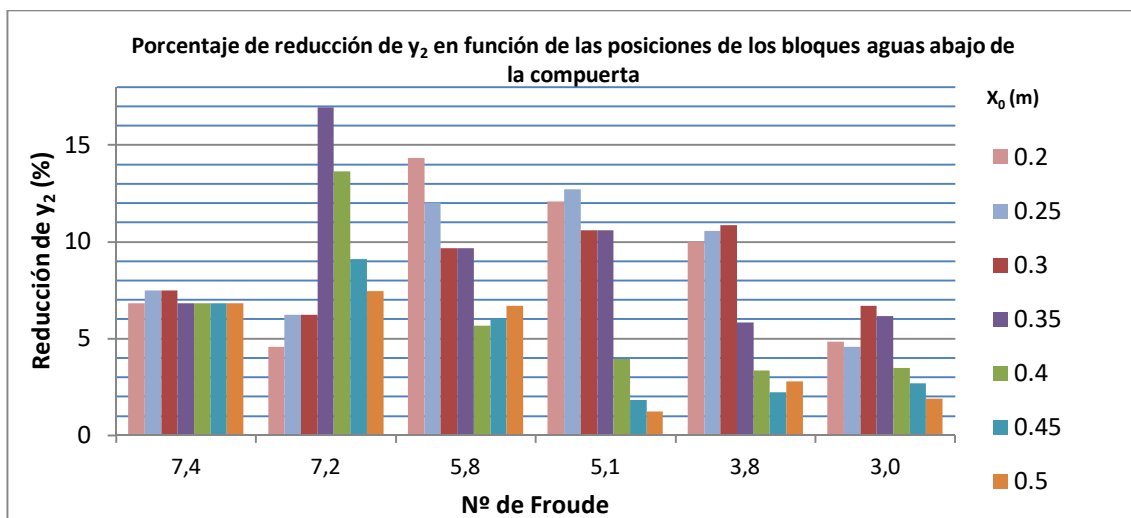


Figura 76 a). Porcentaje de reducción del calado subcrítico en función de la posición de la pieza (x_0) aguas abajo de la compuerta

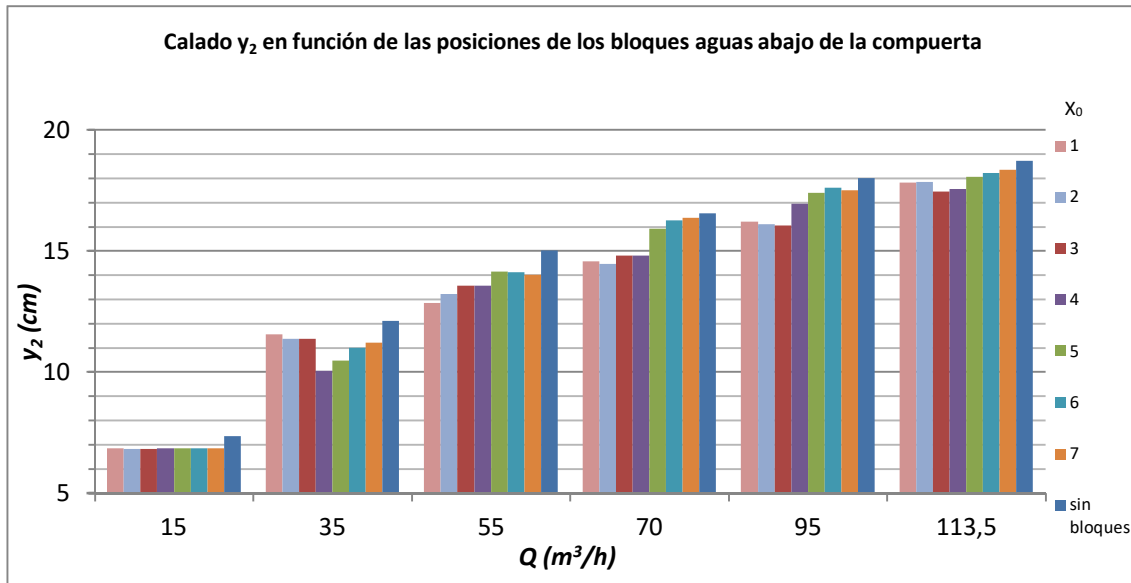


Figura 76 b). Variación de calado subcrítico en función de la posición de la pieza (x_0) aguas abajo de la compuerta

Analizando los resultados se observa que para conseguir una reducción óptima de los calados subcríticos usando los bloques trapezoidales tipo Ranga Raju, se deberían situar los bloques en el primer tercio de la longitud del resalto hidráulico libre equivalente.

➤ **Longitud del resalto hidráulico**

Las siguientes tablas muestran la longitud aproximada del resalto en función del caudal y de las posiciones (X_0) de los bloques de impacto.

Tabla 14. Longitudes de resalto obtenidas aguas abajo del aliviadero

Nº de Froude	11	8.6	6.9	6.5	5.8	5.7	5	4.8	4.4	4.3	4.2
L_R SIN BLOQUES (cm)	40	100	85	109	95	120	150	121	136	128	131
X_0 (m)	L_r CON BLOQUES (cm)										
0.08	30	50	60	60	70	70	80	90	100	110	114
0.13	30	40	50	60	70	70	70	80	90	90	110
0.18	30	30	40	40	50	60	70	70	80	90	100
0.23	15	30	40	40	40	50	60	70	70	80	90
0.28	20	30	40	50	50	50	60	60	70	80	80
0.33	20	30	40	40	50	60	60	60	60	60	60
0.38	30	40	40	40	50	60	60	60	60	60	60
0.43	30	40	50	50	50	60	50	70	70	60	70
0.48	30	50	60	60	60	60	60	70	70	70	70
0.53	40	50	60	70	70	70	80	80	80	80	80
0.58	40	50	60	60	60	70	70	70	80	80	80
0.63	40	30	50	60	60	60	60	70	70	70	70
0.68	40	30	50	60	60	60	70	70	70	70	70
L_R media (cm)	33	38	49	53	57	62	65	71	75	77	81
Reducción media (%)	18	62	42	51	40	49	56	42	45	40	38

Tabla 15. Longitudes de resalto obtenidas aguas abajo de la compuerta plana

Nº de Froude	7.4	7.2	5.8	5.1	3.8	3
L_R SIN BLOQUES (cm)	75	95	105	120	125	130
X_0 (m)						
	L_R CON BLOQUES (cm)					
0.20	40	40	50	50	50	55
0.25	40	40	45	55	50	55
0.30	40	45	50	50	60	50
0.35	40	40	55	65	55	60
0.40	40	45	60	60	65	60
0.45	35	50	50	70	65	70
0.50	35	50	55	70	65	70
L_R media (cm)	39	44	52	60	59	60
Reducción media (%)	49	53	50	50	53	54

En general, la reducción del resalto no depende tanto de la posición de la pieza, como de la disposición de la misma en sí.

En ambos casos (vertedero y compuerta), para todas las posiciones, las longitudes disminuyen considerablemente. Entre distintas posiciones, se dan diferencias máximas del 30%. Estos valores no siguen ningún patrón claro, dificultando así la posibilidad de dar una posición óptima que maximice la reducción de la longitud del resalto.

Como valor medio, la longitud del resalto se ve reducida un 40 % debido a la influencia de los bloques trapezoidales tipo Ranga Raju en los ensayos realizados con el aliviadero y un 50 % en los ensayos realizados con la compuerta.

6.1.2. COMPROBACIÓN DE RESULTADOS

Con el fin de validar el modelo, se comparan los resultados obtenidos en estos ensayos con los valores propuestos por el autor Ranga Raju en la gráfica de la Figura 43. Para ello se ha realizado el siguiente procedimiento.

En primer lugar, se ha calculado la fuerza que ejercen los bloques de impacto por ancho de canal a partir de la ecuación de momentum (M).

$$\frac{F_D}{b} = \gamma \rho \left(\frac{M_1}{b} - \frac{M_2}{b} \right) \quad (6-1)$$

A continuación, a partir de las Figuras 44 y 45 se obtienen los parámetros ψ_1 ($\Delta Z/y_1$) y ψ_2 ($W/(W+S)$). Para obtener ψ_1 con mayor precisión se ha digitalizado la gráfica de la Figura 44 mediante los programas Engauge y Octave. Posteriormente, se ha obtenido el valor correspondiente de ψ_1 (ver Figura 77), en función del calado supercrítico (y_1) de cada ensayo.

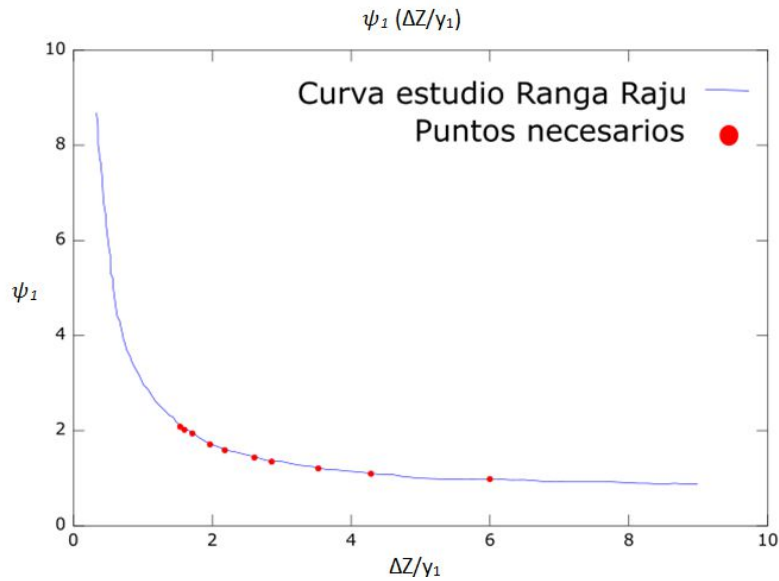


Figura 77. Obtención de los parámetros ψ_1 necesarios

El parámetro ψ_2 , al depender del ancho de la pieza y de la separación entre ellas a lo largo del ancho del canal, tiene un valor fijo. Interpolando en la tabla de la Figura 45 se obtiene un valor de 0.7271.

Por último, se despeja el parámetro $f\left(\frac{x_0}{y_1}\right)$ a partir de la siguiente ecuación

$$\frac{F_D/b}{\frac{1}{2}\rho g y_1^3} = \frac{f\left(\frac{x_0}{y_1}\right)}{\psi_1\left(\frac{\Delta Z}{y_1}\right) \psi_2\left(\frac{W}{W+S}\right)} \quad (6-2)$$

Una vez obtenido el valor de $f(x_0/y_1)$ de los ensayos realizados se comparan, en la Figura 78, los resultados obtenidos en laboratorio con los valores de Ranga Raju. En el Anejo 2.2 se muestran todos los cálculos realizados para la obtención de esta figura.

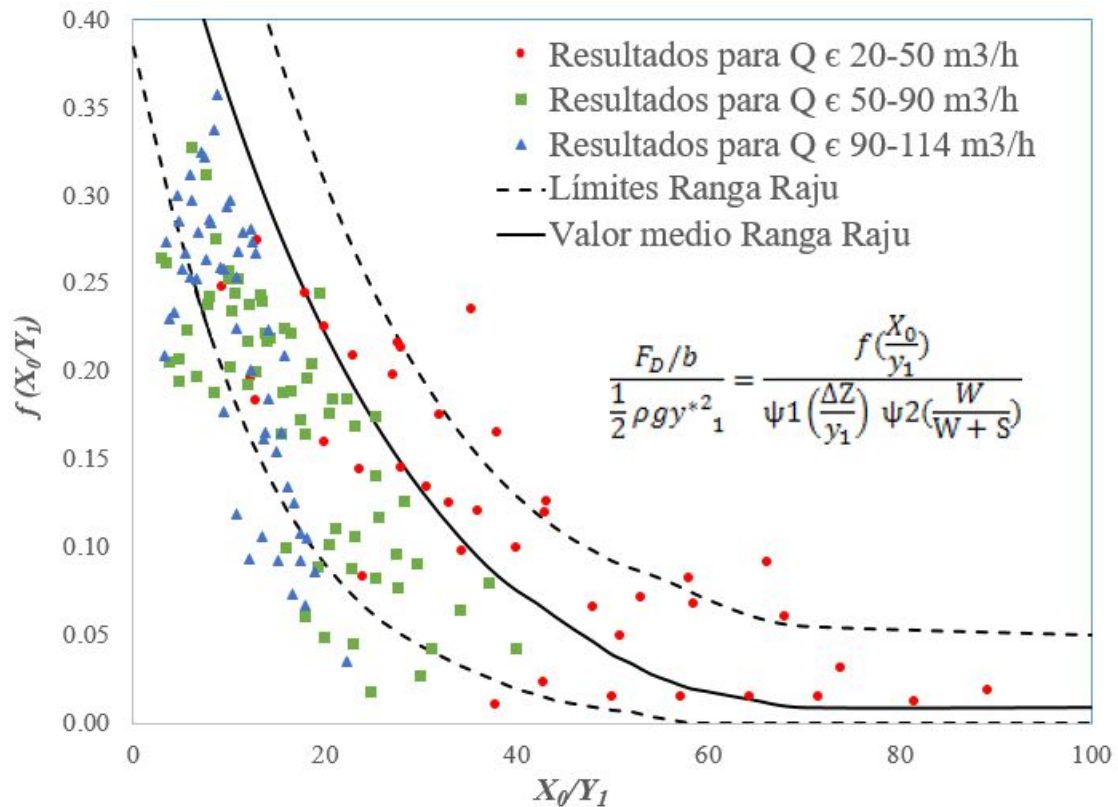


Figura 78. Comparación de la fuerza $f(x_0/y_1)$ obtenida en los ensayos con los valores propuestos por Ranga Raju

Los puntos obtenidos siguen la misma tendencia que los del estudio de Ranga Raju. Existe un aumento de la fuerza de resistencia ejercida por los bloques proporcional a la disminución de la posición con respecto a la distancia al aliviadero y/o compuerta. Por tanto, se considera válido el modelo del laboratorio y se procede a estudiar la influencia que tiene sobre el flujo un cuenco disipador compuesto por estructuras normalizadas Lyapin.

6.2. ESTRUCTURA NORMALIZADA LYAPIN

6.2.1. ANÁLISIS DE ENSAYOS

Para estudiar el cuenco de disipación formado con la estructura normalizada Lyapin se ha modificado la posición de la pieza en función del caudal ensayado (a una distancia de 3 veces el calado subcrítico del pie del aliviadero).

A continuación se van desarrollar cada uno de los ensayos realizados con los diferentes bloques diseñados.

➤ **ENSAYOS CON BLOQUES DE $h=2$ cm**

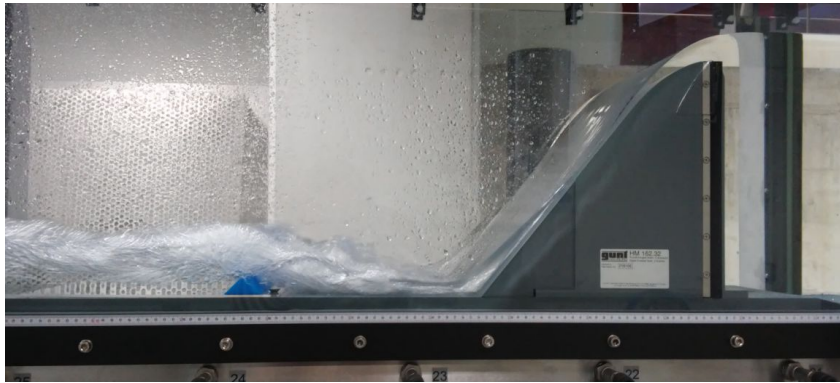


Figura 79. Ensayo realizado con el bloque Lyapin de $h=2$ cm

Estos bloques fueron diseñados para los ensayos con los números de Froude de 11 y 8.6 ($Q=20$ y $30 \text{ m}^3/\text{h}$).

Al colocar los bloques no se produce diferencia significativa respecto al calado subcrítico sin la disposición de los mismos.

Esto puede ser debido a los efectos de escala. Como se observa en la imagen de la Figura 79, la lámina de flujo sobre el aliviadero es muy fina y las pérdidas que se producen por fricción son considerables.

➤ **ENSAYOS CON BLOQUES DE $h=4$ cm**

Para esta altura de bloque son válidos los ensayos realizados con caudales desde 40 a $70 \text{ m}^3/\text{h}$ (números de Froude entre 5.7 y 6.9). En la Tabla 16 se presentan los parámetros medidos. La posición a la que se deberían colocar los bloques, no coincide totalmente con la que se tiene en la placa base del canal (Figura 73). En la Tabla 16 se especifican ambas posiciones, siendo $3y_2$ la posición a la que deberían ponerse y X_0 la posición en la que se han dispuesto finalmente debido a las condiciones de los elementos de anclaje. Esta diferencia es reducida (menor de 1 cm) por lo que no se espera que tenga influencia apreciable en los resultados.



Figura 80. Ensayo realizado con el bloque Lyapin de $h=4$ cm

Tabla 16. Parámetros medidos con el bloque Lyapin de $h = 4\text{cm}$

Q (m^3/h)	Nº de Froude	Y_2 SIN BLOQUES (cm)	$3 Y_2$ (cm)	X_0 (cm)	Y_2 CON BLOQUES (cm)	Disminución de Y_2
20	10.95	9,60	28,80	28,50	9,55	1%
30	8.61	11,25	33,75	33,50	11,00	2%
40	6,93	13,15	39,45	38,50	12,70	3%
50	6,47	14,75	44,25	43,50	14,10	4%
60	5,66	16,10	48,30	48,50	15,30	5%
70	5,76	17,45	52,35	53,50	16,55	5%

Como se puede observar en la tabla, además de los ensayos adecuados para la altura de esta pieza según las recomendaciones del Instituto de Vedeneev, se han ensayado los caudales de 20 y 30 m^3/h para los que no se obtuvieron resultados adecuados con la pieza que le correspondía. Con el bloque de altura 4 cm se sobrepasan los límites entre los que debe estar la altura para esos caudales (entre 1.5 y 3.5 el calado supercrítico). Sin embargo, al realizar el ensayo se observa como tienen un efecto positivo, reduciendo un 1-2% el calado subcrítico.

➤ **ENSAYOS CON BLOQUES DE $h= 6\text{ cm}$**

Para esta altura de bloque son válidos los ensayos realizados con caudales desde 50 a 114 m^3/h (números de Froude entre 4.2 y 6.5). En la Tabla 17 se presentan los resultados obtenidos.

Figura 81. Ensayo realizado con el bloque Lyapin de $h = 6\text{cm}$

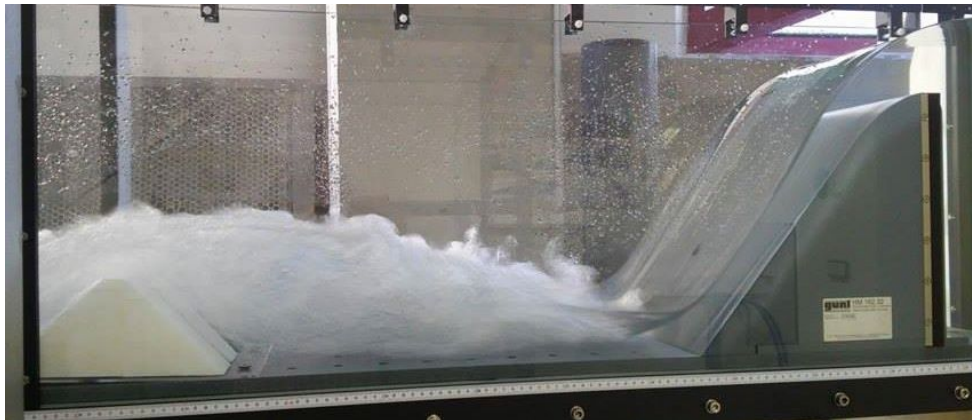
Tabla 17. Parámetros medidos con el bloque Lyapin de $h = 6\text{ cm}$

Q (m^3/h)	Nº de Froude	Y_2 SIN BLOQUES (cm)	$3 Y_2$ (cm)	X_0 (cm)	Y_2 CON BLOQUES (cm)	Disminución de Y_2
50	6,47	14.75	44.25	42.70	14.10	4%
60	5,66	16.10	48.30	48.70	15.30	5%
70	5,76	17.45	52.35	52.70	16.55	5%
80	5,03	18.15	54.45	54.70	17.20	5%
90	4,85	19.45	58.35	58.70	18.50	5%
100	4,38	20.20	60.60	62.70	19.25	5%
110	4,35	21.15	63.45	63.70	19.40	8%
114	4,21	21.45	64.35	64.70	19.70	8%

Los tres caudales menores son válidos para los bloques con alturas de 4 y 6 cm. La disminución del calado es similar a la obtenida con las piezas de $h=4$ cm. Para caudales superiores a 100 m^3/h se obtiene una reducción del 8% del calado conjugado y_2 .

➤ ENSAYOS CON BLOQUES DE $h= 10\text{ cm}$

Para esta altura de bloque son válidos los ensayos realizados con caudales entre 90 y 114 m^3/h (números de Froude entre 4.2 y 4.8). En la Tabla 18 se presentan los resultados obtenidos.

Figura 82. Ensayo realizado con el bloque Lyapin de $h = 10\text{ cm}$ Tabla 18. Parámetros medidos con el bloque Lyapin de $h = 10\text{ cm}$

Q (m^3/h)	Nº de Froude	Y_2 SIN BLOQUES (cm)	$3 Y_2$ (cm)	X_0 (cm)	Y_2 CON BLOQUES (cm)	Disminución de Y_2
90	4,85	19.45	58.35	57.80	16.55	15%
100	4,38	20.20	60.60	62.80	16.55	18%
110	4,35	21.15	63.45	62.80	17.25	18%
114	4,21	21.45	64.35	62.80	17.55	18%

Para esta altura de pieza, se han repetido los 4 ensayos con los caudales más elevados. Comparando la Tabla 17 con la Tabla 18 la pieza de 10 cm de altura obtiene disminuciones de calado muy superiores (del 15 al 18 % frente al 5 y 8% obtenidos con la pieza de 6 cm).

Estos ensayos tienen números de Froude menores de 5, y en ellos se ha obtenido una mayor sensibilidad a la hora de disponer una pieza de 6 cm de altura, en la cual el parámetro h/y_1 va de 1.5 a 2, o disponer una pieza de 10 cm de altura, en la que dicho parámetro toma valores de 2.6 a 3.3.

En la Tabla 19 se resume la relación h/y_1 que se ha usado para cada ensayo.

Tabla 19. Valores de la relación h/y_1 para cada ensayo

		Altura de la pieza h (cm)				Q (m^3/h)	F_1
		2	4	6	10		
h/y_1	3.1	6.2			20	10,95	
	2.0	4.0			30	8,61	
		2.9			40	6,93	
		2.4	3.5		50	6,47	
		1.9	2.9		60	5,66	
		1.7	2.6		70	5,76	
			2.2		80	5,03	
			2.0	3.3	90	4,85	
			1.7	2.9	100	4,38	
			1.6	2.7	110	4,35	
			1.5	2.6	114	4,21	

6.2.2. COMPROBACIÓN DE RESULTADOS

En cada ensayo se tiene un coeficiente h/y_1 distinto. Este coeficiente debe estar entre 1.5 y 3.5. Analizando los resultados obtenidos en los ensayos realizados, para números de Froude mayores de 5 este parámetro deja de tener influencia. Sin embargo, para los caudales mayores (con números de Froude menor que 5) se observa que se obtienen mejores resultados cuando el coeficiente h/y_1 es mayor, es decir, los bloques que tienen mayor altura.

A modo resumen, en el siguiente gráfico se representan los calados subcríticos obtenidos antes y después de disponer los bloques tipo Lyapin. En el caso de los ensayos válidos para varias alturas de bloque, se han graficado aquellos con los que se han obtenido la mayor reducción del calado conjugado Y_2 .

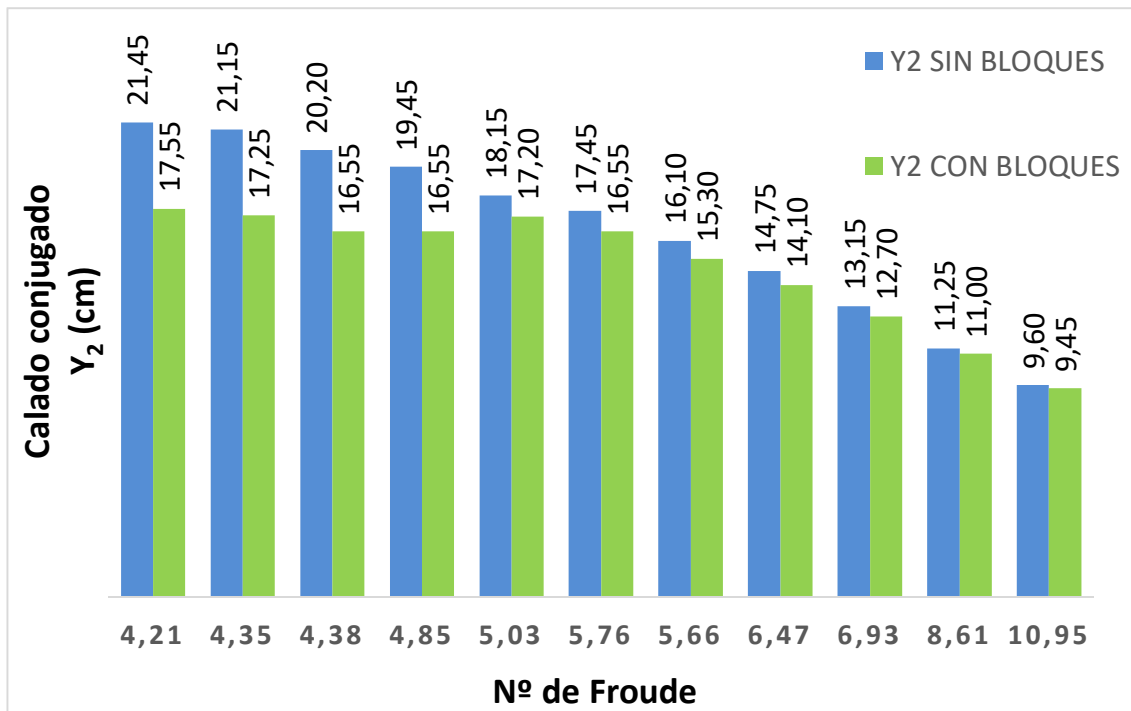


Figura 83. Calados subcríticos obtenidos antes y después de disponer los bloques tipo Lyapin

Al igual que para la pieza tipo Ranga Raju, adicionalmente, se han considerado las longitudes de los resaltos de cada ensayo. Éstas se han visto disminuidas notablemente. En la siguiente tabla se muestran las longitudes de los resaltos obtenidas con los bloques tipo Lyapin.

Tabla 20. Longitud de los resaltos para cada ensayo con los bloques Lyapin

	Q (m ³ /h)	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	113,5
LR SIN BLOQUES		40	100	85	109	95	120	150	121	136	128	131
LR CON BLOQUES	h = 4 cm	30	50	40	70	60	80					
	h = 6 cm				60	50	70	90	80	80	80	80
	h = 10 cm							80	70	70	70	70
% REDUCCION MEDIA		25	50	53	40	42	38	43	38	45	41	43

En los ensayos en los que son válidos varias alturas de bloque, la disminución es mayor cuanto mayor es la altura del elemento.

Como valor promedio, los bloques trapezoidales tipo Lyapin generan una disminución media del 42 % de la longitud del resalto libre.

7. CONCLUSIONES

En este estudio se han realizado mediciones de resaltos hidráulicos libres bajo aliviadero y compuerta, así como mediciones, de estos mismos resaltos, con las estructuras disipadoras de energía tipo Ranga Raju y tipo Lyapin dispuestas en el canal de ensayo.

El objetivo ha sido conocer el funcionamiento del cuenco disipador de energía que se forma a partir de los bloques trapezoidales Lyapin. Para ello, en primer lugar, se ha validado el modelo del Laboratorio, contrastando los resultados que en este se han obtenido, para los bloques trapezoidales estudiados por Ranga Raju, con la bibliografía afianzada que existe de este autor.

La aplicación práctica ha pretendido encontrar tanto la altura óptima como la posición más adecuada de estructuras disipadoras de energía tipo Lyapin, las cuales juegan un papel importante en la estabilización del resalto hidráulico dentro del cuenco disipador y en la propia disipación de energía.

7.1. VARIABLES ESTUDIADAS EN RESALTOS HIDRÁULICOS LIBRES

Las variables estudiadas en los resaltos hidráulicos libres han dado los siguientes resultados:

➤ Calados y parámetros característicos de los resaltos hidráulicos

Los valores, tanto de los calados supercríticos, como subcríticos, obtenidos bajo el aliviadero difieren un 5% de los calculados mediante las fórmulas teóricas. Para la compuerta plana, este error aumenta hasta un 10% del calado teórico.

Estas diferencias pueden ser debidas a la dificultad de medir visualmente el calado supercrítico por las fluctuaciones que el flujo presenta.

Analizando los parámetros característicos de los resaltos y teniendo en cuenta las diferencias con los calados teóricos, tanto los valores referentes a la pérdida de energía ocasionada por el resalto hidráulico, como la relación de los calados supercríticos y subcríticos entre la energía del flujo en estado supercrítico (y_1/E_1 y y_2/E_1) concuerdan con los resultados obtenidos por el Bureau of Reclamation (Figura 49).

➤ Perfiles de velocidad dentro de resaltos hidráulicos

Se han obtenido los perfiles de velocidad en las distintas secciones estudiadas, mediante el tubo de Pitot Estático, en 4 resaltos hidráulicos con diferentes números de Froude característicos. Observando las gráficas del apartado 4.3 los resultados son coherente, ya que se obtienen en las mismas secciones iguales patrones del perfil para cada uno de los números de Froude estudiados. Las velocidades al inicio y al final de cada resalto se asemejan mucho a los valores teóricos de velocidad media obtenidos a partir de las mediciones de los calados.

7.2. ESTUDIO DEL CUENCO DISIPADOR DE ENERGÍA FORMADO CON LA ESTRUCTURA TIPO RANGA RAJU

➤ Con respecto al calado subcrítico:

Midiendo los calados subcríticos con la estructura disipadora de energía estudiada por Ranga Raju, la mayor disminución del calado subcrítico se da al colocar los bloques en el primer tercio de la longitud del resalto que se tendría sin la disposición de los mismos, tal y como se puede comprobar en las gráficas mostradas en el apartado 6.1.1.

Comparando los resultados de Ranga Raju (Figura 43) con los datos obtenidos en las campañas de medición, los resultados de los ensayos se comportan de forma similar a los aportados por el autor. La fuerza ejercida por los bloques es mayor cuanto menor es la posición a la que estos se colocan con respecto al pie del aliviadero y/o compuerta. No obstante, se ha obtenido una mayor dispersión de puntos y la tendencia promedio aparentemente da valores de $f(x_0/y_1)$ inferiores a los obtenidos por Ranga Raju (Figura 78).

➤ Con respecto a la longitud de los resaltos:

Se ha calculado la reducción media de cada longitud de resalto. En general, la reducción que sufren todos los resaltos hidráulicos es mayor del 40%, en el rango de posiciones de los bloques de impacto analizados.

Para los resaltos con números de Froude menores que 5, la disminución de su longitud se hace más notable a partir del primer cuarto de la longitud del resalto que tenían sin la disposición de la pieza. Además estos resaltos disminuyen su longitud en mayor proporción que el resto.

Resaltos con números de Froude mayores de 5 empiezan a sufrir mayor disminución de su longitud colocando las piezas más próximas al pie del aliviadero y/o compuerta, sobre la primera sexta parte de la longitud del resalto.

Se deduce, que a menor número de Froude, los bloques deben separarse más del pie del aliviadero y/o compuerta para que la disminución del resalto sea más importante.

7.3. ESTUDIO DEL CUENCO DISIPADOR DE ENERGÍA FORMADO CON LA ESTRUCTURA NORMALIZADA LYAPIN

➤ Con respecto al calado subcrítico:

La pieza de 2 cm de altura no produce disminución del calado subcrítico en los ensayos para los que es válida, con números de Froude de 8.61 y 10.95. Esto puede ser debido a los efectos de escala, ya que los caudales de estos ensayos son muy pequeños (calados menores de 2.5 cm) y se produce una gran pérdida de energía entre las secciones de antes y después del aliviadero.

Con la pieza de 4 cm de altura se ha obtenido una reducción promedio del calado del 4%. Los ensayos tienen números de Froude entre 5.8 y 6.93. Para estos ensayos, el parámetro h/y_1 va de 1.7 a 2.4.

Con la pieza de 6 cm de altura se podían ensayar la mayoría de los caudales (números de Froude menores de 6.5). La disminución media del calado subcrítico fue de más del 5%. Además, se ensayaron los caudales menores a los que les correspondía, donde el parámetro h/y_1 tomaba valores de 4.3 a 6, en estos casos se produjo una reducción menor del 4%, del calado conjugado.

Con la pieza de 10 cm de altura, diseñada para números de Froude menores a 5, la disminución del calado conjugado obtenida es mayor del 17%.

El parámetro h/y_1 se hace muy sensible en números de Froude menores de 5 dando mejores resultados cuanto mayor es, es decir, cuanto mayor es la altura de la pieza. Sin embargo, para números de Froude mayores de 5, si se sobrepasan los límites del parámetro, el resalto se ahoga, es decir, se produce un resalto sumergido, lo que invalida la función de disipación de energía propia del resalto en sí.

La pieza que mejor se comporta es la que tiene una altura de 6 cm, ya que da resultados favorables en todos los ensayos (excluyendo el caudal de $20 \text{ m}^3/\text{h}$).

Como dato promedios de los ensayos realizados, la reducción de los calados ha sido del 10%

➤ **Con respecto a la longitud de los resaltos:**

La reducción media que ha sufrido la longitud de los resaltos hidráulicos es del 42%. Los valores son muy similares a los obtenidos con la estructura estudiada por Ranga Raju.

La disminución de la longitud del resalto no cambia sustancialmente ni con el tipo de bloque disipador usado ni con la posición en la que este se coloque. El hecho de disponer un obstáculo de los estudiados dentro del resalto produce una disminución de la longitud de éste.

Además, realizando ensayos con posiciones más alejadas a las recomendadas, la disminución de la longitud de los resaltos se incrementa.

Siguiendo las recomendaciones del Instituto Vedeneev, el cuenco disipador de energía formado por la estructura normalizada tipo Lyapin se comporta de manera satisfactoria, ya que con él se consigue disminuir tanto el calado aguas abajo del resalto como la longitud del mismo. Como dato promedios de los ensayos realizados, la reducción de la longitud de los resaltos ha sido del 42%.

A partir de los datos obtenidos en este estudio, se podría seguir la línea de investigación buscando:

- La relación óptima entre la altura de la pieza (h) y el calado supercrítico (y_1).
- Otra relación, distinta a la aportada por el Instituto Vedeneev, entre la posición de las piezas (X_0) y el calado subcrítico (y_2) que mejore los resultados hasta ahora obtenidos.

Además, se podría caracterizar la fuerza de resistencia ejercida sobre este tipo de bloque, así como el fenómeno de cavitación.

Para completar los resultados, se podrían simular los ensayos mediante un software de simulación CFD (Dinámica de Fluidos Computacional).

**ANEJO 1. RESULTADOS
OBTENIDOS CON EL TUBO
DE PITOT ESTÁTICO EN LA
CAMPAÑA DE MUESTREO**

Fr=6

0L					L/4					L/2				
y_t (cm)	y_t/y_2	$y+ v^2/2g$	y	V (m/s)	y_t (cm)	y_t/y_2	$y+ v^2/2g$	y	V (m/s)	y_t (cm)	y_t/y_2	$y+ v^2/2g$	y	V (m/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.04	25.00	3.20	2.07	0.50	0.04	19.00	8.30	1.45	0.50	0.04	16.00	11.20	0.97
1.00	0.07	30.00	2.90	2.31	1.00	0.07	22.00	7.70	1.68	1.50	0.11	16.50	11.20	1.02
1.50	0.11	33.00	2.60	2.44	1.50	0.11	24.50	7.30	1.84	2.50	0.19	17.00	11.00	1.08
2.00	0.15	33.00	2.60	2.44	2.00	0.15	25.50	7.10	1.90	3.50	0.26	15.50	10.80	0.96
					2.50	0.19	23.00	6.80	1.78	4.50	0.34	14.50	10.50	0.89
					3.00	0.22	18.00	6.30	1.52	5.50	0.41	13.00	10.50	0.70
					3.50	0.26	13.00	6.20	1.16	6.50	0.49	12.00	10.50	0.54
					4.00	0.30	9.00	6.20	0.74	7.50	0.56	10.80	10.50	0.24
					4.50	0.34	7.00	6.20	0.40					
3L/4					L					2L				
y_t (cm)	y_t/y_2	$y+ v^2/2g$	y	V (m/s)	y_t (cm)	y_t/y_2	$y+ v^2/2g$	y	V (m/s)	y_t (cm)	y_t/y_2	$y+ v^2/2g$	y	V (m/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.04	14.00	12.40	0.56	0.50	0.04	13.20	12.50	0.37	0.50	0.04	16.10	15.60	0.31
1.50	0.11	14.00	12.40	0.56	1.50	0.11	13.50	12.50	0.44	1.50	0.11	16.10	15.60	0.31
2.50	0.19	14.50	12.20	0.67	2.50	0.19	13.50	12.50	0.44	2.50	0.19	16.10	15.60	0.31
3.50	0.26	15.00	12.00	0.77	3.50	0.26	14.00	12.50	0.54	3.50	0.26	16.10	15.60	0.31
4.50	0.34	15.00	12.00	0.77	4.50	0.34	14.20	12.20	0.63	4.50	0.34	16.10	15.60	0.31
5.50	0.41	14.00	12.20	0.59	5.50	0.41	14.00	12.20	0.59	5.50	0.41	16.10	15.60	0.31
6.50	0.49	14.00	12.00	0.63	6.50	0.49	14.00	12.20	0.59	6.50	0.49	16.10	15.60	0.31
7.50	0.56	13.50	12.00	0.54	7.50	0.56	14.30	12.40	0.61	7.50	0.56	16.10	15.60	0.31
8.50	0.63	13.50	12.00	0.54	8.50	0.63	14.00	12.50	0.54	8.50	0.63	16.00	15.50	0.31
9.50	0.71	13.00	12.00	0.44	9.50	0.71	13.80	12.50	0.51	9.50	0.71	16.00	15.50	0.31
10.50	0.78	13.00	12.20	0.40	10.50	0.78	13.80	12.50	0.51	10.50	0.78	16.10	15.60	0.31
11.50	0.86	12.50	12.20	0.24	11.50	0.86	13.80	12.50	0.51	11.50	0.86	16.10	15.60	0.31
					12.50	0.93	13.50	12.80	0.37	12.50	0.93	16.10	15.60	0.31

Fr=5

0L					L/4					L/2				
y_t (cm)	y_t/y_2	$y+ v^2/2g$	y	V (m/s)	y_t (cm)	y_t/y_2	$y+ v^2/2g$	y	V (m/s)	y_t (cm)	y_t/y_2	$y+ v^2/2g$	y	V (m/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.03	26.00	6.20	1.97	0.50	0.03	23.50	8.30	1.73	0.50	0.03	19.00	12.20	1.16
1.50	0.10	33.50	5.80	2.33	1.50	0.10	31.50	7.70	2.16	1.50	0.10	21.00	11.70	1.35
2.50	0.16	36.00	4.00	2.51	2.50	0.16	31.00	7.30	2.16	2.50	0.16	21.00	12.00	1.33
					3.50	0.23	19.00	7.10	1.53	3.50	0.23	19.50	11.20	1.28
										4.50	0.29	17.00	11.00	1.08
										5.50	0.36	13.50	10.50	0.77
										6.50	0.42	12.00	10.50	0.54
										7.50	0.49	11.00	10.80	0.20
3L/4					L					2L				
y_t (cm)	y_t/y_2	$y+ v^2/2g$	y	V (m/s)	y_t (cm)	y_t/y_2	$y+ v^2/2g$	y	V (m/s)	y_t (cm)	y_t/y_2	$y+ v^2/2g$	y	V (m/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.03	17.30	14.20	0.78	0.50	0.03	16.50	15.00	0.54	0.50	0.03	16.50	15.50	0.44
1.50	0.10	18.00	13.80	0.91	1.50	0.10	17.00	15.20	0.59	1.50	0.10	16.50	15.50	0.44
2.50	0.16	18.40	13.80	0.95	2.50	0.16	16.80	15.10	0.58	2.50	0.16	16.50	15.50	0.44
3.50	0.23	19.00	13.60	1.03	3.50	0.23	16.00	14.80	0.49	3.50	0.23	16.50	15.50	0.44
4.50	0.29	18.00	13.40	0.95	4.50	0.29	17.00	15.20	0.59	4.50	0.29	16.50	15.50	0.44
5.50	0.36	18.00	13.40	0.95	5.50	0.36	17.50	15.00	0.70	5.50	0.36	16.50	15.50	0.44
6.50	0.42	17.40	13.20	0.91	6.50	0.42	17.00	15.00	0.63	6.50	0.42	16.50	15.50	0.44
7.50	0.49	15.50	13.20	0.67	7.50	0.49	17.40	14.80	0.71	7.50	0.49	16.50	15.50	0.44
8.50	0.55	14.50	13.20	0.51	8.50	0.55	17.00	14.80	0.66	8.50	0.55	16.70	15.60	0.46
9.50	0.62	14.00	13.40	0.34	9.50	0.62	17.00	15.00	0.63	9.50	0.62	16.70	15.60	0.46
10.50	0.68	14.00	13.40	0.34	10.50	0.68	17.40	15.00	0.69	10.50	0.68	16.70	15.50	0.49
11.50	0.75	13.80	13.50	0.24	11.50	0.75	17.00	15.00	0.63	11.50	0.75	16.70	15.50	0.49
					12.50	0.81	16.80	15.20	0.56	12.50	0.81	16.70	15.50	0.49
					13.50	0.88	16.40	15.20	0.49	13.50	0.88	16.70	15.50	0.49
										14.50	0.94	16.70	15.50	0.49

Fr=4

0L					L/4					L/2				
y_t (cm)	y_t/y_2	$y+v^2/2g$	y	V (m/s)	y_t (cm)	y_t/y_2	$y+v^2/2g$	y	V (m/s)	y_t (cm)	y_t/y_2	$y+v^2/2g$	y	V (m/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.03	26.00	7.00	1.93	0.50	0.03	23.50	11.00	1.57	0.50	0.03	21.00	14.50	1.13
1.50	0.08	33.50	6.80	2.29	1.50	0.08	31.00	10.00	2.03	1.50	0.08	23.00	14.00	1.33
2.50	0.14	34.00	5.50	2.36	2.50	0.14	33.00	9.00	2.17	2.50	0.14	25.00	13.50	1.50
3.50	0.20	34.00	4.70	2.40	3.50	0.20	32.00	8.00	2.17	3.50	0.20	24.50	13.20	1.49
					4.50	0.25	23.00	7.00	1.77	4.50	0.25	23.50	13.00	1.44
										5.50	0.31	20.50	12.50	1.25
										6.50	0.37	18.00	12.50	1.04
										7.50	0.42	16.00	12.50	0.83
										8.50	0.48	14.00	12.50	0.54
										9.50	0.54	13.20	12.50	0.37
										10.50	0.59	13.00	12.80	0.04
										11.50	0.65	12.50	12.50	0.03
3L/4					L					2L				
y_t (cm)	y_t/y_2	$y+v^2/2g$	y	V (m/s)	y_t (cm)	y_t/y_2	$y+v^2/2g$	y	V (m/s)	y_t (cm)	y_t/y_2	$y+v^2/2g$	y	V (m/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.03	21.00	16.30	0.96	0.50	0.03	20.00	17.50	0.70	0.50	0.03	19.30	18.20	0.46
1.50	0.08	22.00	16.00	1.08	1.50	0.08	21.00	17.30	0.85	1.50	0.08	19.50	18.10	0.52
2.50	0.14	22.50	16.00	1.13	2.50	0.14	21.50	17.00	0.94	2.50	0.14	19.50	18.10	0.52
3.50	0.20	23.00	16.00	1.17	3.50	0.20	22.00	17.00	0.99	3.50	0.20	19.50	18.10	0.52
4.50	0.25	22.00	15.80	1.10	4.50	0.25	21.00	16.80	0.91	4.50	0.25	19.50	18.10	0.52
5.50	0.31	22.00	15.50	1.13	5.50	0.31	21.00	16.80	0.91	5.50	0.31	19.50	18.10	0.52
6.50	0.37	21.50	15.50	1.08	6.50	0.37	21.50	16.80	0.96	6.50	0.37	19.50	18.10	0.52
7.50	0.42	21.00	15.50	1.04	7.50	0.42	20.50	16.80	0.85	7.50	0.42	19.50	18.10	0.52
8.50	0.48	19.00	15.50	0.83	8.50	0.48	20.50	17.00	0.83	8.50	0.48	19.50	18.10	0.52
9.50	0.54	18.00	15.50	0.70	9.50	0.54	20.00	17.00	0.77	9.50	0.54	19.50	18.10	0.52
10.50	0.59	17.50	15.50	0.63	10.50	0.59	20.20	16.80	0.82	10.50	0.59	19.50	18.10	0.52
11.50	0.65	17.00	15.50	0.54	11.50	0.65	20.00	17.00	0.77	11.50	0.65	19.50	18.10	0.52
12.50	0.71	16.50	15.50	0.44	12.50	0.71	19.50	16.80	0.73	12.50	0.71	19.50	18.10	0.52
13.50	0.76	16.50	15.50	0.44	13.50	0.76	18.50	17.00	0.54	13.50	0.76	19.50	18.10	0.52
14.50	0.82	16.00	15.50	0.31	14.50	0.82	18.00	17.00	0.44	14.50	0.82	19.50	18.10	0.52

					15.50	0.88	18.00	17.00	0.44	15.50	0.88	19.50	18.10	0.52
					16.50	0.93	17.80	17.40	0.28	16.50	0.93	19.50	18.10	0.52

Fr=3

0L					L/4					L/2				
y _t (cm)	y _t /y ₂	y+ v ² /2g	y	V (m/s)	y _t (cm)	y _t /y ₂	y+ v ² /2g	y	V (m/s)	y _t (cm)	y _t /y ₂	y+ v ² /2g	y	V (m/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.03	20.00	10.50	1.37	0.50	0.03	18.50	11.60	1.16	0.50	0.03	17.50	14.20	0.80
1.50	0.09	25.30	10.00	1.73	1.50	0.09	23.00	12.00	1.47	1.50	0.09	21.00	14.00	1.17
2.50	0.15	25.80	9.00	1.82	2.50	0.15	24.80	12.50	1.55	2.50	0.15	23.50	14.00	1.37
3.50	0.21	25.80	6.80	1.93	3.50	0.21	25.00	11.70	1.62	3.50	0.21	24.20	13.50	1.45
4.50	0.27	25.90	5.90	1.98	4.50	0.27	24.20	11.40	1.58	4.50	0.27	24.00	13.50	1.44
					5.50	0.33	22.00	10.80	1.48	5.50	0.33	21.50	13.00	1.29
					6.50	0.38	15.50	9.50	1.08	6.50	0.38	20.00	15.60	0.93
					7.50	0.44	8.00	7.50	0.31	7.50	0.44	16.50	12.80	0.85
										8.50	0.50	14.00	12.00	0.63
										9.50	0.56	12.40	12.20	0.20
3L/4					L					2L				
y _t (cm)	y _t /y ₂	y+ v ² /2g	y	V (m/s)	y _t (cm)	y _t /y ₂	y+ v ² /2g	y	V (m/s)	y _t (cm)	y _t /y ₂	y+ v ² /2g	y	V (m/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.03	17.50	14.50	0.77	0.50	0.03	18.50	15.40	0.78	0.50	0.03	18.00	16.60	0.52
1.50	0.09	18.50	14.80	0.85	1.50	0.09	19.20	15.20	0.89	1.50	0.09	18.20	16.60	0.56
2.50	0.15	21.00	15.00	1.08	2.50	0.15	20.00	15.00	0.99	2.50	0.15	18.20	16.60	0.56
3.50	0.21	22.00	15.00	1.17	3.50	0.21	20.50	15.00	1.04	3.50	0.21	18.20	16.60	0.56
4.50	0.27	22.50	14.90	1.22	4.50	0.27	20.50	15.20	1.02	4.50	0.27	18.30	16.60	0.58
5.50	0.33	23.00	14.60	1.28	5.50	0.33	21.00	15.60	1.03	5.50	0.33	18.30	16.60	0.58
6.50	0.38	20.50	14.30	1.10	6.50	0.38	21.00	15.60	1.03	6.50	0.38	18.30	16.70	0.56
7.50	0.44	19.00	14.00	0.99	7.50	0.44	20.50	15.50	0.99	7.50	0.44	18.40	16.70	0.58
8.50	0.50	17.00	13.80	0.79	8.50	0.50	19.50	15.50	0.89	8.50	0.50	18.40	16.70	0.58
9.50	0.56	16.00	13.80	0.66	9.50	0.56	19.00	15.50	0.83	9.50	0.56	18.40	16.70	0.58
10.50	0.62	14.20	13.80	0.28	10.50	0.62	18.00	15.20	0.74	10.50	0.62	18.50	16.70	0.59
					11.50	0.68	17.00	15.40	0.56	11.50	0.68	18.50	16.70	0.59
					12.50	0.74	16.80	15.50	0.51	12.50	0.74	18.50	16.70	0.59
					13.50	0.80	16.00	15.50	0.31	13.50	0.80	18.50	16.70	0.59
					14.50	0.86	15.80	15.50	0.24	14.50	0.86	18.50	16.70	0.59

**ANEJO 2. RESULTADOS
OBTENIDOS EN LA CAMPAÑA
DE MUESTREO DE LOS
CUENCOS DISIPADORES DE
ENERGÍA**

ANEJO 2.1. PARÁMETROS MEDIDOS EN EL CUENCO DE DISIPACIÓN FORMADO POR LA ESTRUCTURA TIPO RANGA RAJU
RESULTADO OBTENIDOS CON EL ALIVIADERO RECTO

		<i>Posició n</i>	<i>X₀</i>	<i>Posició n</i>	<i>X₀</i>	<i>Posició n</i>	<i>X₀</i>	<i>Posició n</i>	<i>X₀</i>	<i>Posició n</i>	<i>X₀</i>	<i>Posición</i>	<i>X₀</i>
	Sin Bloques	1	0.08	2	0.13	3	0.18	4	0.23	5	0.28	6	0.33
<i>Q (m³/h)</i>	<i>y₂ (cm)</i>	<i>Y₂ (cm)</i>	<i>L_r (cm)</i>	<i>Y₂ (cm)</i>	<i>L_r (cm)</i>	<i>Y₂ (cm)</i>	<i>L_r (cm)</i>	<i>Y₂ (cm)</i>	<i>L_r (cm)</i>	<i>Y₂ (cm)</i>	<i>L_r (cm)</i>	<i>Y₂ (cm)</i>	<i>L_r (cm)</i>
20.00	9.60	8.05	30.00	7.75	30.00	7.85	30.00	7.65	15.00	8.70	20.00	9.35	20.00
30.00	11.25	9.35	50.00	8.95	40.00	9.30	30.00	9.70	30.00	10.35	30.00	10.55	30.00
40.00	13.15	11.70	60.00	10.60	50.00	11.30	40.00	11.25	40.00	11.55	40.00	11.70	40.00
50.00	14.75	12.85	60.00	11.50	60.00	12.30	40.00	12.35	40.00	12.55	50.00	12.30	40.00
60.00	16.10	13.85	70.00	12.50	70.00	13.10	50.00	13.35	40.00	13.45	50.00	13.65	50.00
70.00	17.45	15.10	70.00	15.50	70.00	15.35	60.00	15.15	50.00	15.35	50.00	15.55	60.00
80.00	18.15	15.70	80.00	16.30	70.00	16.40	70.00	16.50	60.00	16.35	60.00	16.45	60.00
90.00	19.45	17.90	90.00	17.30	80.00	17.10	70.00	17.00	70.00	17.05	60.00	17.10	60.00
100.00	20.20	18.55	100.00	18.15	90.00	17.90	80.00	17.95	70.00	17.65	70.00	17.90	60.00
110.00	21.15	20.40	110.00	19.20	90.00	19.10	90.00	19.00	80.00	18.80	80.00	18.50	60.00
114.00	21.45	20.60	114.00	20.00	110.00	19.30	100.00	19.20	90.00	19.10	80.00	19.00	60.00

<i>Posición</i>	<i>X₀</i>	<i>Posició n</i>	<i>X₀</i>	<i>Posició n</i>	<i>X₀</i>	<i>Posición</i>	<i>X₀</i>	<i>Posició n</i>	<i>X₀</i>	<i>Posició n</i>	<i>X₀</i>	<i>Posició n</i>	<i>X₀</i>
7	0.38	8	0.43	10	0.48	11	0.53	12	0.58	14	0.63	16	0.68
<i>Y₂ (cm)</i>	<i>L_r (cm)</i>	<i>Y₂ (cm)</i>	<i>L_r (cm)</i>	<i>Y₂ (cm)</i>	<i>L_r (cm)</i>	<i>Y₂ (cm)</i>	<i>L_r (cm)</i>	<i>Y₂ (cm)</i>	<i>L_r (cm)</i>	<i>Y₂ (cm)</i>	<i>L_r (cm)</i>	<i>Y₂ (cm)</i>	<i>L_r (cm)</i>
6.10	30.00	6.20	30.00	6.00	30.00	6.20	30.00	6.15	30.00	6.2	30.00	6.25	30.00
9.20	30.00	9.00	30.00	9.50	30.00	9.65	40.00	9.60	40.00	9.55	30.00	9.55	30.00
10.15	40.00	10.60	40.00	11.10	50.00	11.05	50.00	10.95	50.00	11.1	30.00	11.15	30.00
11.15	40.00	11.80	50.00	12.15	60.00	12.95	60.00	13.05	60.00	13.05	50.00	13.10	50.00
12.95	40.00	13.40	50.00	13.55	60.00	14.35	70.00	14.15	60.00	14.00	60.00	14.35	60.00
13.95	50.00	14.15	50.00	15.00	60.00	15.05	70.00	15.10	60.00	15.55	60.00	16.00	60.00
15.85	60.00	15.70	60.00	15.90	60.00	16.05	70.00	16.00	70.00	16.75	60.00	16.80	60.00
16.15	60.00	16.50	50.00	16.65	60.00	17.45	80.00	17.25	70.00	17.85	60.00	18.10	70.00
16.90	60.00	17.40	70.00	17.55	70.00	18.50	80.00	18.70	70.00	18.85	70.00	19.15	70.00
18.20	60.00	18.40	70.00	18.70	70.00	19.30	80.00	19.45	80.00	19.50	70.00	19.90	70.00
19.00	60.00	19.15	60.00	19.25	70.00	19.90	80.00	20.05	80.00	20.35	70.00	20.50	70.00
19.35	60.00	19.55	70.00	19.45	70.00	20.35	80.00	20.40	80.00	20.55	70.00	20.85	70.00

RESULTADO OBTENIDOS CON LA COMPUERTA PLANA

Sin Bloques				Posición	X_0	Posición	X_0	Posición	X_0	Posición	X_0
				7	0.5	6	0.45	5	0.4	4	0.35
$y_a(m)$	$Q_{max} (m^3/h)$	Fr	$y_2 (cm)$	$Y_2 (cm)$	$L_r (cm)$	$Y_2 (cm)$	$L_r (cm)$	$Y_2 (cm)$	$L_r (cm)$	$Y_2 (cm)$	$L_r (cm)$
0.01	15	7.35	7.35	6.85	30	6.85	30	6.85	35	6.85	35
0.02	35	7.19	12.10	11.20	40	11.00	50	10.45	40	10.05	40
0.03	55	5.80	15.00	14.00	40	14.10	50	14.15	60	13.55	50
0.04	70	5.08	16.55	16.35	60	16.25	70	15.90	60	14.80	50
0.06	95	3.83	18.00	17.50	60	17.60	60	17.40	60	16.95	50
0.08	113.5	2.96	18.70	18.35	60	18.20	50	18.05	60	17.55	60

Posición	X_0	Posición	X_0	Posición	X_0
3	0.3	2	0.25	1	0.2
$Y_2 (cm)$	$L_r (cm)$	$Y_2 (cm)$	$L_r (cm)$	$Y_2 (cm)$	$L_r (cm)$
6.80	35	6.80	35	6.80	35
11.35	40	11.35	40	11.35	40
13.55	40	13.20	40	12.85	40
14.80	50	14.45	40	14.55	50
16.05	60	16.10	40	16.20	50
17.45	50	17.85	40	17.80	40

ANEJO 2.2. CÁLCULO DE PARÁMETROS PARA LA REALIZACIÓN DE LA FIGURA 78
RESULTADO OBTENIDOS CON EL ALIVIADERO RECTO

Q (m^3/h)	y_1 (m)	M_1/b	y_1^*	$\Delta z/y_1$	ψ_1	ψ_2
20	0.0065	0.0051	0.0975	9.2308	0.9814	0.7271
30	0.0100	0.0075	0.1169	6.0000	1.0946	0.7271
40	0.0140	0.0095	0.1304	4.2857	1.2070	0.7271
50	0.0170	0.0123	0.1474	3.5294	1.3491	0.7271
60	0.0210	0.0143	0.1579	2.8571	1.4351	0.7271
70	0.0230	0.0178	0.1762	2.6087	1.5887	0.7271
80	0.0275	0.0195	0.1825	2.1818	1.7092	0.7271
90	0.0305	0.0223	0.1945	1.9672	1.9414	0.7271
100	0.0350	0.0241	0.2002	1.7143	2.0186	0.7271
110	0.0375	0.0273	0.2126	1.6000	2.0801	0.7271
114	0.0390	0.0281	0.2150	1.5385	1.6905	0.7271

Q (m^3/h)	POSICIÓN 1					POSICIÓN 2					POSICIÓN 3				
	y_2 (cm)	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1	y_2	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1	y_2	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1
20	8.0500	0.0036	14.1114	0.2164	12.3077	7.7500	0.0034	16.2770	0.2496	20.0000	7.8500	0.0035	15.5662	0.2387	27.6923
30	9.3500	0.0052	22.5216	0.2680	8.0000	8.9500	0.0048	25.7586	0.3065	13.0000	9.3000	0.0051	22.9364	0.2730	18.0000
40	11.7000	0.0080	15.0954	0.1591	5.7143	10.6000	0.0069	25.9609	0.2737	9.2857	11.3000	0.0076	19.2094	0.2025	12.8571
50	12.8500	0.0099	23.5021	0.2168	4.7059	11.5000	0.0084	37.7547	0.3482	7.6471	12.3000	0.0092	29.5730	0.2728	10.5882
60	13.8500	0.0117	25.5582	0.2185	3.8095	12.5000	0.0102	40.7106	0.3480	6.1905	13.1000	0.0108	34.2542	0.2929	8.5714
70	15.1000	0.0141	36.6315	0.2784	3.4783	15.5000	0.0146	31.3141	0.2380	5.6522	15.3500	0.0144	33.3306	0.2533	7.8261
80	15.7000	0.0157	37.8676	0.2885	2.9091	16.3000	0.0165	29.6774	0.2261	4.7273	16.4000	0.0167	28.2695	0.2153	6.5455
90	17.9000	0.0197	25.4038	0.1936	2.6230	17.3000	0.0188	34.4785	0.2628	4.2623	17.1000	0.0185	37.4053	0.2851	5.9016
100	18.5500	0.0216	24.5101	0.1834	2.2857	18.1500	0.0210	30.7393	0.2300	3.7143	17.9000	0.0206	34.5312	0.2584	5.1429
110	20.4000	0.0257	15.5650	0.1064	2.1333	19.2000	0.0236	35.8412	0.2450	3.4667	19.1000	0.0235	37.4502	0.2560	4.8000
114	20.6000	0.0264	16.1767	0.0879	2.0513	20.0000	0.0254	26.5770	0.1443	3.3333	19.3000	0.0242	38.1452	0.2072	4.6154

Q (m^3/h)	POSICIÓN 4					POSICIÓN 5					POSICIÓN 6				
	Y_2	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1	Y_2	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1	Y_2	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1
20	7.6500	0.0034	16.9766	0.2603	35.3846	8.7000	0.0042	9.0801	0.1392	43.0769	9.3500	0.0047	3.5935	0.0551	50.7692
30	9.7000	0.0055	19.5372	0.2325	23.0000	10.3500	0.0061	13.6263	0.1622	28.0000	10.5500	0.0063	11.7127	0.1394	33.0000
40	11.2500	0.0075	19.7106	0.2078	16.4286	11.5500	0.0078	16.6597	0.1756	20.0000	11.7000	0.0080	15.0954	0.1591	23.5714
50	12.3500	0.0093	29.0359	0.2678	13.5294	12.5500	0.0095	26.8578	0.2477	16.4706	12.3000	0.0092	29.5730	0.2728	19.4118
60	13.3500	0.0111	31.4317	0.2687	10.9524	13.4500	0.0113	30.2813	0.2589	13.3333	13.6500	0.0115	27.9439	0.2389	15.7143
70	15.1500	0.0141	35.9773	0.2734	10.0000	15.3500	0.0144	33.3306	0.2533	12.1739	15.5500	0.0147	30.6359	0.2328	14.3478
80	16.5000	0.0168	26.8495	0.2045	8.3636	16.3500	0.0166	28.9750	0.2207	10.1818	16.4500	0.0167	27.5610	0.2099	12.0000
90	17.0000	0.0184	38.8501	0.2961	7.5410	17.0500	0.0184	38.1293	0.2906	9.1803	17.1000	0.0185	37.4053	0.2851	10.8197
100	17.9500	0.0207	33.7791	0.2527	6.5714	17.6500	0.0202	38.2444	0.2861	8.0000	17.9000	0.0206	34.5312	0.2584	9.4286
110	19.0000	0.0233	39.0467	0.2669	6.1333	18.8000	0.0230	42.2017	0.2885	7.4667	18.5000	0.0225	46.8386	0.3202	8.8000
114	19.2000	0.0240	39.7474	0.2159	5.8974	19.1000	0.0238	41.3367	0.2245	7.1795	19.0000	0.0237	42.9133	0.2331	8.4615

Q (m^3/h)	POSICIÓN 7					POSICIÓN 8					POSICIÓN 10				
	Y_2	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1	Y_2	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1	Y_2	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1
20	9.2000	0.0046	4.8996	0.0751	58.4615	9.0000	0.0044	6.6039	0.1013	66.1538	9.5000	0.0049	2.2636	0.0347	73.8462
30	10.1500	0.0059	15.4956	0.1844	38.0000	10.6000	0.0063	11.2274	0.1336	43.0000	11.1000	0.0068	6.2236	0.0741	48.0000
40	11.1500	0.0074	20.7045	0.2183	27.1429	11.8000	0.0081	14.0383	0.1480	30.7143	12.1500	0.0085	10.2491	0.1080	34.2857
50	12.9500	0.0100	22.3601	0.2062	22.3529	13.4000	0.0105	17.0774	0.1575	25.2941	13.5500	0.0107	15.2647	0.1408	28.2353
60	13.9500	0.0119	24.3474	0.2082	18.0952	14.1500	0.0121	21.8900	0.1871	20.4762	15.0000	0.0132	10.9215	0.0934	22.8571
70	15.8500	0.0151	26.5049	0.2014	16.5217	15.7000	0.0149	28.5837	0.2172	18.6957	15.9000	0.0152	25.8060	0.1961	20.8696
80	16.1500	0.0163	31.7665	0.2420	13.8182	16.5000	0.0168	26.8495	0.2045	15.6364	16.6500	0.0170	24.6967	0.1881	17.4545
90	16.9000	0.0182	40.2825	0.3071	12.4590	17.4000	0.0190	32.9966	0.2515	14.0984	17.5500	0.0192	30.7507	0.2344	15.7377
100	18.2000	0.0211	29.9715	0.2242	10.8571	18.4000	0.0214	26.8693	0.2010	12.2857	18.7000	0.0219	22.1232	0.1655	13.7143
110	19.0000	0.0233	39.0467	0.2669	10.1333	19.1500	0.0235	36.6473	0.2505	11.4667	19.2500	0.0237	35.0319	0.2395	12.8000
114	19.3500	0.0243	37.3394	0.2028	9.7436	19.5500	0.0246	34.0844	0.1851	11.0256	19.4500	0.0244	35.7182	0.1940	12.3077

	POSICIÓN 11					POSICIÓN 12					POSICIÓN 14				
Q (m^3/h)	Y_2	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1	Y_2	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1	Y_2	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1
20	9.6500	0.0050	0.9100	0.0140	81.5385	9.6000	0.0050	1.3638	0.0209	89.2308	9.6000	0.0050	1.3638	0.0189	89.2308
30	11.0500	0.0068	6.7362	0.0802	53.0000	10.9500	0.0067	7.7534	0.0923	58.0000	10.9500	0.0067	7.7534	0.0827	58.0000
40	12.9500	0.0094	1.0739	0.0113	37.8571	13.0500	0.0095	-0.1228	-0.0013	41.4286	13.0500	0.0095	-0.1228	-0.0012	41.4286
50	14.3500	0.0117	5.1662	0.0476	31.1765	14.1500	0.0115	7.7584	0.0716	34.1176	14.0000	0.0113	9.6731	0.0892	37.0588
60	15.0500	0.0133	10.2502	0.0876	25.2381	15.1000	0.0134	9.5760	0.0819	27.6190	15.5500	0.0140	3.3795	0.0289	30.0000
70	16.0500	0.0154	23.6919	0.1800	23.0435	16.0000	0.0153	24.3995	0.1854	25.2174	16.7500	0.0164	13.4794	0.1024	27.3913
80	17.4500	0.0182	12.7615	0.0972	19.2727	17.2500	0.0179	15.8164	0.1205	21.0909	17.8500	0.0189	6.5111	0.0496	22.9091
90	18.5000	0.0207	15.8944	0.1212	17.3770	18.7000	0.0211	12.6294	0.0963	19.0164	18.8500	0.0213	10.1497	0.0774	20.6557
100	19.3000	0.0229	12.3010	0.0920	15.1429	19.4500	0.0232	9.7774	0.0732	16.5714	19.5000	0.0232	8.9302	0.0668	18.0000
110	19.9000	0.0248	24.2286	0.1656	14.1333	20.0500	0.0251	21.6615	0.1481	15.4667	20.3500	0.0256	16.4450	0.1124	16.8000
114	20.3500	0.0260	20.5639	0.1117	13.5897	20.4000	0.0261	19.6926	0.1069	14.8718	20.5500	0.0263	17.0602	0.0927	16.1538
POSICIÓN 16															
Q (m^3/h)	Y_2	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1										
20	9.5500	0.0049	1.8150	0.0278	104.6154										
30	11.1500	0.0069	5.7082	0.0679	68.0000										
40	13.1000	0.0096	-0.7252	-0.0076	48.5714										
50	14.3500	0.0117	5.1662	0.0476	40.0000										
60	16.0000	0.0147	-3.0466	-0.0260	32.3810										
70	16.8000	0.0165	12.7283	0.0967	29.5652										
80	18.1000	0.0193	2.5101	0.0191	24.7273										
90	19.1500	0.0218	5.1111	0.0390	22.2951										
100	19.9000	0.0239	2.0454	0.0153	19.4286										
110	20.5000	0.0259	13.7958	0.0943	18.1333										
114	20.8500	0.0269	11.7132	0.0636	17.4359										

RESULTADO OBTENIDOS CON LA COMPUERTA PLANA

$y_a(m)$	$Q_{max} (m^3/h)$	$y_1 (cm)$	M_1/b	$y_1^* (m)$	$\Delta z/y_1$	ψ_1	ψ_2
0.01	15	0.7000	0.0027	0.0694	8.5714	0.88742	0.7271
0.02	35	1.2500	0.0082	0.1210	4.8000	1.02209	0.7271
0.03	55	1.9500	0.0130	0.1504	3.0769	1.31417	0.7271
0.04	70	2.5000	0.0165	0.1676	2.4000	1.51104	0.7271
0.06	95	3.7000	0.0208	0.1828	1.6216	2.00322	0.7271
0.08	113.5	4.9500	0.0227	0.1838	1.2121	2.53620	0.7271

POSICIÓN 7					POSICIÓN 6				
$y_2 (cm)$	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1	$y_2 (cm)$	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1
6.8500	0.0026	0.5449	0.0149	71.4286	6.8500	0.0026	0.5449	0.0149	64.2857
11.2000	0.0072	9.5781	0.0993	40.0000	11.0000	0.0070	11.5916	0.1202	36.0000
14.0000	0.0116	13.6042	0.1174	25.6410	14.1000	0.0117	12.3520	0.1065	23.0769
16.3500	0.0158	6.1062	0.0488	20.0000	16.2500	0.0157	7.5536	0.0603	18.0000
17.5000	0.0196	11.9185	0.1061	13.5135	17.6000	0.0197	10.4363	0.0929	12.1622
18.3500	0.0226	0.4348	0.0048	10.1010	18.2000	0.0224	2.6524	0.0296	9.0909

POSICIÓN 5					POSICIÓN 4				
y_2 (cm)	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1	y_2 (cm)	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1
6.8500	0.0026	0.5449	0.0149	57.1429	6.8500	0.0026	0.5449	0.0149	50.0000
10.4500	0.0064	16.8950	0.1752	32.0000	10.0500	0.0061	20.5335	0.2130	28.0000
14.1500	0.0118	11.7215	0.1011	20.5128	13.5500	0.0110	19.0954	0.1647	17.9487
15.9000	0.0152	12.5276	0.1000	16.0000	14.8000	0.0137	27.2143	0.2173	14.0000
17.4000	0.0194	13.3881	0.1192	10.8108	16.9500	0.0188	19.8456	0.1766	9.4595
18.0500	0.0222	4.8402	0.0540	8.0808	17.5500	0.0214	11.9152	0.1329	7.0707

POSICIÓN 3					POSICIÓN 2					POSICIÓN 1				
y_2 (cm)	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1	y_2 (cm)	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1	y_2 (cm)	M_2/b	F_D/b	$f(X_0/y_1)$	X_0/Y_1
6.8000	0.0026	0.8596	0.0236	42.8571										
11.3500	0.0073	8.0386	0.0834	24.0000										
13.5500	0.0110	19.0954	0.1647	15.3846	13.2000	0.0106	23.2019	0.2001	12.8205	12.8500	0.0102	27.1625	0.2343	10.2564
14.8000	0.0137	27.2143	0.2173	12.0000	14.4500	0.0132	31.5799	0.2522	10.0000	14.5500	0.0134	30.3480	0.2423	8.0000
16.0500	0.0175	31.9788	0.2846	8.1081	16.1000	0.0176	31.3326	0.2789	6.7568	16.2000	0.0177	30.0302	0.2673	5.4054
17.4500	0.0213	13.2895	0.1482	6.0606	17.8500	0.0219	7.7106	0.0860	5.0505	17.8000	0.0218	8.4198	0.0939	4.0404

BIBLIOGRAFÍA

CANAL DE ENSAYO 309x450 mm. Ref HM 162. “Manual de experimentos. Gunt Hamburg”

VIGUERAS RODRIGUEZ, A. (2015). “Apuntes de Presas y embalses”. Universidad Politécnica de Cartagena.

CARRILLO SÁNCHEZ, J.M. (2004). “Determinación experimental de distribución de velocidad e índices turbulentos de algunos tipos de resaltos hidráulicos”. Proyecto Final de Carrera. Universidad Politécnica de Cartagena.

CASTILLO-E, L.G. (2002). “Apuntes de Obras y Aprovechamientos Hidráulicos”. Universidad Politécnica de Cartagena.

BROWN, G. O. (2003). “Henry Darcy’s perfection of the Pitot tube, in Henry P. G. Darcy and Other Pioneers in Hydraulics: Contributions in Celebration of the 200th Birthday of Henry Philibert Gaspard Darcy, G.O. Brown, J.D. Garbrecht, and W.H. Hager (Editors), ASCE, Reston, VA.”

GARCÍA, LUIS (1999). “Teoría de la medición de caudales y volúmenes de agua e instrumental necesario disponible en el mercado. En *Medida y Evaluación de las extracciones de agua subterránea*.” A. Ballester Rodríguez, J.A. Fernández Sánchez, J.A. López Geta (Editores)

POTTER, M. C., D. C. WIGGERT (2002). “Mecánica de Fluidos” Libros Aula Magna. España.

VENNARD, J. K., STREET, R. L. (1979). “Elementos de Mecánica de Fluidos” Ed. Continental.

ROUSE (1950). “Engineering Hydraulics”

VEN TE CHOW (1988). “Hidráulica de canales abiertos.” Ed. McGraw-Hill.

WILLI H. HAGER (1992). “Energy dissipators and hydraulic jump”. Water Science and Technology Library. Ed. Kluwer academic publishers.

RANGA RAJU, K.G. (1980). “Analysis of Flow Over Baffle Blocks and End Sills”. Journal of Hydraulic Research. Vol 10, Nº4.

OLIVIERA LEMOS, F. Y LOBO FERREIRA, J. (1978). “Estructuras compactas para dissipacao de energia por ressalto”. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil de Lisboa. Memoria Nº 502.

US BUREAU OF RECLAMATION. (1984). “Diseño de Pequeñas Presas”. Denver, Colorado.

NOVAK, P. (1990). “Hydraulic Structures”. Ed Hunwin Hyman, London.

NAUDASCHER, E. (2000). “Hidráulica de canales. Diseño de estructuras”.