



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN**

**“INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE DISIPADORES DE
ENERGÍA EN CANALES ABIERTOS”**

TESIS

**Que para obtener el título de
Ingeniero Civil**

PRESENTA:

ABRAHAM RIVERA HILARIO

ASESOR:

ING. MARIDEL ZARATE MORALES



México

2015

Ciudad Nezahualcóyotl, Estado de México



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



DEDICATORIA.

El presente trabajo está dedicado principalmente a mi familia, por todo su apoyo incondicional y motivación a lo largo de todo este camino, ya que sin su respaldo no habría sido posible culminar esta etapa tan importante de mi vida.



ÍNDICE

CAPITULO I. GENERALIDADES..... 10

- I.1. Introducción.
- I.2. Antecedentes.
- I.3. Objetivo.
- I.4. Justificación.

CAPITULO II. ASPECTOS BÁSICOS DE LOS CANALES ABIERTOS..... 17

- II.1. Canales.
 - II.1.1. Elementos geométricos de un canal.
 - II.1.2. Geometría de las secciones.
 - II.1.3. Tipos de flujo.
 - II.1.4. Estado de flujo.
- II.2. Energía.
 - II.2.1. Energía Específica.
 - II.2.2. Disipación de la energía.

CAPITULO III. INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE OBRAS DISIPADORAS DE ENERGÍA..... 33

- III.1. El Salto Hidráulico.
 - III.1.1. Tipos de salto hidráulico.
 - III.1.2. Características básicas del salto hidráulico.
 - III.1.3. El salto hidráulico como disipador de energía.
- III.2. Disipadores de Energía de Diseño Generalizado.
 - III.2.1. Cuenco Amortiguador para canales de pendiente moderada (tipo I).
 - III.2.2. Cuenco Amortiguador para presas altas, vertedores en presas de tierra y para estructuras de canales grandes (tipo II).
 - III.2.2.1. Reglas y recomendaciones para el diseño del cuenco
 - III.2.2.2. Perfil superficial del salto.
 - III.2.3. Cuenco Amortiguador para estructuras pequeñas; canales, obras de desfogue y presas (tipo III).
 - III.2.3.1. Reglas y recomendaciones para el diseño del cuenco.
 - III.2.3.2. Perfil superficial del salto.
 - III.2.4. Cuenco Amortiguador para canales, obras de



desfogue y diversas presas, en presencia de un salto hidráulico con número de Froude de 2.5 a 4.5 (tipo IV).

III.2.4.1. Reglas y recomendaciones para el diseño del cuenco.

III.2.4.2. Perfil superficial del salto.

III.2.5. Base escarpada para canales o caídas de vertederos (tipo V).

III.2.5.1. Reglas y recomendaciones para el diseño del cuenco.

III.2.6. Cuenco amortiguador para salida de tuberías o canales abiertos (tipo VI).

III.2.6.1. Reglas y recomendaciones para el diseño del cuenco.

III.2.7. Comparación entre cuencos amortiguadores de sección rectangular y trapezoidal.

III.2.8. Ejemplos de aplicación.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... 94

BIBLIOGRAFÍA..... 96



LISTA DE FIGURAS.

Figura 1. Tipos de canales de acuerdo a su origen.....	17.
Figura 2. Elementos geométricos de un canal.....	19.
Figura 3. Secciones de canales más usuales.....	20.
Figura 4. Energía de un flujo gradualmente variado.....	27.
Figura 5. Curva de energía específica.....	30.
Figura 6. Formas usuales del salto hidráulico.....	33.
Figura 7. Relación entre F_1 y y_2/y_1 para un salto hidráulico en un canal rectangular horizontal.....	35.
Figura 8. Diferentes tipos de Salto Hidráulico.....	37.
Figura 9. Longitud del salto en términos de y_2	38.
Figura 10. Absorción de la energía en el salto hidráulico en un plano horizontal.....	39.
Figura 11. Perfiles superficiales adimensionales de saltos hidráulicos.....	40.
Figura 12. Posición del salto hidráulico.....	42.
Figura 13. Esquema del cuenco amortiguador tipo I.....	44.
Figura 14. Esquema del cuenco amortiguador tipo II.....	45.
Figura 15. Profundidad conjugada mínima para el cuenco amortiguador tipo II.....	47.
Figura 16. Longitud del salto hidráulico para el cuenco amortiguador tipo II.....	48.



Figura 17. Dimensiones recomendadas del cuenco amortiguador tipo II.....	50.
Figura 18. Curvas para la determinación de la velocidad de entrada al cuenco amortiguador para pendientes de 0.8:1 a 0.6:1.....	51.
Figura 19. Curva para la determinación del ángulo de inclinación del perfil superficial de agua.....	52.
Figura 20. Superficie del agua y perfiles de flujo aproximados para el cuenco amortiguador tipo II.....	53.
Figura 21. Esquema del cuenco amortiguador tipo III.....	53.
Figura 22. Longitud del salto hidráulico para el cuenco amortiguador tipo III.....	55.
Figura 23. Altura de los pilares deflectores y umbral para el cuenco amortiguador tipo III.....	56.
Figura 24. Dimensiones recomendadas del cuenco amortiguador tipo III.....	58.
Figura 25. Perfiles de presión y superficie de agua aproximados para el cuenco amortiguador tipo III.....	59.
Figura 26. Esquema del cuenco amortiguador tipo IV.....	59.
Figura 27. Esquema y distribución del cuenco tipo V.....	62.
Figura 28. Velocidades mínimas permisibles y alturas recomendadas de los pilares deflectores para el cuenco tipo V.....	64.
Figura 29. Dimensiones recomendadas del cuenco amortiguador tipo V.....	67.
Figura 30. Esquema del cuenco amortiguador tipo VI.....	68.
Figura 31. Disipador de energía de tipo impacto.....	71.
Figura 32. Dimensiones del cuenco amortiguador y perfiles de presiones y de la superficie de agua.....	79.



Figura 33. Plataforma y arreglo del sistema de drenaje pluvial de la subestación.....	80.
Figura 34. Esquema y datos de referencia para el cálculo de la velocidad en la conducción.	87.
Figura 35. Dimensiones generales del cuenco amortiguador. Planta.....	90.
Figura 36. Dimensiones generales del cuenco amortiguador. Planta Corte A'-A'..	91.
Figura 37. Dimensiones generales del cuenco amortiguador. Corte B'-B'.....	92.

LISTA DE TABLAS.

Tabla 1. Distintos usos del agua en México.	10.
Tabla 2. Coeficientes α en canales.	29.
Tabla 3. Dimensiones del cuenco amortiguador. Disipador de energía de tipo impacto.....	72.



CAPITULO I. GENERALIDADES.

I.1 Introducción.

El agua es un recurso finito indispensable para la salud pública, los ecosistemas, la biodiversidad, la producción de alimentos, la industria, la energía y el desarrollo económico principalmente.

La política hídrica nacional ha respondido, desde principios del siglo XX, a las demandas de la sociedad con una gestión de la oferta de agua, enfocada al desarrollo socioeconómico, mediante la construcción de infraestructura hidráulica diversa: presas, acueductos, pozos y sistemas de suministro de agua potable y riego agrícola, entre otras. Dentro de la infraestructura hidráulica con la que cuenta el país para proporcionar el agua requerida para los diferentes usos, destaca la que se menciona a continuación, ver Tabla 1.

Tabla 1. Distintos usos del agua en México.

Infraestructura de almacenamiento		
	Presas y Bordos	5163.0
	Capacidad NAMO (hm ³)	138080.0
Infraestructura Hidrológica		
	Distritos de Riego	85.0
	Superficie total (Millones de hectáreas)	3.4
	Unidades de Riego	39492.0
	Superficie total (Millones de hectáreas)	3.0
	Distritos de Temporal Tecnificado	23.0
	Superficie (Millones de hectáreas)	2.8
Cobertura de Agua Potable		
	Cobertura nacional (%)	92.0
	Cobertura en el medio urbano (%)	95.5
	Cobertura en el medio rural (%)	80.3
Cobertura de Alcantarillado		
	Cobertura nacional (%)	90.5
	Cobertura en el medio urbano (%)	96.5
	Cobertura en el medio rural (%)	70.1



Infraestructura de Conducción	Acueductos (longitud en km)	> 3000.0
	capacidad (m3/s)	112.0
Sistema Cutzamala	Volumen promedio suministrado al Valle de México (Mm3/año)	485.0
Infraestructura de Potabilización	Plantas potabilizadoras en operación	699.0
	Capacidad instalada (m3/s)	135.0
	Caudal potabilizado (m3/s)	96.0
Infraestructura de Tratamiento	Plantas de tratamiento municipales en operación	2342.0
	Capacidad instalada (m3/s)	140.1
	Caudal potabilizado (m3/s)	99.8
	Cobertura de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales (%)	47.5
	Plantas de tratamiento industriales en operación	2530.0
	Capacidad instalada (m3/s)	74.9
	Caudal potabilizado (m3/s)	60.5

Dado al incremento paulatino de la población, y consigo, una demanda creciente de los servicios básicos como son, por nombrar algunos: sistemas de conducción y abastecimiento de agua potable (presas de almacenamiento y/o derivación), saneamiento (alcantarillado pluvial y sanitario) con su correspondiente sistema de tratamiento, irrigación, energía eléctrica (presas hidroeléctricas), etc., es un hecho que se sigue y se seguirá trabajando en el desarrollo de más infraestructura hidráulica, que garantice el desarrollo tanto presente como futuro. Es por ello que se debe, no solo de dar solvencia, sino además garantizar el correcto funcionamiento de la infraestructura dentro de su tiempo de vida útil, mediante la buena planeación y la correcta interrelación de todos los sistemas que integran la estructura en general.

El presente trabajo pretende abordar los sistemas de protección dentro de las obras hidráulicas asociadas a las conducciones en canales abiertos, que si bien, no son la estructura principal, pero que sin un adecuado control y diseño, pueden repercutir en el funcionamiento global de la estructura y llevarla al colapso. Ya que por ejemplo, en una estructura de conducción de cualquier índole, el principal factor a analizar es el agua y su comportamiento a lo largo de las diferentes estructuras por la que atraviesa. Es un hecho que las conducciones a grandes distancias difícilmente serán en trayectos rectos o completamente horizontales, en parte, debido a la topografía por donde se



efectuara el trayecto del sistema, obstrucciones y por los desniveles que pudieran existir entre los puntos de enlace (comienzo y término del trazo de la conducción), lo que hace que el flujo llegue a alcanzar velocidades superiores a las máximas recomendadas, provocando problemas de erosión en los canales e inestabilidad, principalmente en los cambios de pendiente y de dirección, aunado a esto, debido a la superficie libre que tienen los canales abiertos, existen pequeños disturbios provocados por el viento que producen aceleraciones locales en la superficie y desaceleraciones en el fondo y paredes del canal provocado por el continuo roce del agua con los bordes, por lo que manejar velocidades no controladas puede provocar la presencia de fenómenos no esperados que hagan que el sistema falle.

En el caso de los sistemas de almacenamiento o derivación en los que se busca que el nivel del tirante de agua aumente para su posterior aprovechamiento, a medida que el tirante se incrementa, el agua va adquiriendo energía de tipo potencial que posteriormente se convierte en energía cinética al fluir a través de la cresta de la estructura, esta cantidad de energía es de acuerdo al nivel de agua alcanzado, y de no tratarse adecuadamente puede causar destrozos que van desde dañar las estructuras contiguas en dirección al flujo, hasta perjudicar la población que se vería beneficiada con el funcionamiento de la infraestructura.

En general, el problema de la energía es un asunto que debe atenderse con especial cuidado dándole el peso y el lugar que le corresponden, teniendo en cuenta la importancia que debe tener el disipar éste exceso de energía; o controlarlo dentro de rangos adecuados que no garanticen un riesgo tanto a las conducciones aguas abajo como a la estructura misma y minimicen los efectos negativos que pudieran presentarse con la incorporación de éstas nuevas estructuras a la red existente.

El control o exceso de la energía que puede adquirir el agua, es controlado mediante estructuras disipadoras de energía, estas estructuras pueden clasificarse básicamente en dos tipos; (a) las estructuras de tipo salto hidráulico y (b) las estructuras de tipo impacto.



En las estructuras de tipo salto hidráulico, aunque la mayoría de ellas tienen dispositivos de impacto para controlar, estabilizar y acortar la longitud de desarrollo del salto mejorando su funcionamiento y extendiendo su rango de operación a una mayor variedad de descargas, su funcionamiento principal y la forma en que disipan la energía es mediante la formación de un salto hidráulico, fenómeno característico que sólo ocurre en canales abiertos. En estas estructuras se busca que el exceso de energía se disipe mediante la turbulencia que se genera en el salto al pasar de un flujo súper-crítico (flujo que corre sobre el canal de descarga de un canal, presa, etc.) a un flujo sub-crítico, y con ello se pierda la capacidad de erosionar el lecho del río aguas abajo de la estructura, poniendo en peligro la estabilidad y el funcionamiento de la estructura en su conjunto; estas estructuras confinan el salto hidráulico parcial o totalmente en un tramo de canal que se conoce como cuenco amortiguador, cuya forma, arreglo y extensión se rigen básicamente por el tipo de estructura con la que se integrará, así como ciertas características físicas del flujo que desembocará en él, como lo son el gasto y la velocidad. En este cuenco amortiguador el fondo y las paredes se recubren para resistir la socavación y la turbulencia provocada por la acción del salto.

Por otro lado, en las estructuras de tipo impacto se busca controlar o disipar la energía mediante el choque del flujo contra dispositivos convenientemente distribuidos a lo largo de la estructura, por lo que la disipación se lleva a cabo por la turbulencia generada a causa de los chorros que continuamente golpean los bloques y provocan que el flujo de agua se refleje en sentido contrario al flujo que entra. Aunque estos disipadores de energía son sensiblemente más efectivos que los de tipo salto hidráulico, en parte porque no necesitan de elementos auxiliares para llevar a cabo la disipación de la energía como lo es la formación de un salto hidráulico y por consiguiente su longitud de desarrollo resultan en estructuras más pequeñas; la gran cantidad de energía que puede adquirir el flujo, hace que este tipo de estructuras se limiten a ciertos valores de velocidad y unidad de descarga.

A pesar de que el fluido conducido es el mismo en todos los casos, cada estructura tiene características propias, arreglos y rangos de operación muy específicos, que hacen que se comporten de una forma particular ante condiciones y solicitudes dadas



que las diferencian de las demás, pero sin dejar de lado su objetivo principal, el cual es garantizar la protección de o del conjunto de estructuras que las involucran y su operación satisfactoria dentro su tiempo de vida útil.

I.2 Antecedentes.

Aunque los humanos son recién llegados a la tierra, sus logros han sido enormes. Teniendo en mente que la tierra y el sistema solar se formaron hace 4,600 millones de años, fue hasta hace poco (hace 10,000 años) que se desarrolló la agricultura, llevando consigo una importante evolución en el desarrollo de conocimiento y tecnologías para el control del agua en su beneficio.

Todas las grandes civilizaciones han sido identificadas con la construcción de reservas de almacenamiento de acuerdo a sus necesidades, en últimas instancias, para satisfacer las demandas de irrigación derivado del desarrollo y la expansión de una agricultura organizada operando dentro de un contraste impuesto por las circunstancias locales, el clima y el terreno. Posteriormente el poder económico de las civilizaciones sucesivas fue relacionado con las habilidades en ingeniería propia del agua, como la construcción de grandes canales de riego y navegación, acueductos, sistemas de abastecimiento, presas, obras de protección, etc., las cuales, a medida en que han pasado los años se ha observado indiscutiblemente una evolución significativa, introduciendo e implementando técnicas y procedimientos constructivos mejorados, el empleo de diferentes y diversos materiales que han dado como resultado estructuras más estables, seguras y duraderas, y que a pesar de que el desarrollo ha sido lento en comparación con otras disciplinas se ha obtenido un conocimiento mejor estructurado el cual sigue en un desarrollo constante.



I.3 Objetivo.

El objetivo del presente trabajo es dar las bases y las herramientas necesarias que guíen al ingeniero proyectista para poder diseñar y dimensionar un correcto y eficiente disipador de energía utilizado en canales abiertos de sección rectangular, en estructuras hidráulicas de mayor uso, que sea capaz de controlar el exceso de energía que el flujo pueda adquirir en su descenso y proporcionar una superficie lo suficientemente tranquila con velocidades moderadas que no representen un riesgo y garanticen la seguridad y estabilidad de las instalaciones aguas abajo de la estructura.

Que puedan dar solución, sino a todos, a la mayoría de los casos posibles encontrados en la práctica, en el entendido de que en este trabajo no se contiene ni es su enfoque el abordar todos los diferentes tipos, usos y formas de disipadores existentes, más bien, se trata de dar claridad y concientizar al proyectista acerca del problema que representa la energía y sus posibles consecuencias de no prever su comportamiento y tratarla adecuadamente y presentar una solución lo más práctica posible con fundamentos sólidos bien definidos que no involucre al lector el especializarse en el tema o referirse a un extenso repertorio bibliográfico, en base a:

- Introducir y explicar los conceptos básicos, formas, funcionamiento y características principales de los canales abiertos.
- Analizar los aspectos teóricos más elementales que rigen el comportamiento del agua en los canales; como lo es la energía, sus componentes que la integran y la forma de disiparla.
- Presentar el funcionamiento y descripción detallada de cada uno de los elementos que integran cada disipador de energía expuesto, así como sus características particulares, rangos de operación y recomendaciones de funcionamiento de una manera clara y bien definida.
- El desarrollo de casos prácticos que ejemplifiquen la metodología de cálculo expuesta y guíen paso a paso al lector a través de todo el procedimiento de cálculo.



I.4 Justificación.

La extensión territorial de los Estados Unidos Mexicanos comprende 1, 964 millones de km², dentro del cual se tienen definidas 731 cuencas hidrológicas, una red hidrográfica de 633, 000 km constituida por los ríos y arroyos del país y además, anualmente se recibe en promedio 1, 489 mil millones de metros cúbicos de agua en forma de precipitación. Esto nos da un panorama general de la situación hídrica con la que se cuenta en el país e ilustra la cantidad y la importancia que deben de tener los sistemas hidráulicos, ya que su uso y utilización dentro de los diversos sectores es muy variado y va desde un simple sistema de drenaje en una instalación, hasta el almacenamiento de miles de m³ en un vaso regulador. Es esta misma variedad de usos y la complejidad que conlleva el conducir un flujo a través de un canal en constante contacto con una superficie libre lo que dificulta la generalización de un único disipador de energía, que dé respuesta a todos los casos posibles presentados en la práctica.

Esto, la demanda creciente de más infraestructura hidráulica y los diferentes campos de estudio que involucran el atender a la mayoría de las solicitudes, hacen la necesidad de agrupar a los diferentes sistemas de disipación de energía de las estructuras más utilizadas en una sola fuente; misma que detalle, tanto su funcionamiento general como particular de cada elemento involucrado, y que exponga de una manera sencilla los procedimientos y herramientas de cálculo de las diferentes estructuras disipadoras, para poder hacer frente a la mayoría de los problemas que pudieran presentarse en la práctica, con la certeza de que si se acatan correctamente todas las recomendaciones, se espere un diseño, funcionalidad y operación adecuados para estructuras normales, dentro de rangos de operación normales para un problema en particular. Y que de no poder dar la solución más adecuada, proporcione un panorama general, posible dimensión, forma y funcionamiento, que funjan como datos de partida para el desarrollo de un nuevo diseño y/u optimización de un cuenco amortiguador para una estructura particular más específica.

CAPITULO II. ASPECTOS BÁSICOS DE LOS CANALES ABIERTOS.

II.1. Canales.

Un canal es un conducto en el que fluye el agua con una superficie libre, esta superficie se considera como la interfaz entre dos fluidos: el superior, que es aire estacionario o en movimiento, y el inferior, que usualmente es agua en movimiento.

De acuerdo con su origen los canales pueden ser naturales o artificiales. Los naturales son las conducciones hidráulicas que existen para el drenaje natural sobre la tierra, como arroyos, ríos, etc. Mientras que los artificiales son construidos por el hombre para fines de riego, drenaje, generación de energía, navegación, etc.

El flujo en un canal natural se aloja dentro de lo que se llama cauce, producido por el movimiento del agua al paso de los siglos. Su perfil longitudinal es ondulado, su sección transversal es irregular, y tiene forma y dimensiones que varían continuamente a lo largo del mismo.

Los canales artificiales tienen, por lo general, secciones geométricas de forma y dimensiones constantes bien definidas en tramos más o menos largos, Figura 1.

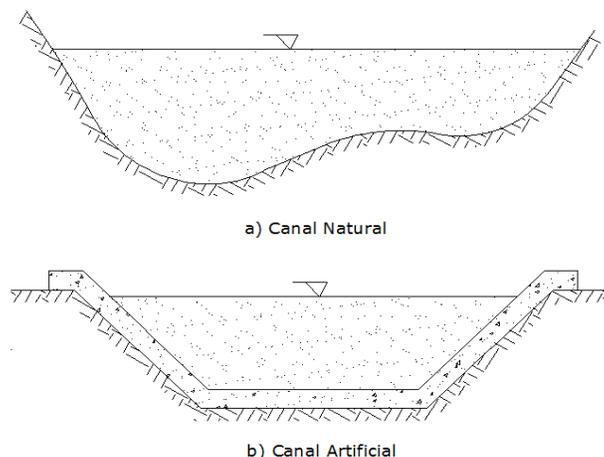


Figura 1. Tipos de canales de acuerdo a su origen.



II.1.1 Elementos geométricos de un canal.

Los elementos geométricos son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad del flujo. Estos elementos son de suma importancia y se utilizan con amplitud en el cálculo del flujo que circula por un canal, ver Figura 2.

Tirante o profundidad del flujo. Es la distancia vertical y desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre del agua. En muchos casos, esta terminología es usualmente intercambiable con la terminología *profundidad del flujo de la sección*, d , la cual es la profundidad del flujo medida perpendicularmente al fondo del canal. La relación entre y y d es.

$$y = \frac{d}{\cos\theta}$$

Donde θ es el ángulo que forma el fondo del canal respecto a una línea horizontal. Si θ es pequeño

$$y \approx d$$

Sólo en canales muy empinados existe una diferencia significativa entre y y d .

Ancho libre de la superficie. Es el ancho T de la sección del canal, medido al nivel de la superficie libre.

Área hidráulica. Es el Área A ocupada por el flujo en la sección del canal.

Perímetro mojado. Es la longitud P de la línea de contacto entre el agua y las paredes del canal, es decir, no incluye a la superficie libre.

Radio Hidráulico. Es el cociente R_h del área hidráulica y el perímetro mojado.

$$R_h = \frac{A}{P}$$

Tirante Hidráulico. Es la relación D entre el área hidráulica y el ancho de la superficie libre.

$$D = \frac{A}{T}$$

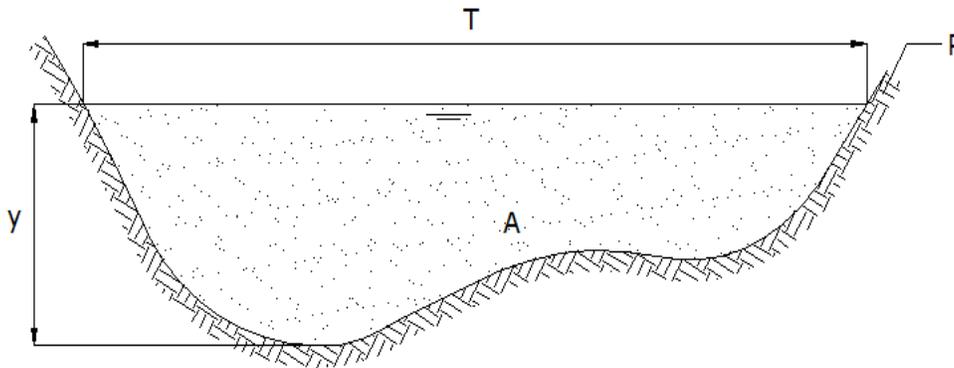


Figura 2. Elementos geométricos de un canal.

II.1.2 Geometría de las secciones.

El término sección normal de un canal es frecuentemente utilizado para referirse a la sección considerada normal a la plantilla o fondo del canal. Por el contrario, la sección vertical de un canal se toma sobre el plano vertical que pasa por el punto más bajo de la sección. Si el canal es prácticamente horizontal, ambos conceptos coinciden.

La sección de un canal natural como se comentó es generalmente de forma muy irregular y variando constantemente de un lugar a otro. En tanto que los canales artificiales usualmente se diseñan con formas geométricas regulares siendo las más comunes la trapezoidal, la rectangular, la triangular y la circular. La parabólica se usa como una aproximación de secciones en canales naturales. En túneles que funcionan a superficie libre es frecuente encontrar la forma de herradura.

La selección de una forma determinada de sección depende en gran medida del tipo de canal por construir, así la trapezoidal es muy común en canales sin revestimiento, la rectangular en canales revestidos con materiales estables: concreto, mampostería,



madera, etc. La triangular en canales pequeños y en las cunetas de carreteras y la circular en alcantarillas, colectores y túneles. Existen formas compuestas con las anteriores que encuentran utilidad en grandes alcantarillas y colectores y que permiten el paso del hombre a su interior, ver Figura 3.

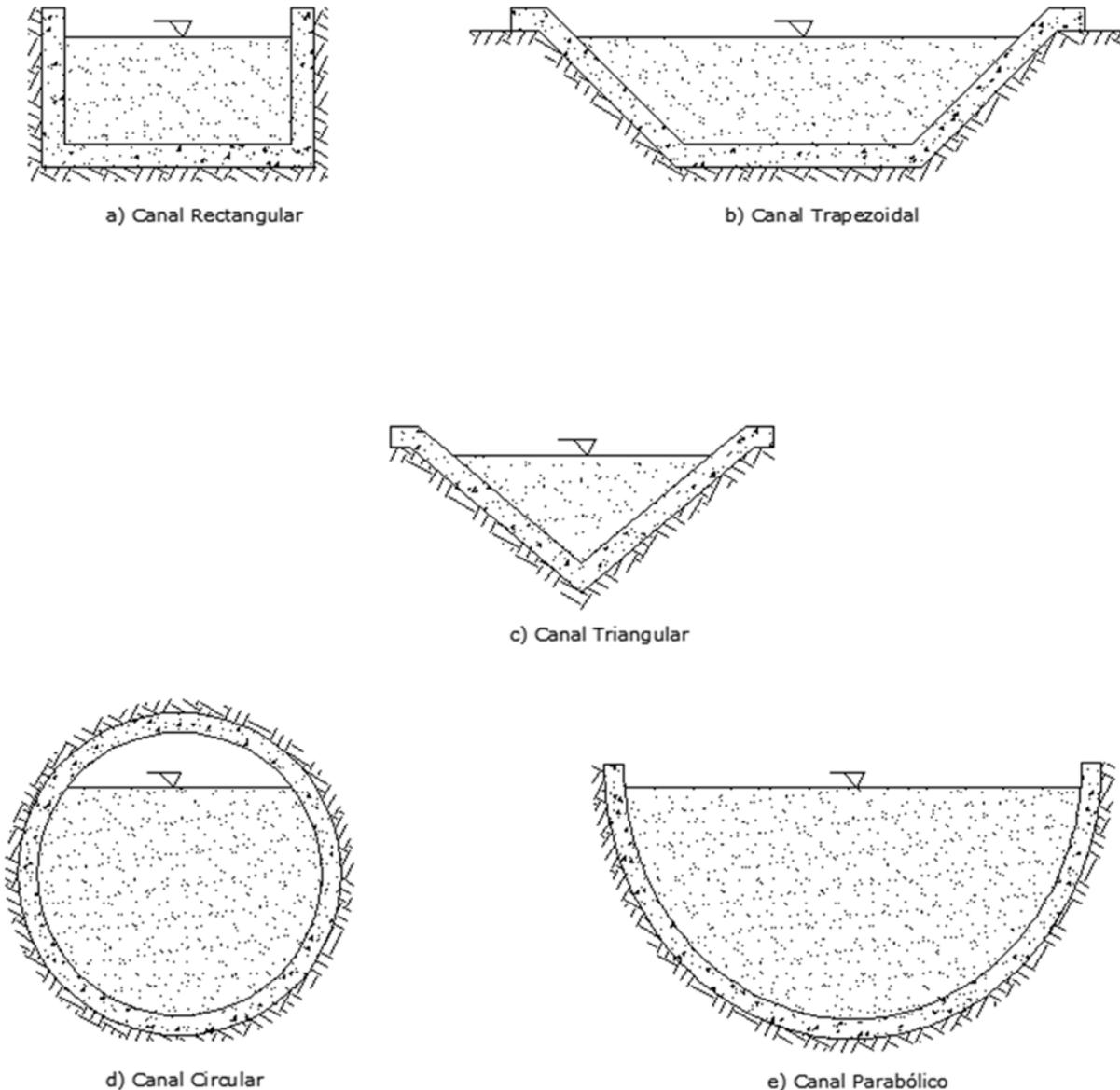


Figura 3. Secciones de canales más usuales.



Otra manera de determinar la forma de la sección de un canal es de acuerdo a la función que realizará y al grado de seguridad deseado en una estructura dada, ya que como se verá más adelante los canales abiertos de sección rectangular, son la sección más simple, y por ende la más estudiada, con fundamento en una larga trayectoria de ensayos en modelos a escala respaldados con datos obtenidos de campo de esos prototipos puestos en funcionamiento. Aunque constructivamente la sección trapezoidal es la más sencilla de elaborar, ya que se aprovecha el ángulo de inclinación de los taludes del terreno natural, la sección rectangular provee un mejor funcionamiento del flujo ante fenómenos como el salto hidráulico, haciendo posible reducir el grado de incertidumbre y proporciona datos más exactos comparables a los que se obtendrían en campo, además de que facilita el acoplamiento con otras estructuras hidráulicas. Por lo que el presente trabajo se enfocará al empleo y el comportamiento de los disipadores de energía en canales abiertos de sección rectangular.

II.1.3 Tipos de flujo.

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 flujo 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. El flujo es *no permanente* si la profundidad cambia con el tiempo.

Para cualquier flujo, el caudal Q en una sección del canal se expresa por:

$$Q = VA$$

Donde:

V = Es la velocidad media del flujo, en m/s.



A = Es el área de la sección transversal del flujo perpendicular a la dirección de éste, en m^2 .

En la mayor parte de los problemas de flujo permanente el caudal es constante a través del tramo de canal en consideración; en otras palabras, el flujo es *continuo*.

Por lo que la ecuación puede escribirse cómo:

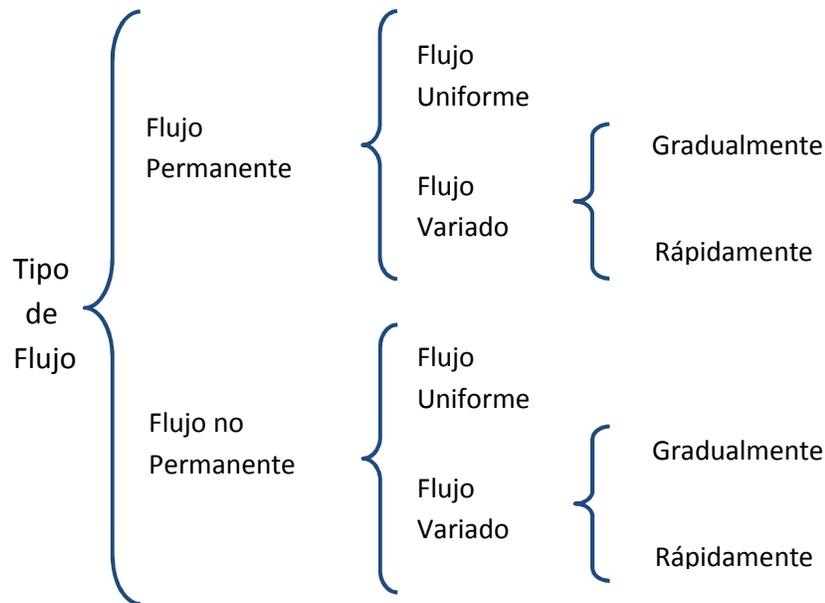
$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 = \dots$$

Donde los subíndices designan diferentes secciones del canal. Ésta es la **ecuación de continuidad**, para un flujo continuo permanente; sin embargo, la ecuación de continuidad no es válida cuando el caudal de un flujo permanente *no es uniforme* a lo largo del canal, es decir, cuando parte del agua sale o entra a lo largo del curso del flujo.

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 es *variado* si la profundidad del flujo cambia a lo largo del canal. El flujo variado puede ser permanente o no permanente.

El flujo variado puede clasificarse además como *gradualmente y rápidamente variado*. En el *gradualmente variado* el tirante cambia de forma gradual a lo largo del canal. En el *rápidamente variado* acontece lo contrario, como en el salto hidráulico. La clasificación se indica a continuación.



II.1.4 Estado de flujo.

El estado o comportamiento del flujo está gobernado básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad en relación con las fuerzas inerciales del flujo.

Efecto de la viscosidad. La viscosidad es una medida de su resistencia a fluir, como resultado de la interacción y cohesión de sus moléculas. Por ejemplo, el aceite tiene una mayor viscosidad que el agua, así como el agua es más viscosa que el aire. La viscosidad de un fluido decrece a medida que la temperatura aumenta.

Según el efecto de la viscosidad en relación con la inercia, el flujo puede ser laminar, turbulento o de transición, de manera semejante a los conductos a presión. La importancia de la fuerza de inercia respecto de la viscosa se mide con el número de Reynolds, definido de la siguiente manera:

$$R_e = \frac{VR_h}{\nu}$$



Donde:

R_h = Radio Hidráulico de la sección, en m.

V =Velocidad media en la sección, en m/s.

ν =Viscosidad cinemática del agua en m^2/s .

En un flujo laminar las fuerzas viscosas son relativamente más fuertes en relación con las fuerzas de inercia, en este caso las partículas de agua se mueven de una manera consistente y tranquila con una trayectoria bien definida. En un flujo turbulento las fuerzas viscosas son débiles en relación con las fuerzas de inercia, en este tipo de flujo las partículas de agua se mueven inconsistentemente o de una manera aparentemente aleatoria.

En canales se han comprobado resultados semejantes a los de conductos a presión. Para fines prácticos se tiene:

- ✚ Flujo laminar, cuando $R_e \leq 500$;
- ✚ Flujo de transición, cuando $500 \leq R_e \leq 12,500$;
- ✚ Flujo turbulento, cuando $R_e \geq 12,500$.

Efecto de la gravedad. La importancia de la fuerza de inercia respecto de la de gravedad, se mide a través del número de Froude, definido de la siguiente manera:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

Donde:

V =Velocidad media en la sección, en m/s.

g =Aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

L =Longitud característica, en m.



En un canal abierto, se toma el tirante hidráulico como la longitud característica, la cual por definición es el área hidráulica A , dividida entre el ancho libre de la superficie T . Para canales rectangulares éste es igual al tirante y , quedando como:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad \text{ó} \quad \frac{V}{\sqrt{gD}}$$

- ✚ Cuando $F = 1$ ó $V = \sqrt{gD}$, el flujo se encuentra en régimen crítico.
- ✚ Cuando $F < 1$ ó $V < \sqrt{gD}$, el régimen es sub-crítico. En este estado el papel jugado por las fuerzas gravitacionales es más pronunciado; por lo tanto, el flujo tiene una velocidad baja y a menudo se describe como tranquilo y de corriente lenta.
- ✚ Cuando $F > 1$ ó $V > \sqrt{gD}$, el régimen es súper-crítico. En este estado las fuerzas inerciales se vuelven dominantes; el flujo tiene una alta velocidad y se describe usualmente como rápido, ultrarrápido y torrencial.

El flujo uniforme rara vez ocurre en los canales naturales debido a que no son prismáticos. Aun en los prismáticos (artificiales) es poco frecuente por la existencia de controles, como vertedores, compuertas, etc., que dictan una relación gasto-tirante diferente de la apropiada al flujo, dificultando su establecimiento. Sin embargo, el flujo uniforme es una condición básica que debe considerarse en todos los problemas de diseño.

En un canal de cierta pendiente y rugosidad, que debe conducir un caudal conocido, el estado de flujo uniforme es el criterio que rige al área de la sección transversal mínima requerida. Aun cuando exista otra situación que determine sus dimensiones, ésta difícilmente serán menores que las de la sección mencionada, ya que la tendencia natural del flujo será tratar de alcanzar dicho estado.

El flujo uniforme puede ser laminar o turbulento, pero las dimensiones relativamente grandes de la mayoría de los canales, combinadas con la pequeña viscosidad del agua, obligan a que el laminar sea poco común en la práctica. Además, aunque la velocidad media sea suficientemente pequeña para permitirlo, factores secundarios, como los



disturbios ocasionados por el viento, de manera habitual producen aceleraciones locales o corrientes que exceden la velocidad límite laminar cuando el tirante es bajo.

Por otro lado, el efecto el flujo variado, en específico el rápidamente variado, ocurre cuando se presenta una alteración brusca en el perfil longitudinal de la superficie libre del agua, caso que se presenta en fenómenos como el llamado salto hidráulico, que se caracteriza porque el flujo experimenta un cambio violento de régimen súper-crítico a sub-crítico.

II.2 Energía.

Por experiencia se sabe que existen leyes fundamentales que parecen exactas; esto es, si se conducen experimentos con sumo cuidado y precisión, las desviaciones de estas leyes son mínimas, y de hecho, incluso serían todavía menores si se emplearán técnicas experimentales mejoradas, tal es el caso de la *ley de la conservación de la energía*, la cual es la base para el tratamiento de cualquier flujo en canales abiertos.

Por definición se sabe que la energía total de una partícula *A* viajando sobre una línea de corriente está dada por la ecuación de *Bernoulli*:

$$H = z_A + d_A \cos\theta + \alpha \frac{V_A^2}{2g}$$

Donde:

H =Energía total.

z_A =Energía potencial o carga de posición. Debida a la elevación del elemento en relación con algún nivel de referencia.

$d_A \cos\theta$ =Energía de flujo o carga de presión. Representa la cantidad de trabajo necesario para mover el elemento de fluido a través de cierta sección contra la presión atmosférica. En donde d_A representa la profundidad del punto *A* por debajo de la superficie del agua y θ es el ángulo de la pendiente del fondo del canal.

$\frac{V_A^2}{2g}$ =Energía cinética o carga de velocidad. Debido a su velocidad.

α = Coeficiente de *coriolis*.

Y para pequeños valores de θ y $\alpha = 1$ la ecuación se reduce a:

$$H = z + y + \frac{V^2}{2g}$$

Siendo V la velocidad promedio del flujo y y la profundidad del flujo, ver Figura 4.

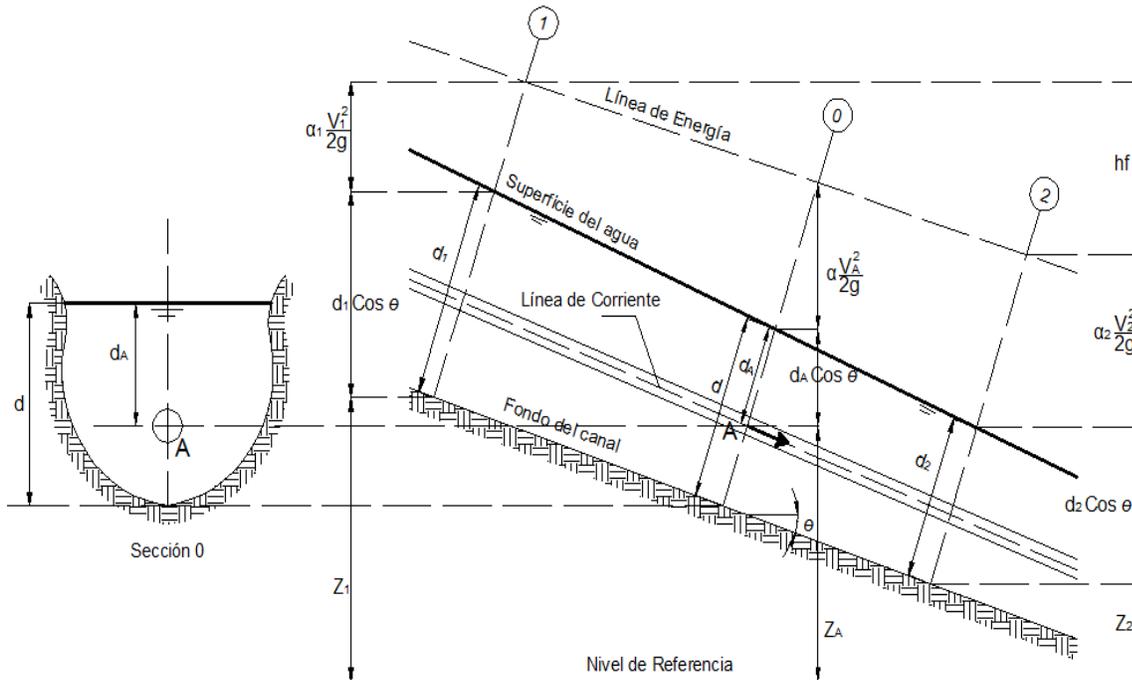


Figura 4. Energía de un flujo gradualmente variado

De acuerdo con el principio de conservación de la energía, la altura de energía total en la selección 1 localizada agua arriba, debe ser igual a la altura de energía total en la sección 2 localizada aguas abajo, más la pérdida de energía hf entre las dos secciones;

o



$$z_1 + d_1 \cos\theta + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cos\theta + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + hf$$

Ésta ecuación es aplicable a flujos paralelos o gradualmente variados. Para un canal de pendiente pequeña, ésta se convierte en

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + hf$$

Cualquiera de estas dos ecuaciones se conoce como **ecuación de energía**.

Es importante mencionar que el flujo en la sección de un canal varía de un punto a otro. Esto, debido a los esfuerzos cortantes en los costados y fondo del canal y a la presencia de una superficie libre. Por lo que la carga de velocidad promedio $(V^2/2g)_m$, no es la misma que la carga de velocidad $V_A^2/2g$. Esta diferencia puede tomarse en consideración introduciendo el *coeficiente de coriolis* α , el cual corrige el error de tomar la velocidad promedio.

Aunque para la mayoría de los problemas α se puede tomar como la unidad sin cometer un error grave, en algunos casos donde se desee tener una alta precisión, se pueden tomar en consideración los coeficientes mostrados en la Tabla 2, en la que se proponen distintos valores para el coeficiente de coriolis para varios tipos de canales y diferentes recubrimientos.

Tabla 2. Coeficientes α en canales.

Canales	Valor de α		
	Mín.	Prom.	Máy.
Rectos sin obstáculos	1.01	1.05	1.10
Rectangulares con paredes de madera (Darcy y Bazin)	-	1.05	-
Rectangulares con obstáculos (O'Brien)	-	1.41	-
Trapeziales con paredes de madera (Darcy y Bazin)	-	1.05	-
Trapeziales con paredes de mampostería (Darcy y Bazin)	-	1.07	-
Trapeziales excavados en tierra (Darcy y Bazin)	-	1.10	-
Semicirculares revestidos de cemento (Darcy y Bazin)	-	1.03	1.00
Semicirculares con fondo de arena y grava (Darcy y Bazin)	-	1.09	-
De forma herradura (O'Brien)	-	1.07	-
De descarga de turbina Kaplan (Favre)	-	1.74	-
Regulares, acueductos y de descarga en vertedores (Kolupaila)	1.10	1.15	1.20
Corrientes naturales y torrentes (Kolupaila)	1.15	1.30	1.50

II.2.1 Energía específica.

La introducción de los conceptos de energía específica y flujo crítico hicieron posible estudiar el comportamiento del flujo en un canal al cambiar su forma, y en estructuras hidráulicas para diferentes regímenes de estado de flujo.

En una sección cualquiera de un canal, se llama energía específica E a la suma del tirante más la carga de velocidad en esa sección. La energía específica es entonces, la suma de las energías de presión y cinética por unidad de peso del conjunto de partículas del fluido que forman la sección mencionada, es decir:

$$E = d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

O, para un canal de pendiente pequeña y $\alpha = 1$.

$$E = y + \frac{V^2}{2g}$$

Donde la energía específica se denota como E y es la energía total por encima del fondo del canal.

En términos del gasto Q se tiene que:

$$Q = AV \Rightarrow V = \frac{Q}{A}$$

Por lo que la ecuación se puede escribir como:

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Puede verse que, para una sección de canal y un gasto determinado, la energía específica sólo es función de la profundidad del flujo y .

Si y se gráfica con respecto a E para una sección de canal y un gasto determinado, se obtiene una curva de energía específica como la que se muestra en la Figura 5.

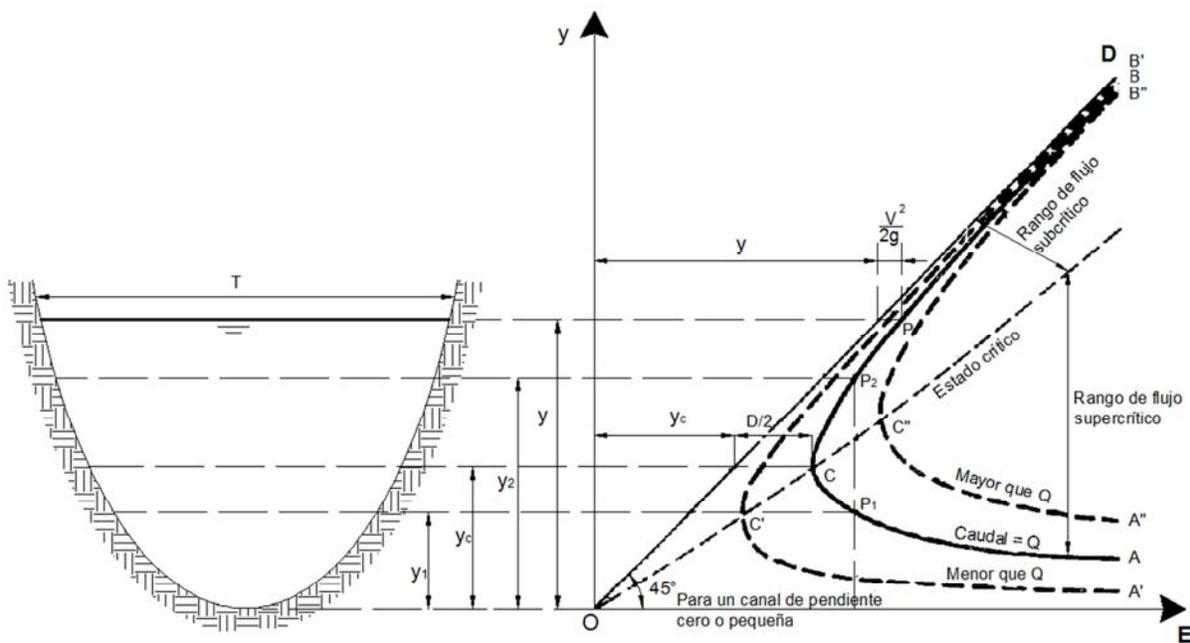


Figura 5. Curva de energía específica.



A partir de la gráfica anterior se pueden hacer las siguientes observaciones:

1. La sección **BC** se aproxima asintóticamente a la línea $y = E$.
2. La sección **AC** se aproxima asintóticamente al eje E .
3. La curva muestra que para una energía específica determinada, existen dos posibles profundidades alternas, la profundidad baja y_1 y la profundidad alta y_2 .
4. La curva tiene un punto mínimo **C**, que corresponde al estado crítico del flujo donde las profundidades alternas se convierten en una, la cual es conocida como la profundidad crítica y_c .
5. Si el gasto cambia, existirá un cambio correspondiente en la energía específica. Las dos curvas **A'B'** y **A''B''**, representan posiciones de la curva de la energía específica cuando el gasto es mayor y menor respectivamente, que el gasto utilizado para la construcción de la curva **AB**.

Cuando la profundidad es mayor que la crítica, la velocidad del flujo es menor que la velocidad crítica para un gasto determinado y, por consiguiente, el flujo es sub-crítico. Cuando la profundidad del flujo es menor que la profundidad crítica, el flujo es súper-crítico. Por lo tanto, y_1 es la profundidad de un flujo súper-crítico y y_2 es la profundidad de un flujo sub-crítico.

II.2.2 Disipación de la energía.

Uno de los aspectos que generalmente merece especial atención en el diseño de obras hidráulicas es la disipación de la energía cinética que adquiere un flujo en su descenso, ya que cuando el agua corre por un vertedero, canal o túnel de descarga, salida de alcantarillas, etc., contiene una gran cantidad de energía y mucho poder destructivo, debido a las altas presiones y velocidades adquiridas. Éstas pueden causar erosión aguas abajo del río, en el pie de la presa, o en las estructuras mismas de conducción, poniendo en peligro la estabilidad de las estructuras hidráulicas. Por lo tanto se deben colocar disipadores de energía.



El tipo de disipador que se diseñe, depende en gran medida de la clase de material que se tenga en el sitio de descarga. Cuando se tenga roca sana, se puede descargar el agua directamente de la obra de descarga en régimen rápido, sin necesidad de pasar a un régimen tranquilo, siempre que no vaya a causar problema a la pequeña presa o bordo de almacenamiento.

Básicamente existen dos tipos de disipadores de energía. Los disipadores de tipo salto hidráulico y los disipadores de tipo impacto.

Los disipadores de tipo salto hidráulico disipan la energía a través de la formación de grandes remolinos turbulentos dentro del salto hidráulico. Mientras que los disipadores de tipo impacto dirigen el agua hacia una obstrucción, la cual refleja el flujo en todas las direcciones y genera altos niveles de turbulencia, disipando de esta manera la energía del flujo. En otros casos, el flujo es directamente sumergido en un estanque de agua donde se disipa la energía. Los disipadores de tipo impacto incluyen caídas verticales, bloques de concreto, pilares deflectores, dientes o dados sobre canales de descarga, etc. Donde su uso, generalmente resulta en estructuras más económicas y de menor tamaño.

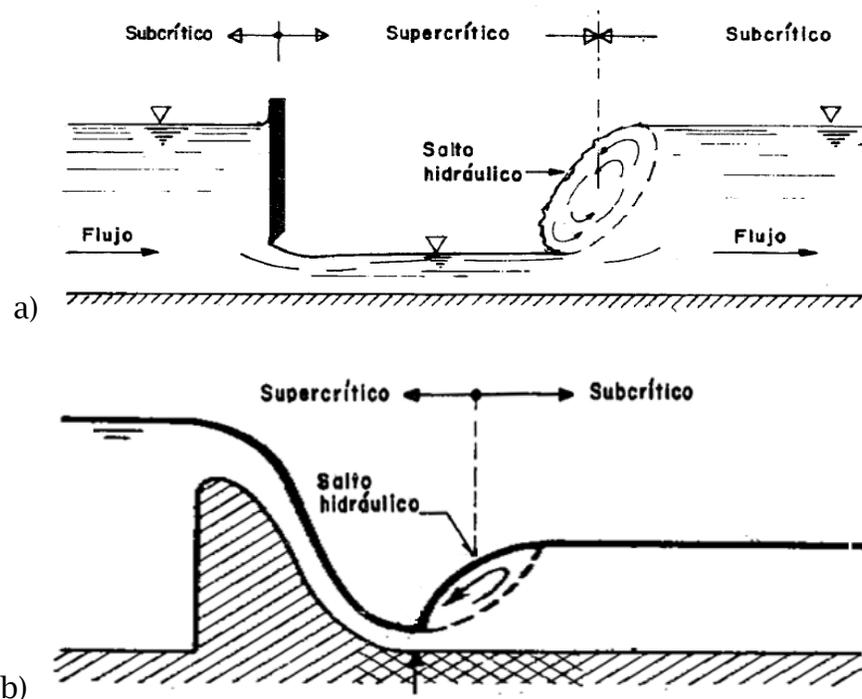
Aunque no hay una regla general que determine el uso de uno u otro tipo de disipador de energía, las características propias del flujo, gasto y velocidad, determinarán el empleo de uno u otro tipo, ya que en el caso de los disipadores de tipo impacto se ha observado que son funcionalmente útiles y estructuralmente confiables con flujos en condiciones de descarga, de hasta $9.6 \text{ m}^3/\text{s}$ y velocidades menores o iguales a 9.10 m/s .

CAPITULO III. INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE OBRAS DISIPADORAS DE ENERGÍA.

III.1 El Salto Hidráulico.

El salto hidráulico es un fenómeno que ocurre en canales abiertos, el cual se forma cuando el flujo de agua que circula por dicho canal cambia de un régimen súper-crítico a uno sub-crítico. En esta transición, ocurre un incremento brusco del tirante de agua en un tramo relativamente corto, produciéndose un estado de gran turbulencia, usualmente acompañada de una gran pérdida de energía.

Este fenómeno usualmente ocurre al pie de la descarga de una compuerta reguladora (a), de un vertedero (b) o en un cambio de pendiente (c), Figura 6.



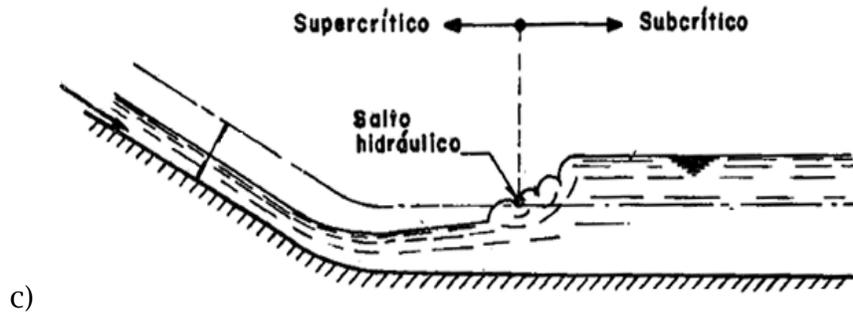


Figura 6. Formas usuales del salto hidráulico.

Se conoce como “*salto clásico*”, al salto que se forma en un canal horizontal de sección rectangular, donde 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. El salto hidráulico se formará en el canal si se satisface la siguiente ecuación.

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

Donde:

y_1, y_2 = Son las profundidades antes y después del salto. Estas profundidades a menudo son llamadas profundidades conjugadas.

F_1 = Número de Froude del flujo entrante.

Esta ecuación puede representarse mediante la curva mostrada en la Figura 7, la cual es el producto de la comprobación de muchos datos experimentales, y es muy útil para el diseño de saltos hidráulicos. En ella se muestra la relación que tiene el número de Froude con respecto a la relación de las profundidades conjugadas y_2/y_1 .

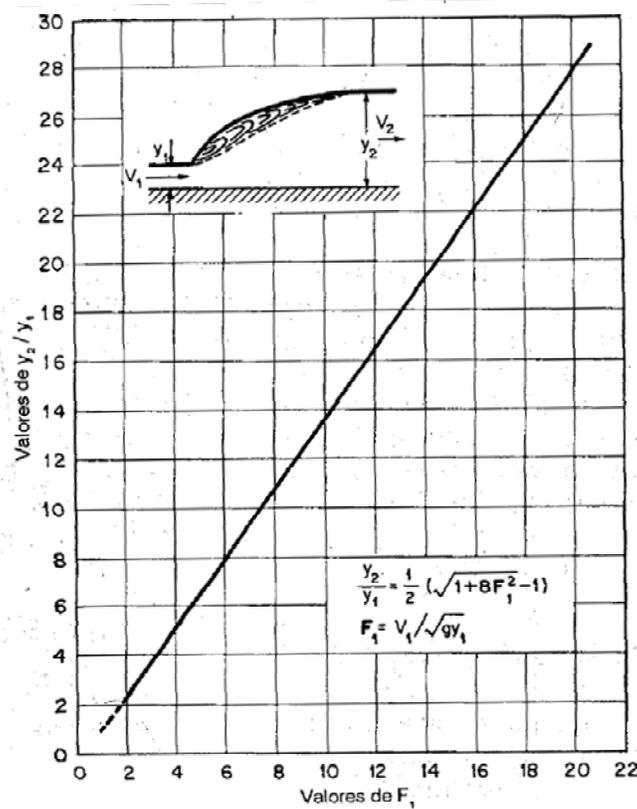


Figura 7. Relación entre F_1 y y_2/y_1 para un salto hidráulico en un canal rectangular horizontal.

III.1.1. Tipos de salto hidráulico.

El salto hidráulico puede ocurrir en al menos cuatro formas diferentes, donde las características internas del salto y la absorción de la energía varían con cada forma. Estas formas pueden ser catalogadas convenientemente con respecto del número de Froude de la siguiente manera:

Para $F_1 = 1$, El agua está fluyendo a una profundidad crítica, por lo tanto el salto no se puede formar.

Para $F_1 = 1.0$ a 1.7 . **Salto ondulante.** Existe una leve diferencia entre las profundidades conjugadas, en donde la presencia de un pequeño cobrizo en la



superficie del agua es la única característica que diferencia este flujo del flujo en la profundidad crítica.

Para $F_1 = 1.7$ a 2.5 . **Salto débil.** Se desarrolla una serie de remolinos sobre la superficie del salto, acción que sigue siendo la misma pero con mayor intensidad a medida que se acerca al valor de 2.5 , la velocidad a lo largo de la sección transversal es bastante uniforme y la pérdida de la energía es menor del 20%.

Para $F_1 = 2.5$ a 4.5 . **Salto oscilante.** Existe un chorro oscilante que entra desde el fondo del salto hasta la superficie y se devuelve sin ninguna periodicidad. En este salto cada oscilación produce una onda de gran longitud con periodo irregular, muy común en canales, que puede viajar a lo largo de varios kilómetros causando daños ilimitados a bancos de tierra y a enrocados de protección.

Para $F_1 = 4.5$ a 9.0 . **Salto estable.** En este rango, el extremo aguas abajo de la superficie turbulenta y el punto en el cual el chorro de alta velocidad tiende a dejar el suelo, ocurre prácticamente en el mismo plano vertical. El salto se encuentra bien balanceado y su comportamiento es el mejor, en este punto la disipación de la energía varía del 45% al 70%.

Para $F_1 = 9$ y mayores. **Salto fuerte.** El chorro de gran velocidad de aguas arriba penetra bajo el remolino del salto, emerge adelante y genera ondas hacia aguas abajo, prevaleciendo una superficie libre muy irregular. La acción del salto es brusca pero efectiva debido a que la disipación de la energía puede alcanzar un 85%.

En la Figura 8 se pueden apreciar las diferentes formas del salto hidráulico, catalogadas de acuerdo al número de Froude.

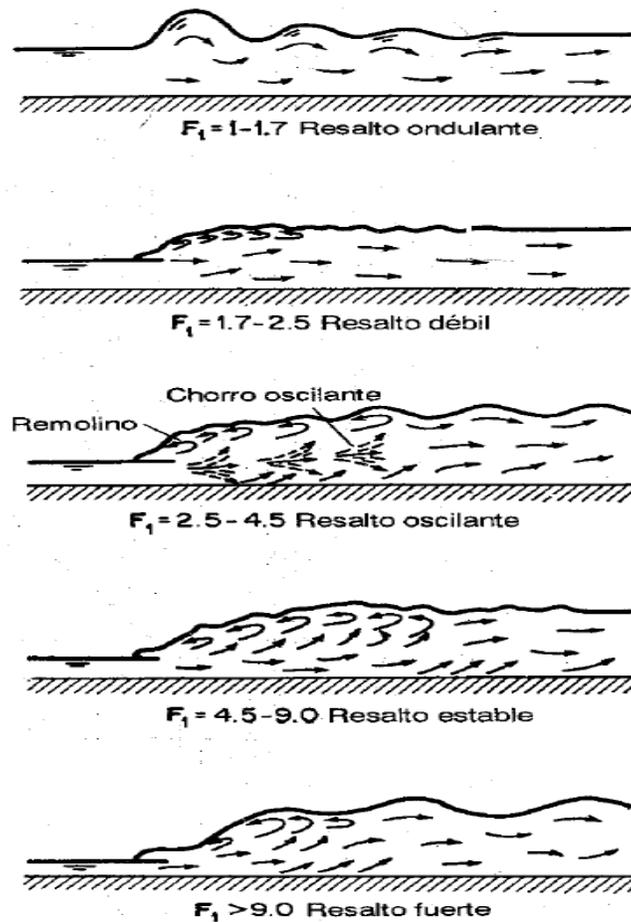


Figura 8. Diferentes tipos de Salto Hidráulico.

III.1.2. Características básicas del salto hidráulico.

Longitud del Salto. Éste puede definirse como la distancia medida desde la cara frontal del salto hasta un punto inmediatamente aguas abajo del remolino.

Desde un punto de vista práctico es muy importante conocer la longitud en la que se desarrollara el salto hidráulico, para prever la extensión del recubrimiento del piso y las paredes laterales del canal, con objeto de protegerlos contra los efectos erosivos provocados por la turbulencia.

Para obtener la longitud del salto, se puede utilizar la curva basada en datos experimentales, realizados por el *U.S. Bureau of Reclamation*, en la cual, la relación, longitud del salto entre la profundidad conjugada y_2 , es graficada con respecto al número de Froude, Figura 9.

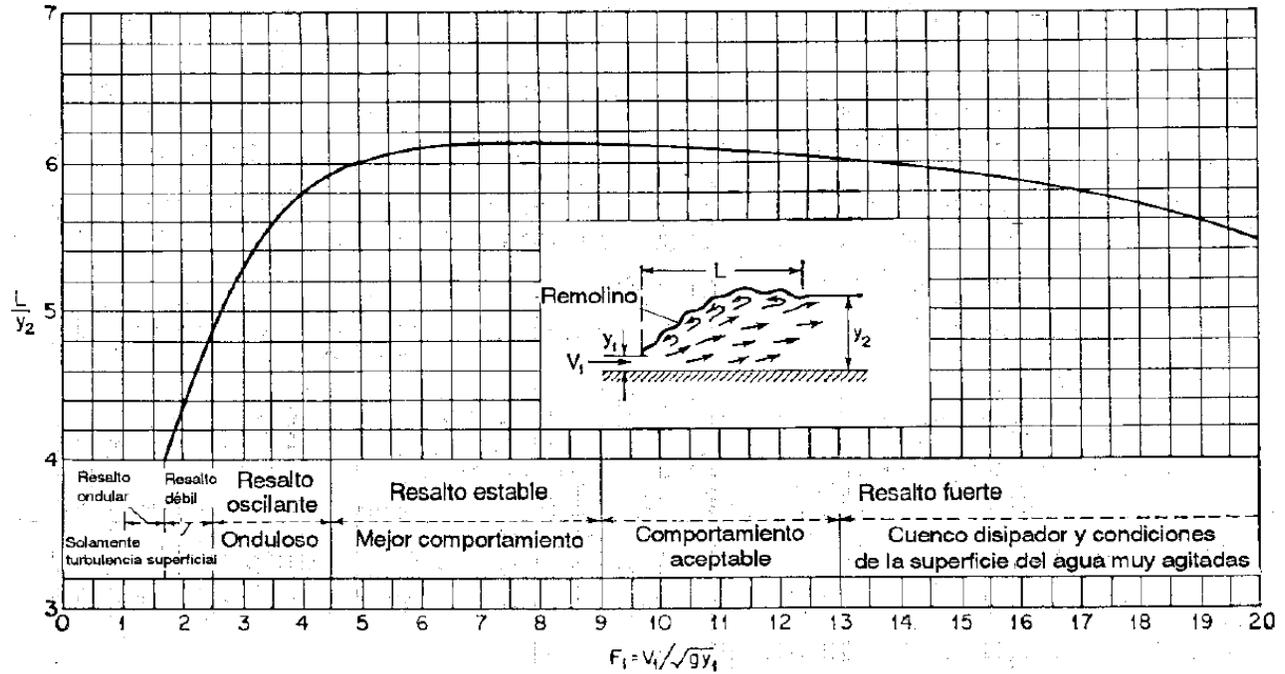


Figura 9. Longitud del salto en términos de y_2 .

Disipación de la energía. En muchas aplicaciones, la función principal del salto hidráulico es la disipación de la energía. En el salto, la disipación de la energía es igual a la diferencia de las energías específicas antes y después del salto.

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1y_2}$$

Donde:

ΔE = Cambio en la energía de la sección 1 a la sección 2.

E_1 = Energía específica en la sección 1.



E_2 = Energía específica en la sección 2.

La disipación de la energía comúnmente también se puede expresar como $\Delta E/E_1$, que se conoce como pérdida relativa y puede obtenerse a partir del número del Froude, Figura 10.

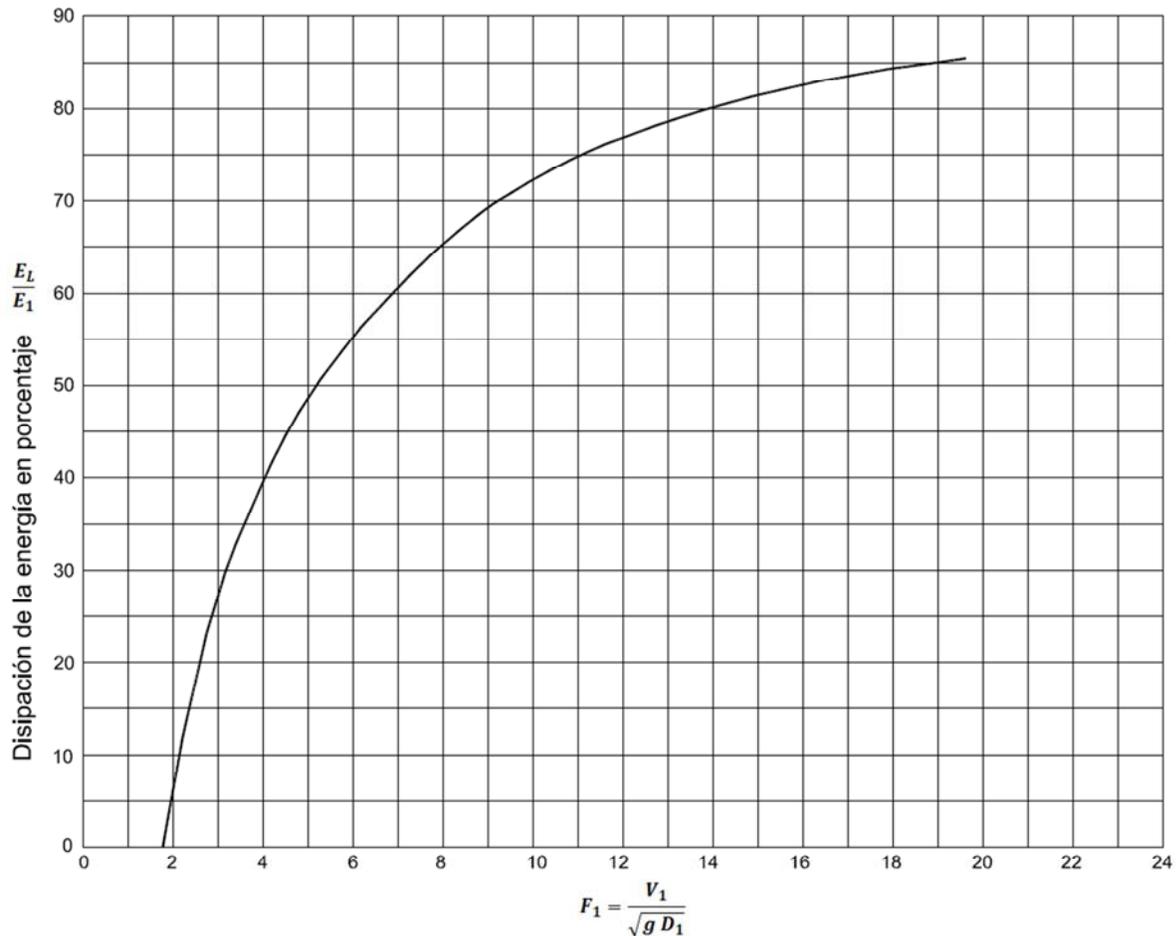


Figura 10. Absorción de la energía en el salto hidráulico en un plano horizontal.

Altura del salto. La diferencia $\Delta y = y_2 - y_1$ es conocida como altura del salto y suele también expresarse como la altura relativa en la forma:

$$\frac{\Delta y}{E_1} = \frac{y_2 - y_1}{E_1}$$

Perfil superficial del salto. El conocimiento del perfil superficial de un salto, es de interés para la obtención del borde libre en los muros laterales, y para determinar la presión que debe utilizarse en el diseño estructural de los muros de contención y en la base, en las fronteras del canal. Los experimentos han demostrado que la presión vertical sobre el piso de un cuenco amortiguador bajo un salto hidráulico, es prácticamente la misma que la debida a la presión hidrostática obtenida a partir del perfil de su superficie libre. Dicha superficie libre se puede obtener a partir de la Figura 11.

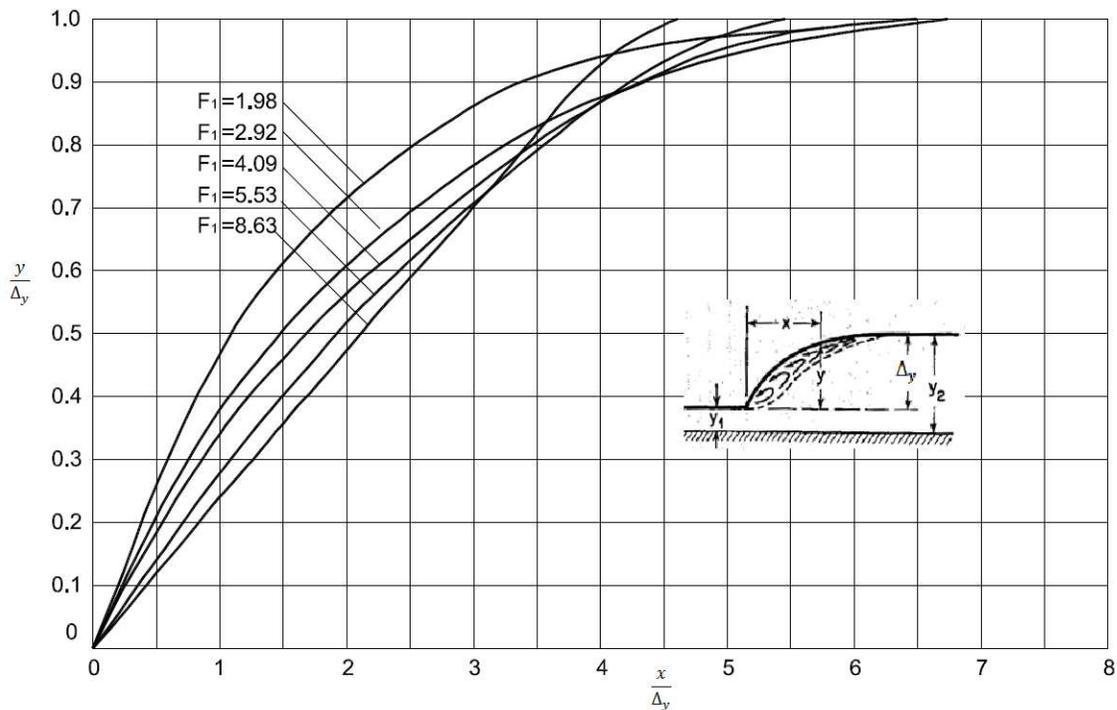


Figura 11. Perfiles superficiales adimensionales de saltos hidráulicos.

Posición del salto. Como se ha visto en párrafos anteriores, un salto hidráulico se formará en el lugar donde las profundidades aguas arriba y aguas abajo del salto satisfacen la ecuación:

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



Sin embargo, existen varias posibilidades diferentes que permiten que un salto se forme aguas abajo de una fuente (tal fuente puede ser un vertedero, un canal de descarga o una compuerta deslizable, Figura 12).

El salto se formará sobre la base, si la profundidad aguas abajo, y_d , es igual a la profundidad y_2 requerida para satisfacer la ecuación $y_2/y_1 = 1/2 \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$ (caso a, Figura 12). Para propósitos de protección contra la socavación, éste es un caso ideal.

Si y_d es menor que y_2 , entonces el salto se moverá aguas abajo en un punto donde la profundidad aguas arriba y'_1 sea la profundidad consecutiva de y_d (caso b). En esta figura se puede apreciar una línea punteada que muestra la profundidad consecuente y_2 requerida para la profundidad y_1 a la salida de la compuerta. En lo posible, este caso debe evitarse en el diseño, debido a que el salto rechazado fuera de la zona de protección ocurrirá en un canal completamente desprotegido, dando como resultado una erosión severa.

Si la profundidad aguas abajo es mayor que la requerida (caso c), el salto se verá forzado hacia aguas arriba, y finalmente puede ahogarse en la fuente, convirtiéndose en un salto sumergido. Éste tal vez es el caso más seguro para el diseño, debido a que la posición del salto sumergido puede fijarse con rapidez. Desafortunadamente el diseño no es eficiente, debido a que se disipará muy poca energía.

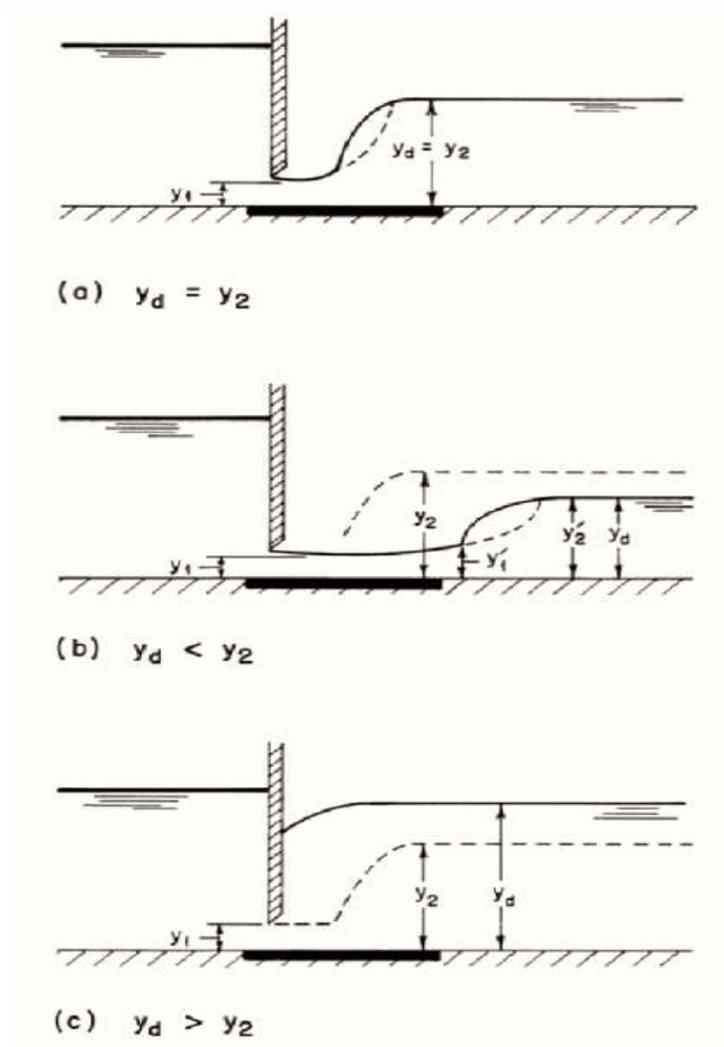


Figura 12. Posición del salto hidráulico.

Control del salto hidráulico. La posición de un salto hidráulico puede ser controlada previendo un cierto número de accesorios, tales como umbrales, pilares deflectores y ascensos y descensos abruptos en el fondo del canal. La función del obstáculo es asegurar la formación del salto y controlar su posición en todas las condiciones probables de operación.



III.1.3. El salto hidráulico como disipador de energía.

Su mérito está en prevenir la posible erosión aguas abajo de un vertedor, canales de descarga y/o compuertas, debido a que reduce rápidamente la velocidad del flujo sobre un piso protegido hasta un punto donde el flujo pierde su capacidad de socavar el lecho del canal natural aguas abajo.

El salto hidráulico utilizado como disipador de energía a menudo se confina parcial o totalmente en un tramo del canal que se conoce como “cuenco amortiguador”, cuyo fondo se recubre para resistir la socavación. El cuenco amortiguador como se verá más adelante, rara vez se construye para confinar toda la longitud del salto, debido al costo que significaría el recubrimiento necesario para proteger tanto las paredes como el fondo del canal. Generalmente se instalan accesorios para controlar el salto hidráulico dentro del cuenco. El control tiene ventajas adicionales debido a que mejora la función de disipación del cuenco, estabiliza la acción del salto y, en algunos casos, incrementa el factor de seguridad.

En el campo de los canales abiertos, son muchas las aplicaciones del salto hidráulico e incluyen algunas como las siguientes:

- ✚ La disipación de energía en presas, vertederos y otras estructuras hidráulicas.
- ✚ El mantenimiento de niveles altos de agua en canales para propósitos de distribución.
- ✚ La reducción del empuje de flotación debajo de las estructuras, debido al incremento en el tirante de agua sobre la base de la estructura.
- ✚ El mezclado de químicos usados para la purificación de agua o tratamiento de aguas residuales.
- ✚ La aireación de flujos y/o la purificación de aguas residuales.
- ✚ La remoción de bolsas de aire en flujos de canales abiertos de sección circular.
- ✚ La identificación de condiciones especiales de flujo, como la existencia de flujos súper-críticos o la presencia de una sección de control, para su mejor tratamiento.

III.2 Disipadores de Energía de Diseño Generalizado.

En la actualidad existen muchos diseños de cuencos amortiguadores, cada uno de ellos cumpliendo una función en específico para un rango de valores, estructura y características dadas, el objetivo principal de esta sección es el de dar las bases necesarias para diseñar hidráulicamente un cuenco amortiguador, a partir de los datos proporcionados por una ingeniería básica, fundamentándose en investigaciones y experimentos realizados en modelos hidráulicos que han permitido el diseño generalizado de cada cuenco amortiguador, si bien, éstos tipos de cuencos no son los únicos, pero lo que se pretende es contemplar a la mayoría de los casos encontrados en la práctica, y en lo posible, dar recomendaciones prácticas para su correcto funcionamiento.

III.2.1 Cuenco amortiguador para canales de pendiente moderada (tipo I).

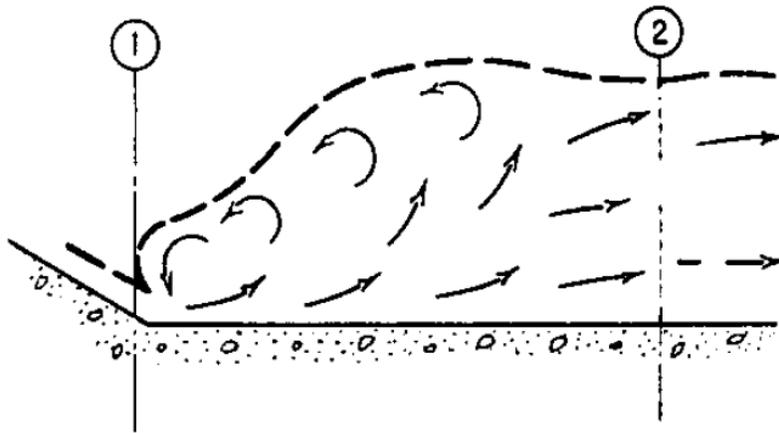


Figura 13. Esquema del cuenco amortiguador tipo I.

El diseño de este cuenco puede obtenerse con facilidad, a partir de la teoría general del salto hidráulico que ocurre en un piso horizontal descrito con anterioridad. Sin embargo, tal cuenco por lo general resulta antieconómico debido en gran parte a la longitud requerida para confinar toda la longitud del salto hidráulico, principalmente para números de Froude por encima de 2.5, y, por consiguiente, el costo que representa

el recubrimiento necesario en la base y las paredes donde se desarrollará el salto hidráulico. Por tal motivo se recomienda limitar el uso de este tipo de cuenco amortiguador a saltos con números de Froude entre 1.7 a 2.5, correspondientes a un salto débil. En donde no se requiere el empleo de deflectores o dispositivos especiales en el cuenco. El único requisito es proveer la longitud de desarrollo apropiada, la cual es relativamente corta, y puede obtenerse a partir del Figura 9. En dónde la disipación de la energía se ubica por debajo del 20%.

III.2.2 Cuenco amortiguador para presas altas, vertederos en presas de tierra y para estructuras de canales grandes (tipo II).

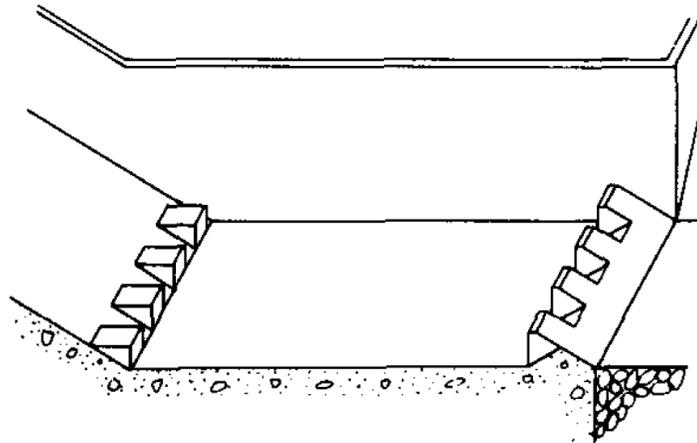


Figura 14. Esquema del cuenco amortiguador tipo II.

Este tipo de cuenco se desarrolló para su utilización en vertederos de presas altas, de presas de tierra y para estructuras de canales grandes. El cuenco contiene bloques en el canal de descargas del extremo aguas arriba y un umbral dentado cerca del extremo aguas abajo. La función principal de los bloques es ondular el chorro entrante, levantando una proporción de éste del fondo, para crear un mayor número de remolinos disipadores de energía, dando como resultado una longitud más corta del salto de la que sería posible sin su utilización. Estos bloques también reducen la tendencia del salto a extenderse hacia aguas abajo fuera de la plataforma protegida. No se utilizan bloques de impacto adicionales debido a que las velocidades relativamente altas que entran al salto pueden causar cavitación en dichos bloques.



III.2.2.1 Reglas y recomendaciones para el diseño del cuenco.

1.- Determinar los valores de V_1 y D_1 del flujo entrante, proveniente del canal de descarga.

La Figura 18 hace posible determinar V_1 y D_1 con un alto grado de precisión, para canales de descarga con pendiente de 0.8:1 o mayores, cuando el procedimiento de cálculo es muy difícil y arduo. Pese a que la comprobación de los datos experimentales con la que se fabricó la gráfica deja mucho que desear, la gráfica es lo suficientemente precisa para un diseño preliminar.

2.- Fijar la elevación del piso para utilizar la profundidad conjugada de aguas abajo completa, más un factor de seguridad adicional si es necesario. Las líneas punteadas de la Figura 15, sirve como guía para diferentes relaciones de la profundidad real de aguas abajo con respecto a la profundidad conjugada. Cabe mencionar que existe un límite, el cual es establecido por la curva denominada *Mínima profundidad de salida*, que indica el punto para el cual el frente del salto se mueve hacia afuera de los bloques del canal de descarga. En otras palabras, cualquier reducción adicional de la profundidad de salida hará que el salto se salga del cuenco amortiguador. Para mayor seguridad, el Bureau recomienda un margen de seguridad mínimo del 5% de D_2 , que debe sumarse a la profundidad conjugada.

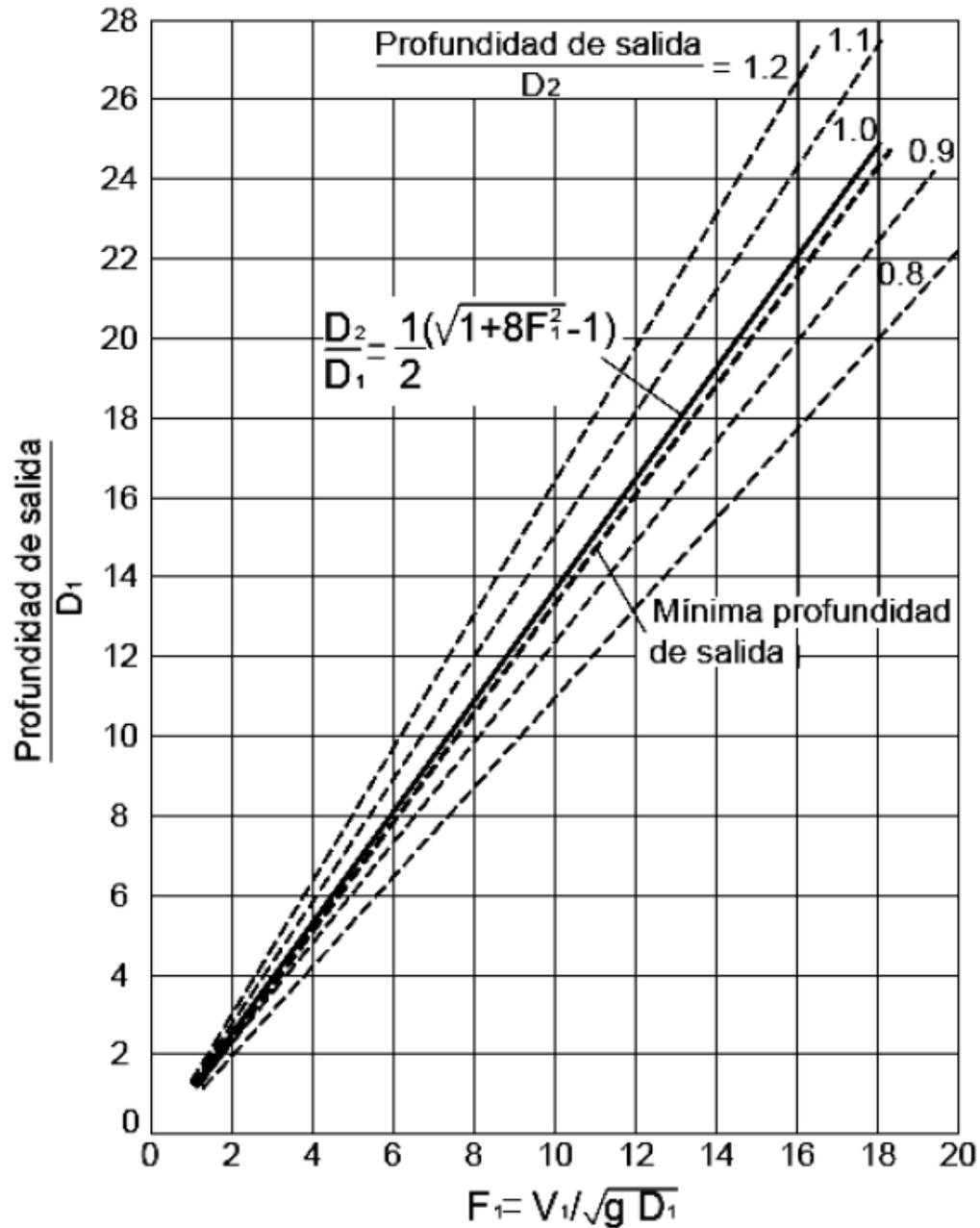


Figura 15. Profundidad conjugada mínima para el cuenco amortiguador tipo II.

3.- Este tipo de cuenco puede ser efectivo hasta un número de Froude tan bajo como 4, pero para valores menores esto no necesariamente es cierto. Para valores bajos, se recomiendan diseños que consideren la supresión de ondas.

4.- La longitud del cuenco puede obtenerse de la Figura 16.

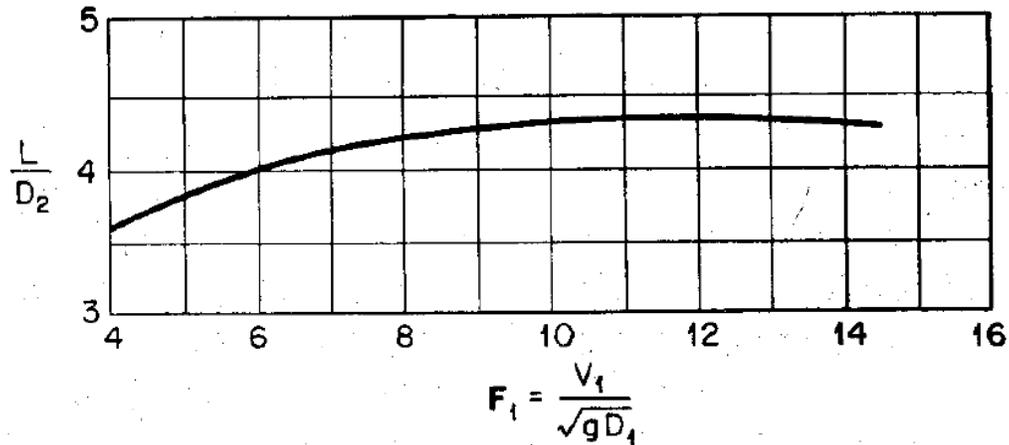


Figura 16. Longitud del salto hidráulico para el cuenco amortiguador tipo II.

5.- La altura de los bloques del canal de descarga es igual a la profundidad D_1 del flujo que entra al cuenco. El ancho y el espaciamiento deben ser aproximadamente iguales a D_1 ; sin embargo, esto puede modificarse para eliminar la necesidad de fracciones de bloques. Con respecto a las paredes laterales, es preferible un espaciamiento igual a $0.5D_1$ para reducir salpicaduras y mantener presiones adecuadas.

6.- La altura del umbral dentado es igual a $0.2D_2$, y el ancho máximo y el espaciamiento máximos recomendados son aproximadamente $0.15D_2$. En este diseño se recomienda colocar un bloque adyacente a cada pared lateral. La pendiente de la parte continua del umbral de salida es 2:1. En el caso de cuencos angostos, lo cual involucraría sólo algunos dientes según la regla anterior, es recomendable reducir el ancho y el espaciamiento, siempre y cuando esto se haga de manera proporcional. La reducción del ancho y el espaciamiento en realidad mejora el comportamiento en estos cuencos; los anchos y espaciamientos mínimos entre los dientes se establecen sólo por consideraciones estructurales.

7.- No es necesario escalonar los bloques del canal de descarga y el umbral dentado. De hecho, esta práctica no es recomendable desde un punto de vista constructivo.



8.- La comprobación de experimentos realizados en estos cuencos no indican cambios perceptibles en el funcionamiento del cuenco disipador con respecto a la pendiente del canal de descarga aguas arriba del cuenco. En esas pruebas la pendiente del canal de descarga varió desde 0.6:1 a 2:1. Es recomendable que la intersección aguda entre el canal de descarga y el cuenco amortiguador se reemplace por una curva de radio razonable ($R \geq 4D_1$) cuando la pendiente del canal de descarga es 1:1 o mayor. Los bloques del canal de descarga pueden incorporarse a la superficie curva con tanta facilidad como en las planas. En canales de descarga empinados la longitud de la superficie superior de los bloques debe hacerse lo suficientemente larga para poder deflectar el chorro.

Por lo general, las reglas anteriores darán como resultado un cuenco más seguro para vertederos con caídas de hasta 200 pies (60 m) y para caudales de hasta 500 pies cúbicos por segundo por cada pie de ancho de cuenco amortiguador (46 m³/s por metro de ancho), siempre y cuando el chorro que entra al cuenco sea razonablemente uniforme tanto en velocidad como en profundidad. Para caídas superiores, caudales unitarios mayores o asimetrías posibles, se recomienda un estudio en modelo del diseño específico.

En la Figura 17 se puede observar el esquema del cuenco amortiguador tipo II, con todos sus elementos que lo integran, así como el dimensionamiento recomendado para su correcto funcionamiento.

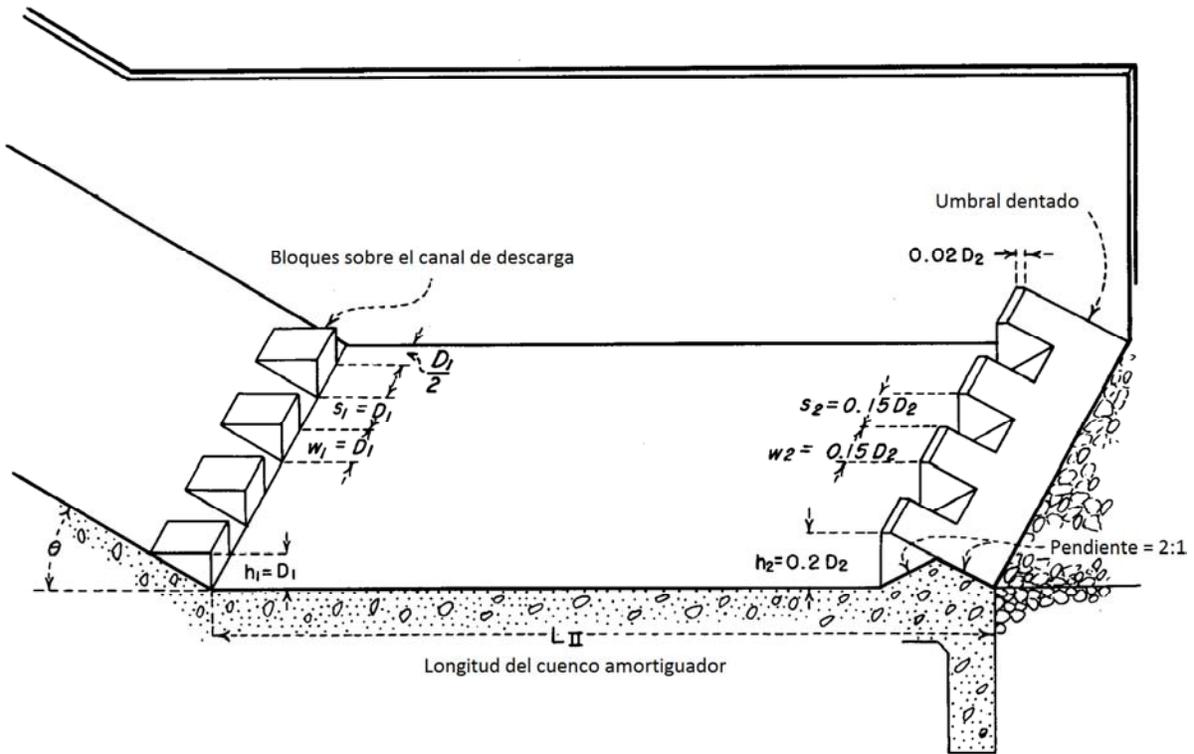


Figura 17. Dimensiones recomendadas del cuenco amortiguador tipo II.

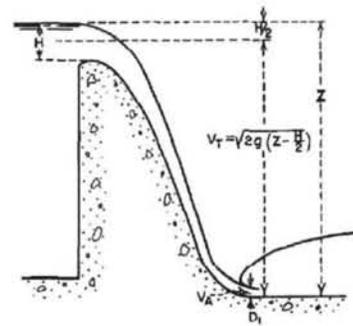
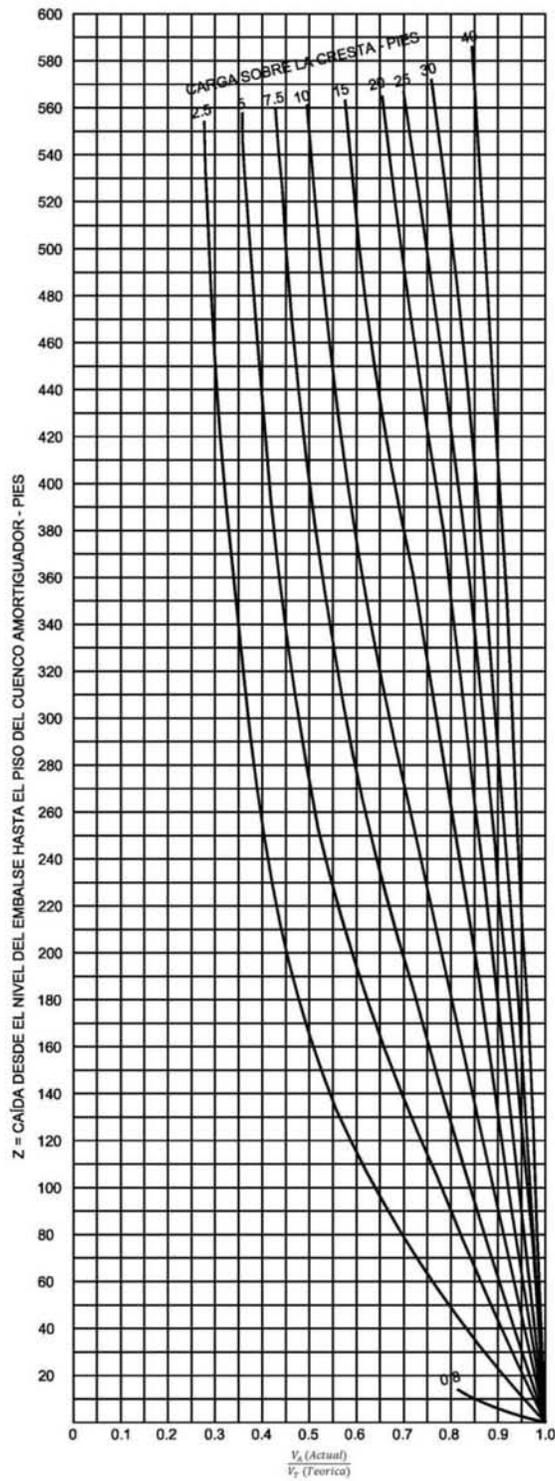


Figura 18. Curvas para la determinación de la velocidad de entrada al cuenco amortiguador para pendientes de 0.8:1 a 0.6:1.

III.2.2.2 Perfil superficial del salto.

En este tipo de cuenco amortiguador se encontró que el perfil superficial de agua puede ser una línea recta inclinada un ángulo α con la horizontal. Esta línea también puede ser considerada un perfil de presiones, ver Figura 19.

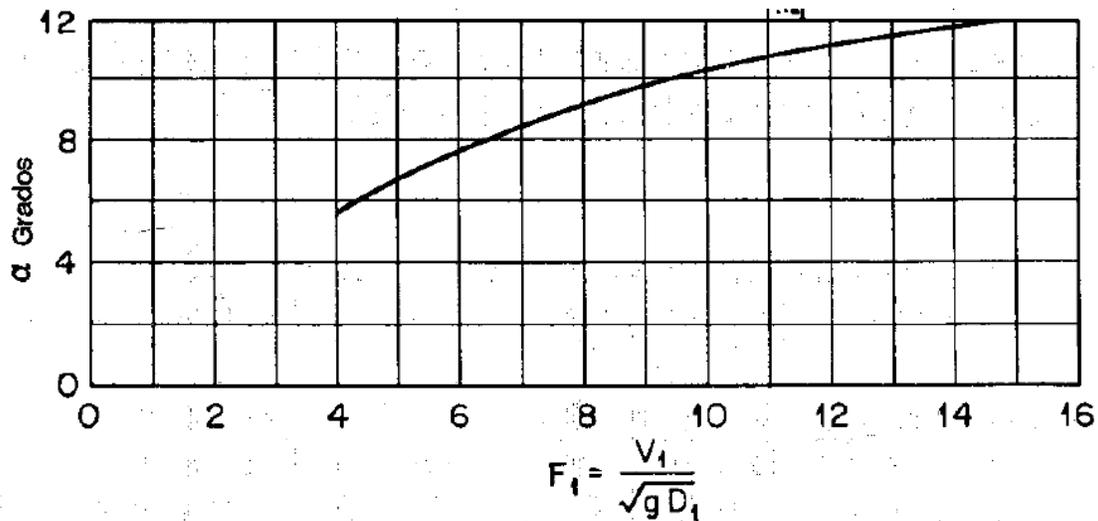


Figura 19. Curva para la determinación el ángulo de inclinación del perfil superficial de agua.

Para obtenerlo se procede a dibujar una línea horizontal a la altura de la profundidad conjugada en un dibujo a escala del cuenco amortiguador, ver Figura 20. Posteriormente se traza una línea vertical de la cara aguas arriba del umbral. En el punto de intersección se construye una línea inclina un ángulo α el cual se puede obtener de la Figura 19, donde está graficado el ángulo α para diferentes números de Froude. Cabe mencionar que la profundidad de agua de la parte posterior debería ser mayor que la profundidad conjugada (línea más alta Figura 20), debido a la presencia de un factor de seguridad, como se mencionó anteriormente.

El procedimiento antes mencionado nos da una superficie de agua y un perfil de presión aproximado, esta información se aplica únicamente a este tipo de cuenco amortiguador.

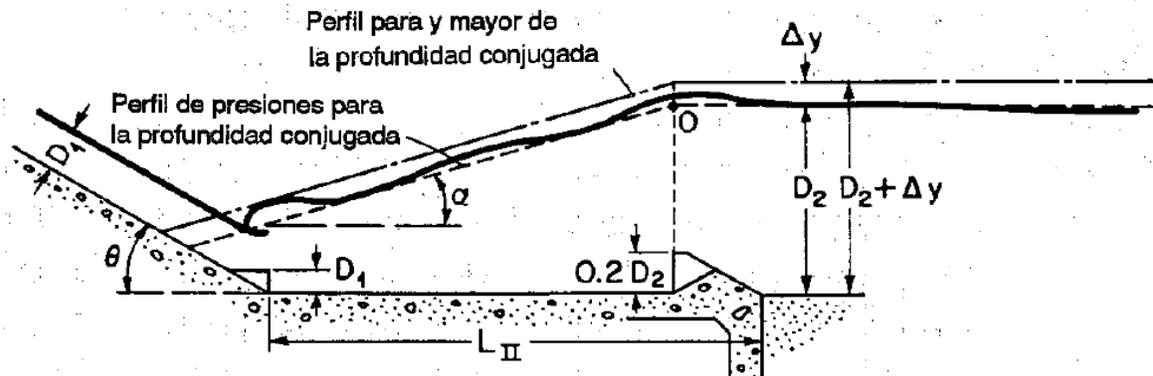


Figura 20. Superficie del agua y perfiles de flujo aproximados para el cuenco amortiguador tipo II.

III.2.3 Cuenco amortiguador para estructuras pequeñas; canales, obras de desfogue y presas (tipo III).

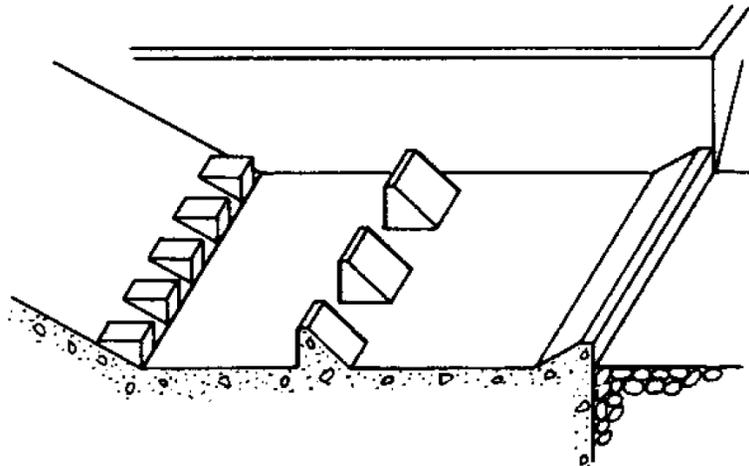


Figura 21. Esquema del cuenco amortiguador tipo III.

El cuenco amortiguador anterior es considerado muy conservador y por consiguiente sobre-costeado para estructuras que llevan descargas relativamente pequeñas a velocidades moderadas. Por lo que un cuenco amortiguador más corto con un umbral simple se puede usar si se colocan pilares deflectores aguas abajo de los bloques ubicados sobre el canal de descarga. Debido a la posibilidad de que exista cavitación a causa de las bajas presiones sobre los pilares deflectores, se deben limitar a valores



razonables tanto la velocidad como la descarga por metro de ancho entrante. Se recomienda usar este tipo de cuenco amortiguador cuando las velocidades de entrada son moderadas o bajas (de hasta 50 pies por segundo, aproximadamente 15 m/s) y descargas unitarias menores a 200 pies cúbicos por segundo por cada pie de ancho de cuenco amortiguador ($18.5 \text{ m}^3/\text{s}$ por cada metro de ancho); para velocidades por encima de las recomendadas, se debería utilizar el cuenco amortiguador anterior o realizar un estudio de un modelo hidráulico

Este cuenco amortiguador es principalmente un dispositivo de impacto, por lo cual, los pilares deflectores hacen la mayor parte del trabajo. La función de los bloques en el canal de descarga es la estabilización del salto, mientras que el propósito del umbral es dirigir las corrientes restantes del fondo hacia la superficie, lejos del cauce del río para tener así un mejor control de las erosiones.

II.2.3.1 Reglas y recomendaciones para el diseño del cuenco.

1.- Este cuenco amortiguador opera mejor con la profundidad conjugada desarrollada completamente, por lo que un factor de seguridad es esencial para todos los valores de números Froude; esta profundidad conjugada se puede obtener de la Figura 15 (línea sólida), y se recomienda no reducir este margen de seguridad por las siguientes razones:

- ✚ **Primero.** El mejor funcionamiento de este cuenco ocurre con la profundidad conjugada desarrollada completamente.
- ✚ **Segundo.** Si se usa una profundidad conjugada menor, la superficie de velocidades dejando el cuenco es alta, el funcionamiento del salto es estropeado y existe más oportunidad de erosión aguas abajo.
- ✚ **Tercero.** Si los pilares deflectores se erosionan con el tiempo, la profundidad de agua conjugada adicional servirá para prolongar el intervalo entre reparaciones.

Por otra parte, no hay ventaja hidráulica en usar una profundidad conjugada mayor, ya que el funcionamiento mostrará poca o ninguna mejora.



2.- La longitud del cuenco amortiguador, el cual es menos de la mitad de la longitud natural del salto, se puede obtener de consultar la curva de la Figura 22.

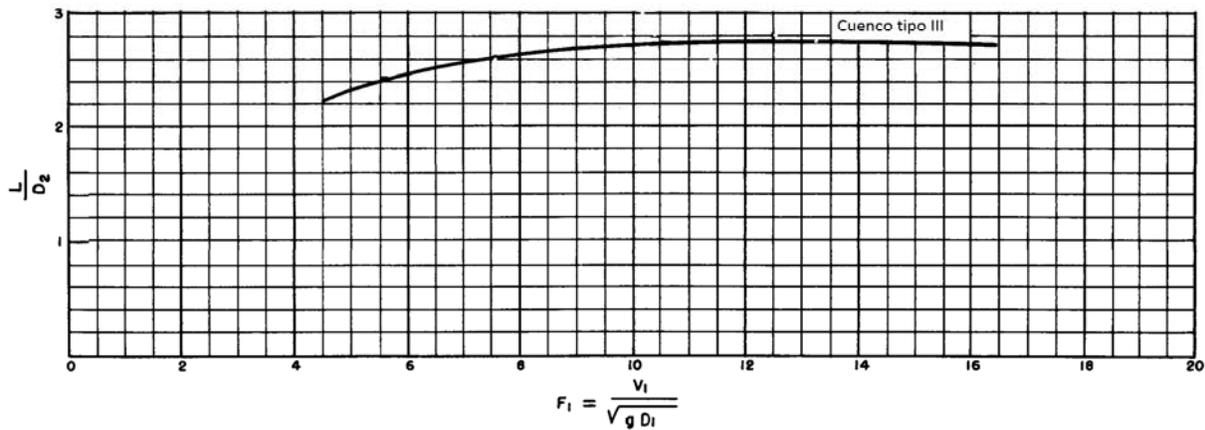


Figura 22. Longitud del salto hidráulico para el cuenco amortiguador tipo III.

3.- Este tipo de cuenco puede ser efectivo hasta un número de Froude tan bajo como 4, pero para valores menores, esto no necesariamente es cierto. Para valores bajos, se recomiendan diseños que consideren la supresión de ondas.

4.- La altura, ancho y espaciamiento de los bloques dentados del canal de descarga debe ser igual a la profundidad promedio del flujo entrando al cuenco o D_1 . El ancho de los bloques puede disminuir, reduciendo el espaciamiento proporcionado en una cantidad igual. No se recomienda utilizar alturas mayores de los bloques, debido a que estos tienden a lanzar una porción del chorro entrante por encima de los pilares deflectores causando un mal funcionamiento del cuenco amortiguador. De resultar D_1 menor a 8 pulgadas (0.20 m), los bloques deberán ser de 8 pulgadas de altura, lo cual es considerado el mínimo tamaño posible desde un punto de vista constructivo.

5.- La altura de los pilares deflectores varían con el número de Froude y se obtiene de la Figura 23. Los bloques pueden ser cubos o de la forma como se muestra en la Figura 23. La cara aguas arriba debe ser vertical, es muy importante la cara vertical. El ancho y espaciamiento se muestran en la Figura 24. En estructuras angostas en donde el ancho

y el espaciamiento especificado no sean prácticos, se pueden reducir proporcionando ambas reducciones en cantidades iguales. Se recomienda la mitad del espaciamiento para los espacios adyacentes a las paredes.

6.- La cara aguas arriba de los pilares deflectores debe ser colocado a una distancia de $0.8D_2$ de la cara aguas abajo de los bloques dentados del canal de descarga. Esta dimensión también es importante, ya que si los bloques son apreciablemente colocados aguas arriba de la posición mostrada, producirán una cascada con derivados movimientos ondulantes; si por el contrario, los pilares deflectores se colocan más lejos de lo recomendado, se requerirá un cuenco más largo.

7.- La altura del umbral se obtiene de la Figura 23, con pendiente 2:1 hacia arriba en la dirección del flujo, esto derivado de experimentos que han demostrado que con esta pendiente se pueden esperar alturas de las ondas y erosiones mínimas.

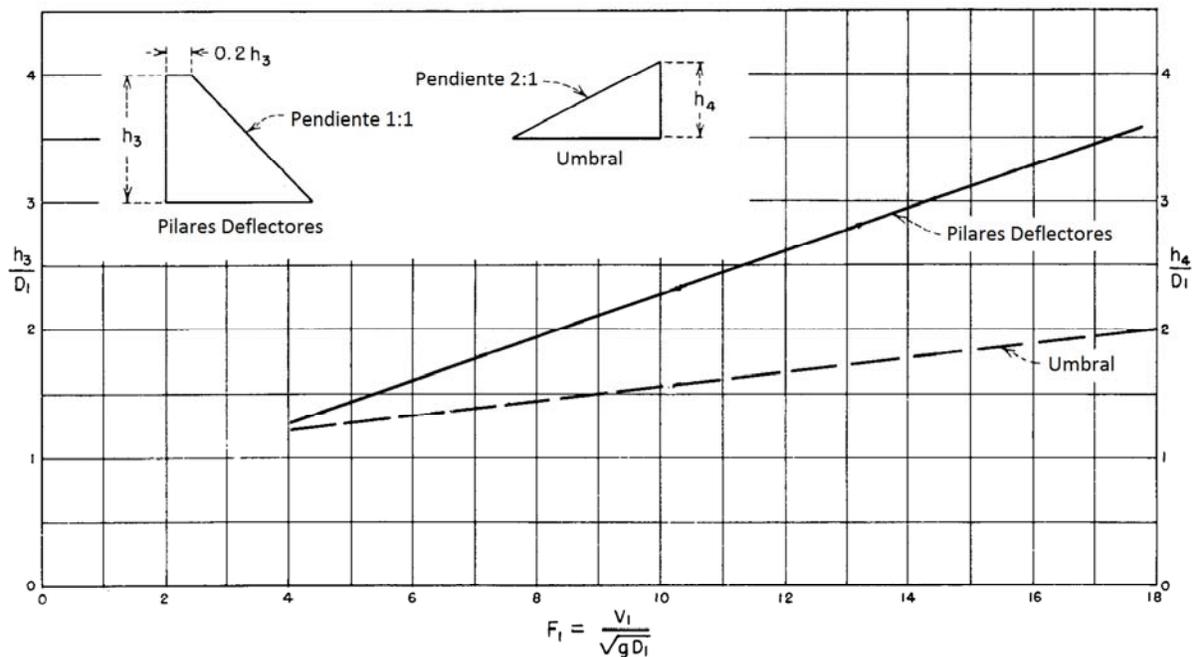


Figura 23. Altura de los pilares deflectores y umbral para el cuenco amortiguador tipo III.

8.- No se deben redondear las aristas de los bloques, umbral o pilares deflectores, esta práctica puede resultar en la pérdida de la mitad de su efectividad del cuenco



amortiguador; de hecho, esas aristas son efectivas produciendo remolinos los cuales ayudan en la disipación de la energía. Se puede usar un pequeño chaflán para obtener una mejor forma del concreto y evitar el desgaste de las aristas

9.- Se recomienda usar un radio de longitud razonable ($R \geq 4D_1$) en la intersección del canal de descarga y la base del cuenco amortiguador para pendientes de 45° o mayores.

10.- Como regla general, la pendiente del canal de descarga tiene poco efecto en el salto hidráulico a menos que se involucren pendientes prolongadas.

Debido a que este cuenco amortiguador es una estructura pequeña y compacta, las recomendaciones anteriores deben seguirse cuidadosamente para su dimensionamiento. Si por el contrario, el dimensionamiento es variado del recomendado, o si los límites dados son excedidos, se aconseja un modelo de estudio que dé certidumbre al comportamiento del cuenco ante tales condiciones.

En la Figura 24 se puede observar el esquema del cuenco amortiguador tipo III, con todos sus elementos que lo integran, así como el dimensionamiento recomendado para su correcto funcionamiento.

II.2.3.2 Perfil superficial del salto.

Un perfil aproximado de la superficie de agua para este cuenco amortiguador se muestra en la Figura 25. Como se puede observar, la parte delantera del salto es muy inclinada y el perfil representado por el área sombreada corresponde a la profundidad conjugada del salto. Para una profundidad, D_z mayor, la profundidad aguas arriba sería $D_z/2$. Para una profundidad conjugada, D_y menor, la profundidad aguas arriba sería $D_y/2$, por lo que se asumirá que la profundidad conjugada aguas arriba de los pilares deflectores es la mitad de la profundidad conjugada.

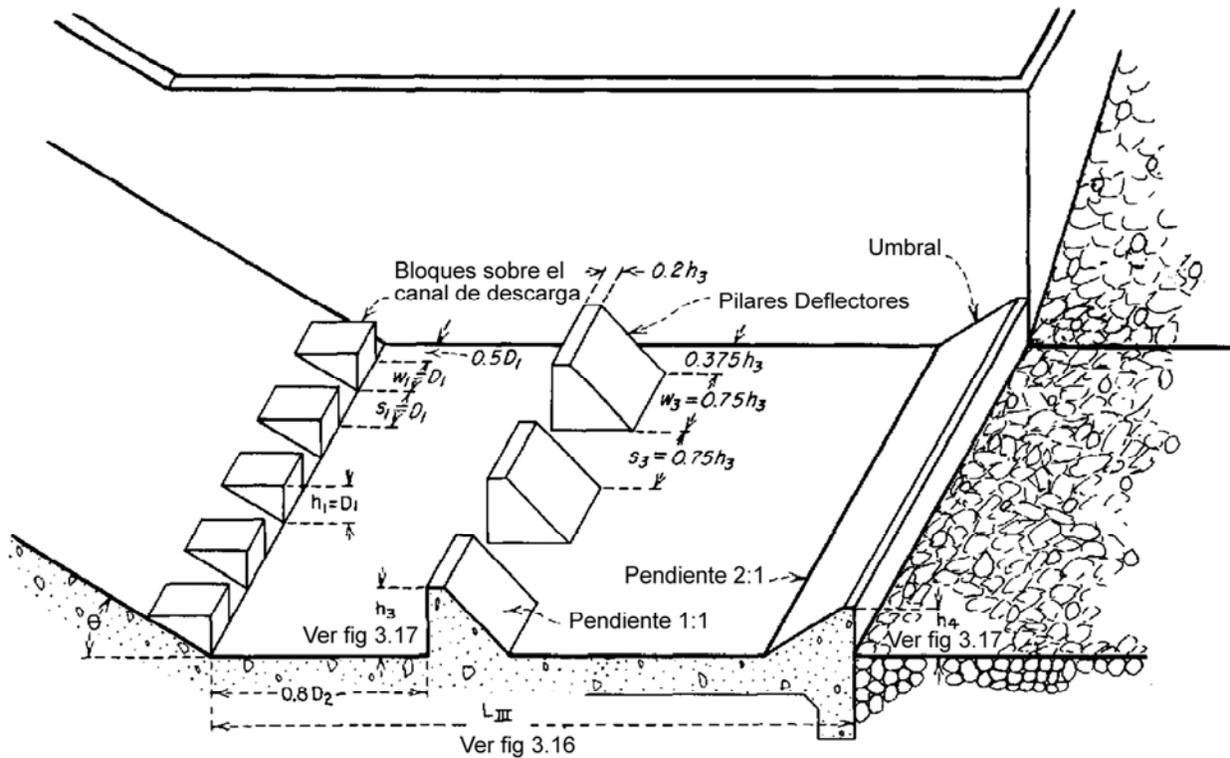


Figura 24. Dimensiones recomendadas del cuenco amortiguador tipo III.

Esta información aplica exclusivamente para este tipo de cuenco amortiguador de acuerdo a las reglas y recomendaciones de diseño expuestas. Para propósitos prácticos se pueden asumir el mismo, tanto el perfil de presiones como el perfil superficial de agua. Es verdad que habrá un incremento de la presión en la base del cuenco, localizado inmediatamente aguas arriba de cada bloque deflector, pero esto ha sido tomado más o menos en cuenta por la extensión del diagrama de la profundidad conjugada hasta la cara aguas arriba de los pilares deflectores.

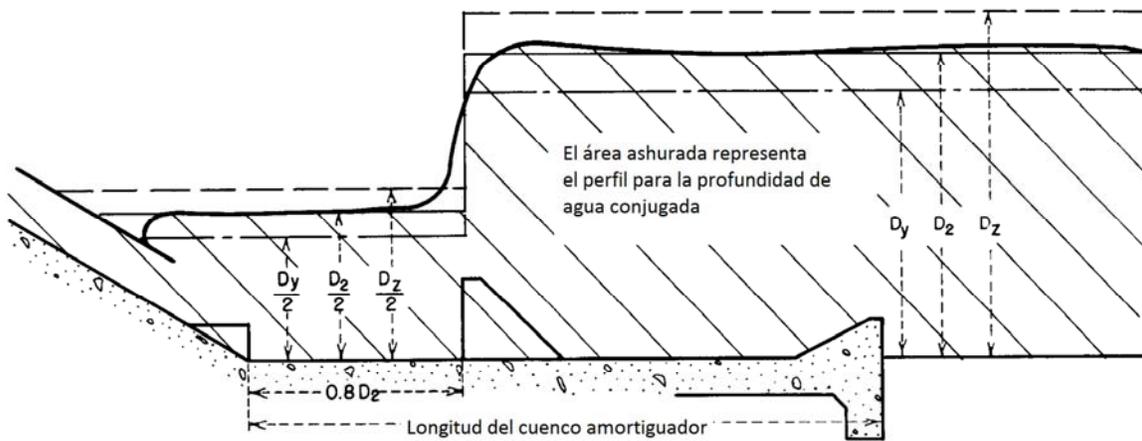


Figura 25. Perfiles de presión y superficie de agua aproximados para el cuenco amortiguador tipo III.

III.2.4 Cuenco amortiguador para canales, obras de desfogue y diversas presas, en presencia de un salto hidráulico con número de Froude de 2.5 a 4.5 (tipo IV).

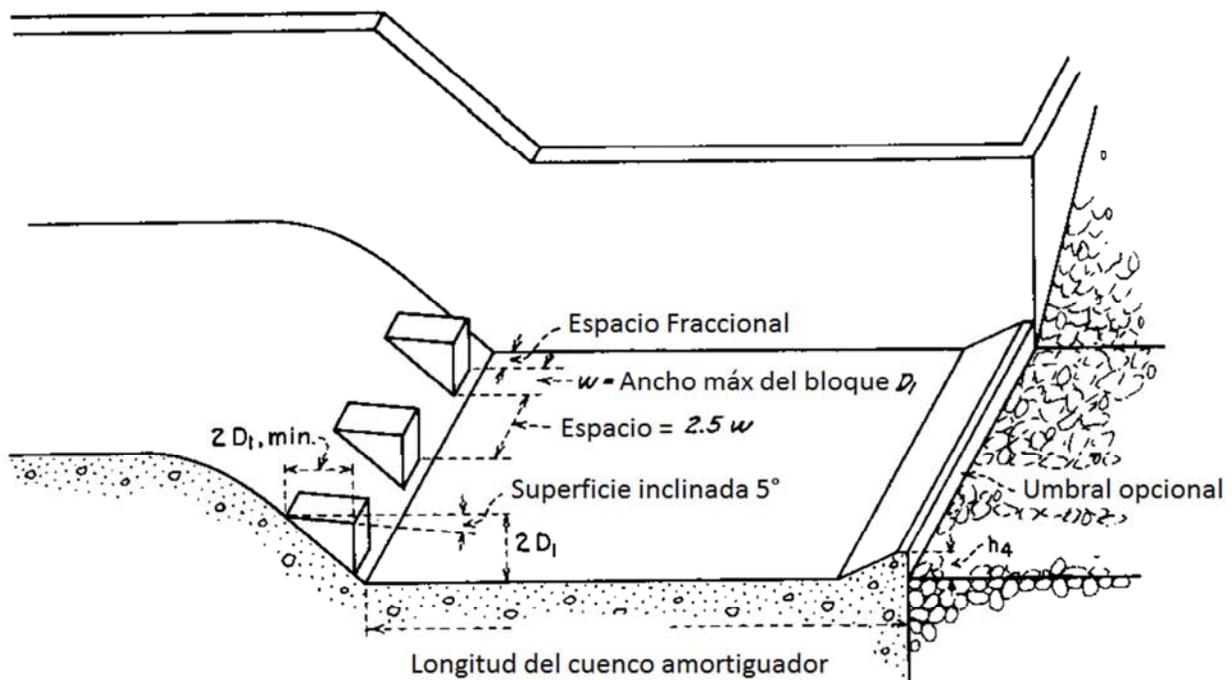


Figura 26. Esquema del cuenco amortiguador tipo IV.



Los rangos bajos de números de Froude son encontrados principalmente en el diseño de estructuras de conducción a base de canales, pero ocasionalmente caen en esta categoría presas y obras de desfogue de pequeñas dimensiones. En este rango, Figura 8 - Salto Oscilante, el salto no está completamente desarrollado y los métodos de diseño previamente discutidos no aplican. El problema principal radica en las ondas creadas a causa del salto inestable.

Para valores bajos del número de Froude, 2.5 a 4.5, el chorro entrante oscila intermitentemente del fondo a la superficie con un periodo irregular, como se indica en la Figura 8. Cada oscilación genera una onda la cual es difícil de disipar. En estructuras angostas, tales como canales, las ondas pueden persistir en cierto grado por kilómetros. Cuando estas ondas encuentran obstrucciones en el canal, tales como columnas de puentes, desvíos, obstrucciones o transiciones, se pueden generar ondas reflejadas, las cuales tienden a disipar, modificar o incluso intensificar la onda original. Estas ondas son destructivas para las paredes de tierra de los canales y las escolleras de roca de algunas estructuras, además de producir un oleaje indeseable en las estaciones de aforo y en los dispositivos de medición. Se ha encontrado que las estructuras en este rango de números de Froude son las que requieren mayor mantenimiento.

En estructuras anchas, tales como presas de derivación, la acción de las ondas no es tan marcada cuando las ondas viajan lateralmente al mismo tiempo que paralelas a la dirección del flujo, de hecho, la acción combinada produce un efecto amortiguador, sin embargo, también resulta en una superficie de agua agitada. Estas ondas pueden o no disiparse en una distancia corta.

III.2.4.1. Reglas y recomendaciones para el diseño del cuenco.

1.- La mejor forma de combatir un problema de ondas, es eliminar la onda desde su origen, por lo que este cuenco amortiguador busca, con ayuda de bloques más largos colocados sobre el canal de descarga, re-dirigir el chorro entrante sobre la base del remolino que forma el salto hidráulico para fortalecerlo y de esta manera estabilizarlo.



El ancho de los bloques debe ser igual a D_1 y este es el máximo ancho recomendado. Desde un punto de vista hidráulico es deseable que los bloques se construyan más angostos de lo indicado, preferentemente $0.75D_1$. La relación del ancho del bloque respecto al espaciamiento se debería mantener como 1:2.5. El extremo de la parte superior del bloque es $2D_1$ por encima del piso del cuenco amortiguador. Los bloques pueden parecer ser bastante altos y, en algunos casos, extremadamente largos, pero esto es esencial, ya que el chorro saliendo de la parte superior de los bloques debe actuar en la base del remolino para ser efectivo.

2.- La longitud horizontal de la parte superior de los bloques debe ser por lo mínimo $2D_1$, esta superficie además, debe estar inclinada 5° en cada bloque en la dirección aguas abajo, ya que se encontró que esta característica resulta en una mejor operación, especialmente para descargas más bajas que el flujo de diseño.

3.- Es fuertemente recomendado una profundidad de salida del 5 al 10 por ciento mayor de la profundidad conjugada mínima para este tipo de cuenco, debido a que en este cuenco, el salto hidráulico es muy sensible con estos valores bajos del número de Froude y una ligera deficiencia en la profundidad conjugada puede provocar que el salto se salga completamente del cuenco amortiguador, además de que el salto funciona mucho mejor y la acción de las ondas es despreciable si la profundidad conjugada es incrementada aproximadamente $1.1D_2$, el cual se puede obtener de la Figura 7.

4.- La longitud del cuenco, el cual es relativamente corto, se puede obtener de la Figura 9. En este cuenco no se necesitan pilares deflectores ya que se verá afectado el funcionamiento, sólo se recomienda la adición de un pequeño umbral triangular localizado en el extremo aguas abajo de la base para el control del arrastre. Es satisfactorio un umbral del tipo usado en el cuenco tipo III, Figura 23.

En general, si se diseña para la descarga máxima, este cuenco amortiguador funcionará satisfactoriamente para flujos menores. Las ondas aguas abajo del cuenco amortiguador aún serán evidentes pero serán del orden de los encontrados en saltos

con números de Froude mayores. Este tipo de cuenco amortiguador solamente es aplicable a secciones rectangulares.

II.2.4.2 Perfil superficial del salto.

Debido a los valores relativamente bajos de números de Froude y a la longitud relativamente corta del cuenco amortiguador, el perfil superficial del salto es similar al del cuenco tipo I, el cual se puede obtener de la Figura 11.

III.2.5 Base escarpada para canales o caídas de vertedores (tipo V).

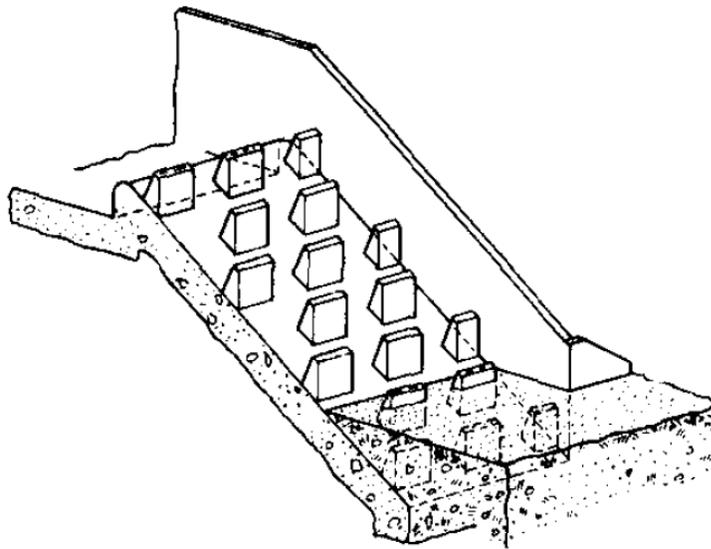


Figura 27. Esquema y distribución del cuenco tipo V.

Las plataformas o canales de descarga con dispositivos deflectores han sido usados en proyectos de irrigación por muchos años. Es un hecho que muchas de esas estructuras han sido construidas y han indicado un funcionamiento satisfactorio lo que las hace prácticas y en muchos casos son una respuesta económica al problema de disipación de energía.



A diferencia de los cuencos amortiguadores o pozas disipadoras ellos no requieren de una profundidad conjugada inicial para ser efectivos, aunque los escurrimientos en el cauce del canal no son tan profundos. Las múltiples hileras de pilares deflectores sobre el canal de descarga previenen la aceleración excesiva del flujo y proporcionan una velocidad final razonable, sin tomar en cuenta la altura de la caída. Debido a que el flujo pasa por encima, entre y alrededor de los pilares deflectores, no es posible definir las condiciones del flujo en el canal de descarga en términos usuales. El flujo parece disminuir su velocidad en cada pilar deflector y acelerar después de pasarlo, el grado depende de la descarga y de la altura de los pilares deflectores. Bajas unidades de descarga resultan en bajas velocidades al final del canal de descarga.

III.2.5.1 Reglas y recomendaciones para el diseño del cuenco.

1.- El canal de descarga con dispositivos deflectores debe ser diseñado para la máxima descarga esperada, Q .

2.- La descarga de diseño unitaria $q = Q/W$ puede ser tan alta como 60 pies cúbicos por segundo por cada pie de ancho de canal de descarga W ($5.57 \text{ m}^3/\text{s}$ por cada metro), generalmente hablando, sin embargo, unidades de descarga en el rango de los 35 c.f.s. ($3.25 \text{ m}^3/\text{s}$) proporcionan una condición menos severa sobre el canal de descarga y en el canal aguas abajo en el lecho del río, y una unidad de descarga de 20 c.f.s. ($1.86 \text{ m}^3/\text{s}$) o menor proporciona una condición relativamente suave.

El diseño de la máxima unidad de descarga puede ser limitada por la economía de los tamaños de los pilares deflectores o de la formación de las paredes del canal de descarga. Un canal de descarga más ancho con una correspondiente unidad de descarga reducida puede proporcionar una estructura más económica.

Los reportes que se han recibido de campo muestran que los pilares deflectores diseñados para una unidad de descarga de 60 c.f.s. han operado con valores estimados de hasta 120 c.f.s. por periodos cortos sin una erosión excesiva y derrame sobre las paredes. Esto se menciona solo para indicar que el canal de descarga con dispositivos deflectores puede conducir una mayor descarga de diseño sin que ocurra un desastre



inmediato, sin embargo, no es el propósito sugerir que el canal de descarga con dispositivos deflectores debería diseñarse por debajo de sus requerimientos como una cuestión de práctica general.

3.- La velocidad de entrada V_1 , debería ser tan baja como sea práctica. Las condiciones ideales existen cuando $V_1 = \sqrt[3]{gq} - 5$, curva D, Figura 28. Las condiciones de flujo no son aceptables cuando $V_1 = \sqrt[3]{gq}$ (velocidad crítica en un canal rectangular), curva C, Figura 28.

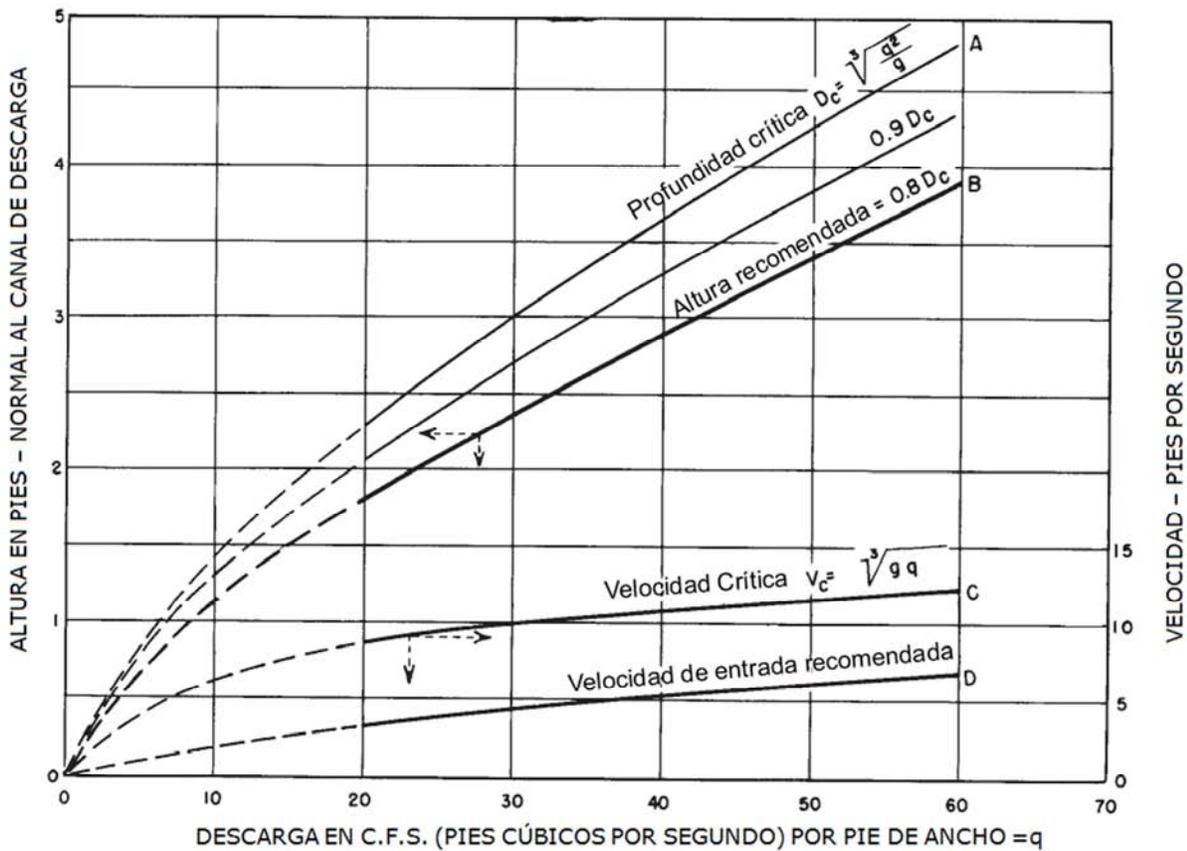


Figura 28. Velocidades mínimas permisibles y alturas recomendadas de los pilares deflectores para el cuenco tipo V.



Las velocidades por encima o cercanas a la crítica causan que el flujo sea lanzado al aire después de golpear el primer pilar deflector. Cuando la velocidad inicial es alta, se ha observado que el flujo pasa completamente por encima de la siguiente fila o dos de los pilares deflectores en un modelo. El canal de descarga con dispositivos deflectores no es un dispositivo para reducir la velocidad del flujo entrante; más bien, solo intenta prevenir la aceleración excesiva del flujo cayendo sobre el canal de descarga.

4.- La distancia vertical entre el piso del canal anterior próximo adyacente y el canal de descarga es usado para crear un estanque amortiguador o un V_1 deseable y variará en instalaciones individuales. Usar un radio de curvatura corto para proporcionar una cresta sobre el canal de descarga inclinado. Colocar la primera fila de pilares deflectores cercano a la cima del canal de descarga, a no más de 12 pulgadas (30 cm) de diferencia en elevación bajo la cesta.

5.- La altura de los pilares deflectores H , debería ser aproximadamente $0.8 D_c$, la curva B, Figura 28. La profundidad crítica en un canal de descarga rectángula es $D_c = \sqrt[3]{q^2/g}$, curva A. La altura de los pilares deflectores no es una dimensión crítica pero no debería ser menos que la recomendada. La altura puede incrementarse a $0.9 D_c$, Figura 28.

6.- Otra dimensión que no es crítica es el ancho y el espaciamientos de los pilares deflectores, los cuales deberían de ser iguales, preferentemente $3/2 H$, pero no menores que H ; la sección transversal mostrada en la Figura 29 es la sugerida. Se deben de colocar bloques parciales de ancho de $1/3 H$ a $2/3 H$, adyacentes a las paredes en las filas 1, 3, 5, 7, etc. Alternándose con los espacios del mismo ancho en las filas 2, 4, 6, etc.

7.- La distancia inclinada (a lo largo de la pendiente 2:1) entre filas de los pilares deflectores debería ser $2H$, dos veces la altura de los pilares deflectores. Cuando la altura de los pilares deflectores sea menor a 3 pies, el espaciamiento puede ser mayor a $2H$ pero no debería exceder los 6 pies, un espaciamiento mayor con pilares pequeños permitiría al flujo superficial (menos profundo) acelerar excesivamente antes de ser



interceptado por un pilar deflector. Para pendiente menos inclinadas que 2:1, el espaciamento de las filas puede incrementarse para proporcionar la misma diferencia vertical entre filas como la que se expresa para un espaciamento en una pendiente de 2:1.

8.- Los pilares deflectores usualmente son construidos con sus caras aguas arriba normales a la superficie del canal de descarga; sin embargo, se pueden usar pilares con caras verticales. Los pilares con caras verticales tienden a producir más salpicadura y menos socavación en el cauce, pero las diferencias no son significativas.

9.- Aunque menos filas han operado satisfactoriamente, se requiere de cuatro filas de pilares deflectores para estabilizar completamente el control del flujo. Las filas adicionales a la cuarta mantienen el control establecido aguas arriba, por lo que se pueden construir tantas filas como sean necesarias. El canal de descarga debería ser extendido más abajo de la elevación normal del canal aguas abajo y al menos una fila de pilares deberían ser enterrados en el relleno.

10.- Las paredes del canal de descarga debería ser tres veces la altura de los pilares deflectores (medida normal al piso del canal de descarga) para contener el flujo principal de agua y la salpicadura. No es práctico incrementar la altura de las paredes para contener toda la salpicadura.

11.- Se debería de colocar una protección (escollera) compuesta por piedras de 6 a 12 pulgadas en el extremo aguas abajo de las paredes para prevenir remolinos por el trabajo bajo el canal de descarga. Esta protección no debería extenderse dentro del área del flujo.

En la Figura 29 se puede observar el esquema del cuenco amortiguador tipo V, con todos sus elementos que lo integran, así como el dimensionamiento recomendado para su correcto funcionamiento.

III.2.6 Cuenco amortiguador para salida de tuberías o canales abiertos (tipo VI)

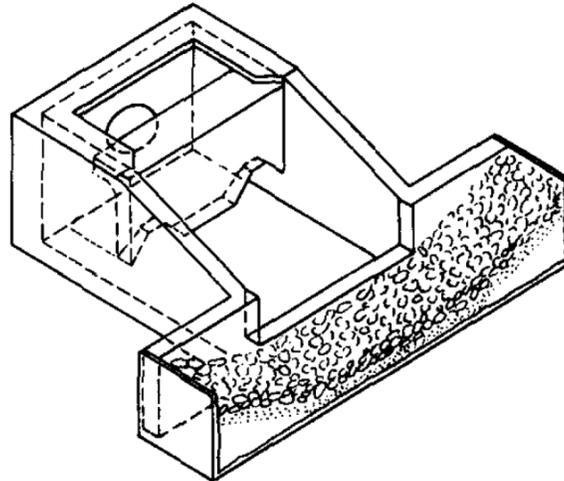


Figura 30. Esquema del cuenco amortiguador tipo VI.

El cuenco amortiguador mostrado es un disipador de energía de tipo impacto, contenido en una estructura relativamente pequeña de tipo caja, la cual no requiere una profundidad conjugada para un funcionamiento satisfactorio.

La disipación de la energía es iniciada por el flujo golpeando el pilar colgante y haciéndolo girar aguas arriba en remolinos verticales por la porción horizontal del pilar y por el piso. La estructura, por lo tanto, no requiere de una profundidad conjugada para la disipación de la energía como la que se necesita en un cuenco de tipo salto hidráulico.

Las reglas y procedimientos generalizados de diseño son presentados para poder determinar el tamaño apropiado del cuenco y todas las dimensiones críticas para un rango de descargas de hasta 339 pies cúbicos por segundo ($9.60 \text{ m}^3/\text{s}$) y velocidades de hasta 30 pies por segundo (9.10 m/s). Descargas mayores pueden ser manejadas por la construcción de múltiples unidades lado a lado. La eficiencia del cuenco para conseguir la pérdida de la energía es mayor que un salto hidráulico con el mismo número de Froude.



III.2.6.1 Reglas y recomendaciones para el diseño del cuenco.

1.- El uso de la estructura está limitado a instalaciones en donde la velocidad a la entrada del cuenco amortiguador no exceda en gran medida los 30 ft/s, ya que a velocidades por debajo de este límite, el flujo entrante no afecta el funcionamiento del cuenco y por lo tanto su diseño no es dependiente de la velocidad; por el contrario, se encontró que a velocidades de 30 ft/s o mayores el funcionamiento debajo de la estructura fue principalmente dependiente de la descarga.

2.- A partir de la máxima descarga esperada, determinar las dimensiones del cuenco amortiguador, usando la Tabla 3, columnas 3 a 13. El uso de múltiples unidades lado a lado puede ser económico en algunos casos.

3.- Calcular el área de la tubería necesaria a partir de la velocidad y descarga. Los valores en la Tabla 3, columnas 1 y 2, son tamaños sugeridos basados en una velocidad de 12 ft/s (3.6 m/s) y el deseo de que la tubería corra a toda su capacidad de descarga dada en la columna 3. Sin tomar en cuenta el tamaño de la tubería seleccionada, manteniendo la relación entre descarga y tamaño del cuenco amortiguador dada en la tabla, se puede usar en la entrada un canal abierto en lugar de una tubería. Éste canal debería ser más estrecho que el cuenco con la elevación de su punto más bajo igual a la elevación mostrada en la Figura 31, en línea con el extremo inferior del pilar deflector y con la parte superior del umbral.

5.- Ya que la profundidad conjugada no es necesaria para una operación satisfactoria, una profundidad conjugada moderada mejorará el funcionamiento. Para el mejor funcionamiento colocar el cuenco a fin de que la máxima profundidad conjugada no exceda $d + g/2$, Figura 31.

5.- El espesor de varias partes de una estructura usual dentro de rangos usuales se dan en las columnas 14 a 18, Tabla 3 y en la Figura 31. Sin embargo, cabe señalar que un mayor entendimiento en las limitaciones de diseño podrían ayudar al diseñador a modificar esas dimensiones cuando sea necesario, ante condiciones de operación especial.



6.- El tamaño sugerido para la protección o escollera de la manta protectora, dada en la columna 19 de la Tabla 3, muestra el tamaño individual mínimo de las piedras, las cuales resistirán el movimiento cuando la velocidad crítica ocurra sobre el umbral. Ya que poco se conoce acerca del efecto de la tracción interna entre las piedras, la mayor parte de la protección debería consistir de los tamaños dados o más grandes.

7.- La entrada de la tubería o canal puede ser inclinada 15° hacia abajo sin afectar adversamente el funcionamiento. Para pendientes mayores use una tubería horizontal o inclinada (hasta 15° hacia arriba) de dos o más diámetros más grande aguas arriba del cuenco amortiguador. Manteniendo una elevación del fondo del canal o tubería apropiada a la entrada como se muestra en el dibujo.

8.- (Sólo aplicable a conductos cerrados). Si se espera que se forme un salto hidráulico en el extremo aguas abajo de la tubería y además la entrada de la tubería es sellada por el flujo entrante, instale una lumbrera de aproximadamente un sexto del diámetro de la tubería en cualquier ubicación conveniente aguas arriba del salto.

9.- Para la mejor operación del cuenco, use el umbral alterno y el diseño de paredes a 45° como se muestra en la Figura 31. Este arreglo ayuda a reducir las tendencias de la erosión.

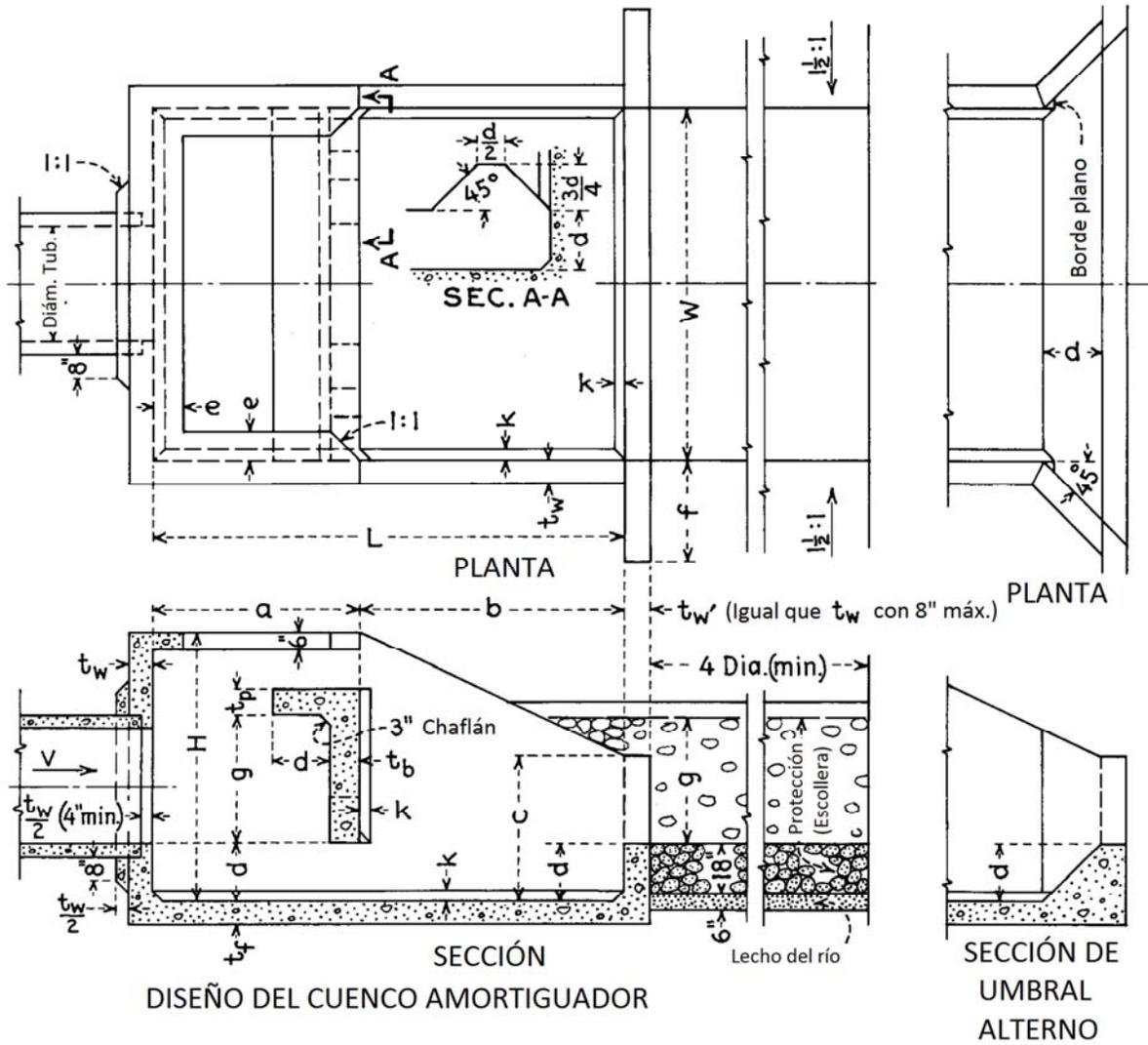


Figura 31. Disipador de energía de tipo impacto.



Tabla 3. Dimensiones del cuenco amortiguador. Disipador de energía de tipo impactto

Tamaño de tubería sugerida Diámetro (Pulgadas) (1)	Descarga Máxima (pies cúbicos por segundo) (3)		Pies y pulgadas								Pulgadas				Tamaño sugerido de escollera (19)			
	Área (Pies cuadrados) (2)		W	H	L	a	b	c	d	e	f	g	t _w	t _r		t _b	t _p	K
18	1.77	21	5-6	4-3	7-4	3-3	4-1	2-4	0-11	0-6	1-6	2-1	6	6.5	6	6	3	4.0
24	3.14	38	6-9	5-3	9-0	3-11	5-1	2-10	1-2	0-6	2-0	2-6	6	6.5	6	6	3	7.0
30	4.91	59	8-0	6-3	10-8	4-7	6-1	3-4	1-4	0-8	2-6	3-0	6	6.5	7	7	3	8.5
36	7.07	85	9-3	7-3	12-4	5-3	7-1	3-10	1-7	0-8	3-0	3-6	7	7.5	8	8	3	9.0
42	9.62	115	10-6	8-0	14-0	6-0	8-0	4-5	1-9	0-10	3-0	3-11	8	8.5	9	8	4	9.5
48	12.57	151	11-9	9-0	15-8	6-9	8-11	4-11	2-0	0-10	3-0	4-5	9	9.5	10	8	4	10.5
54	15.9	191	13-0	9-9	17-4	7-4	10-0	5-5	2-2	1-0	3-0	4-11	10	10.5	10	8	4	12.0
60	19.63	235	14-3	10-9	19-0	8-0	11-0	5-11	2-5	1-0	3-0	5-4	11	11.5	11	8	6	13.0
72	28.27	339	15-6	12-3	22-0	9-3	12-9	6-11	2-9	1-3	3-0	6-2	12	12.5	12	8	6	14.0



III.2.7 Comparación entre cuencos amortiguadores de sección rectangular y trapezoidal.

En algunas ocasiones resulta más económico revestir las paredes laterales del cuenco amortiguador con paramentos inclinados, en lugar de hacerlos en vertical, aprovechando para ello la inclinación favorable del terreno. Sin embargo, en estudios sobre modelo reducido, se ha observado que la acción del salto hidráulico en estos cuencos trapezoidales es mucho menos completa y estable que en los cuencos rectangulares, pues a lo largo de las áreas triangulares, que se forman junto a los muros inclinados del cuenco trapezoidal, el agua no se opone al chorro afluyente de alta velocidad, por lo que el salto tiende a producirse en un aposición vertical, no extendiéndose lo necesario para ocupar las áreas laterales. Por consiguiente, el salto se forma únicamente en la zona central del cuenco, mientras que las áreas laterales están ocupadas por corrientes hacia aguas arriba procedentes del salto hidráulico o del extremo final del cuenco. Los remolinos y vértices horizontales consiguientes tienden a inferir e interrumpir la acción del salto, por lo que, al no disiparse completamente la energía, se pueden producir erosiones importantes aguas abajo del cuenco.

Así pues, para un buen funcionamiento desde el punto de vista hidráulico, los muros laterales del cuenco amortiguador deberán ser verticales, o al menos tan verticales como sea posible.



III.2.8 Ejemplos de aplicación.

2.8.1. La cresta de una presa, teniendo una pendiente aguas abajo de 0.7:1, se ubica a 60 m por encima del piso del cuenco amortiguador. La carga sobre la cresta es de 9 m y la máxima descarga es de 45 m³/s por cada metro de ancho del cuenco amortiguador. De acuerdo a los datos de partida, determinar la forma, el tipo de cuenco amortiguador y el dimensionamiento de todos sus elementos.

1.- Determinar los valores de V_1 y D_1 del flujo entrante.

Al tratarse de una presa, podemos utilizar la Figura 18, la cual permite determinar la velocidad de entrada al cuenco amortiguador conociendo la caída desde el nivel del embalse hasta el piso del cuenco amortiguador y la carga sobre la cresta, ambos datos en pies.

Carga sobre la cresta:

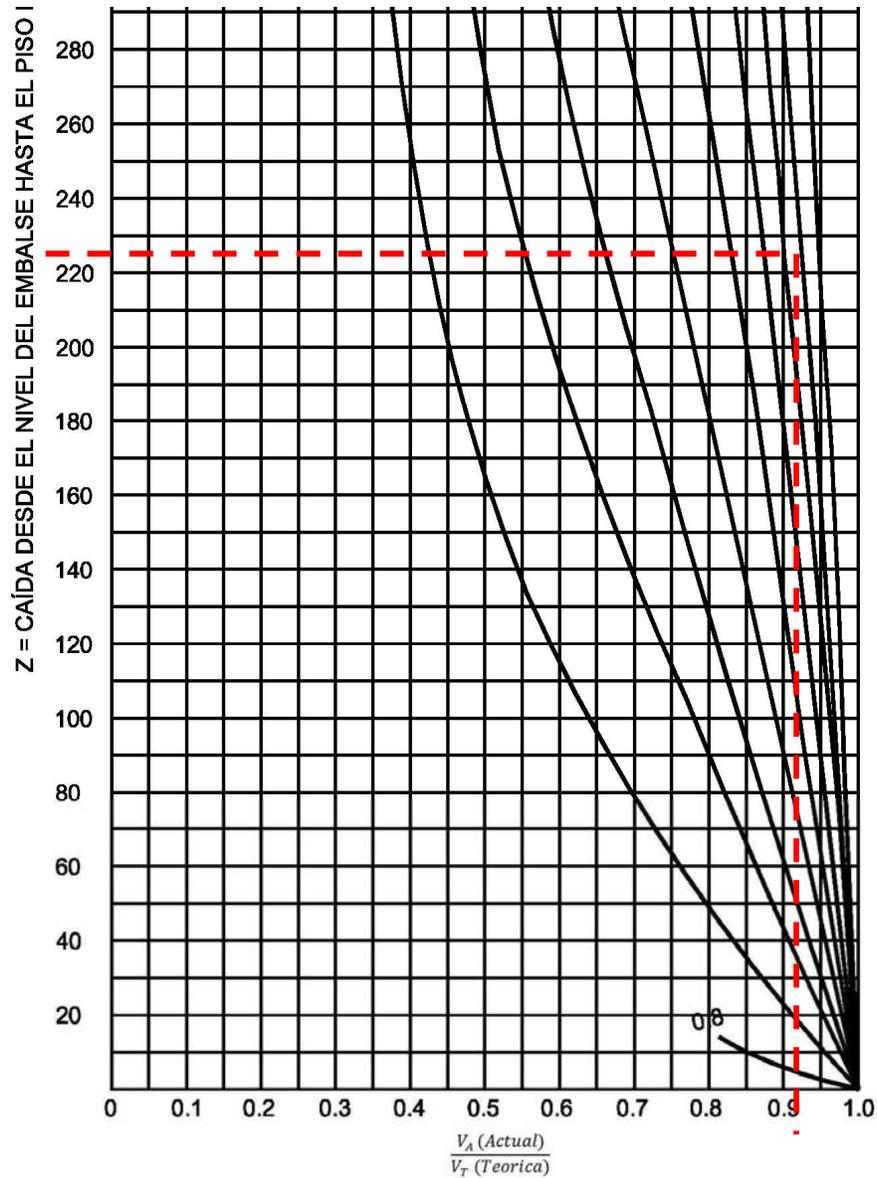
$$H = 9 \text{ m} = 29.5 \text{ pies}$$

Caída desde el nivel del embalse hasta el piso del cuenco amortiguador:

$$Z = 9 \text{ m} + 60 \text{ m} = 69 \text{ m} = 226.4 \text{ pies}$$

De la Figura 18 se obtiene la siguiente relación:

$$\frac{V_a}{V_T} = 0.92$$



La velocidad teórica se obtiene a partir de:

$$V_T = \sqrt{2g \left(z - \frac{H}{2} \right)} = \sqrt{2 * 32.19 \text{ ft/s}^2 * \left(226.4 \text{ ft} - \frac{29.5 \text{ ft}}{2} \right)}$$
$$= 116.72 \text{ ft/s} = 35.58 \text{ m/s}$$



Por lo que si despejamos la velocidad actual:

$$V_a = 0.92 * V_T = 0.92 * 35.58 \text{ m/s} = 32.73 \text{ m/s}$$

Con la descarga unitaria obtenemos la profundidad D_1 :

$$D_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{45.00 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}}{32.73 \text{ m/s}} = 1.38 \text{ m}$$

Por lo que el número de Froude asociado a los valores obtenidos es:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}} = \frac{32.73 \text{ m/s}}{\sqrt{9.81 \text{ m/s}^2 * 1.38 \text{ m}}} = 8.90$$

Con lo que se esperaría que ocurriera un salto estable, por estar dentro del rango de números de Froude de 4.5 a 9.0.

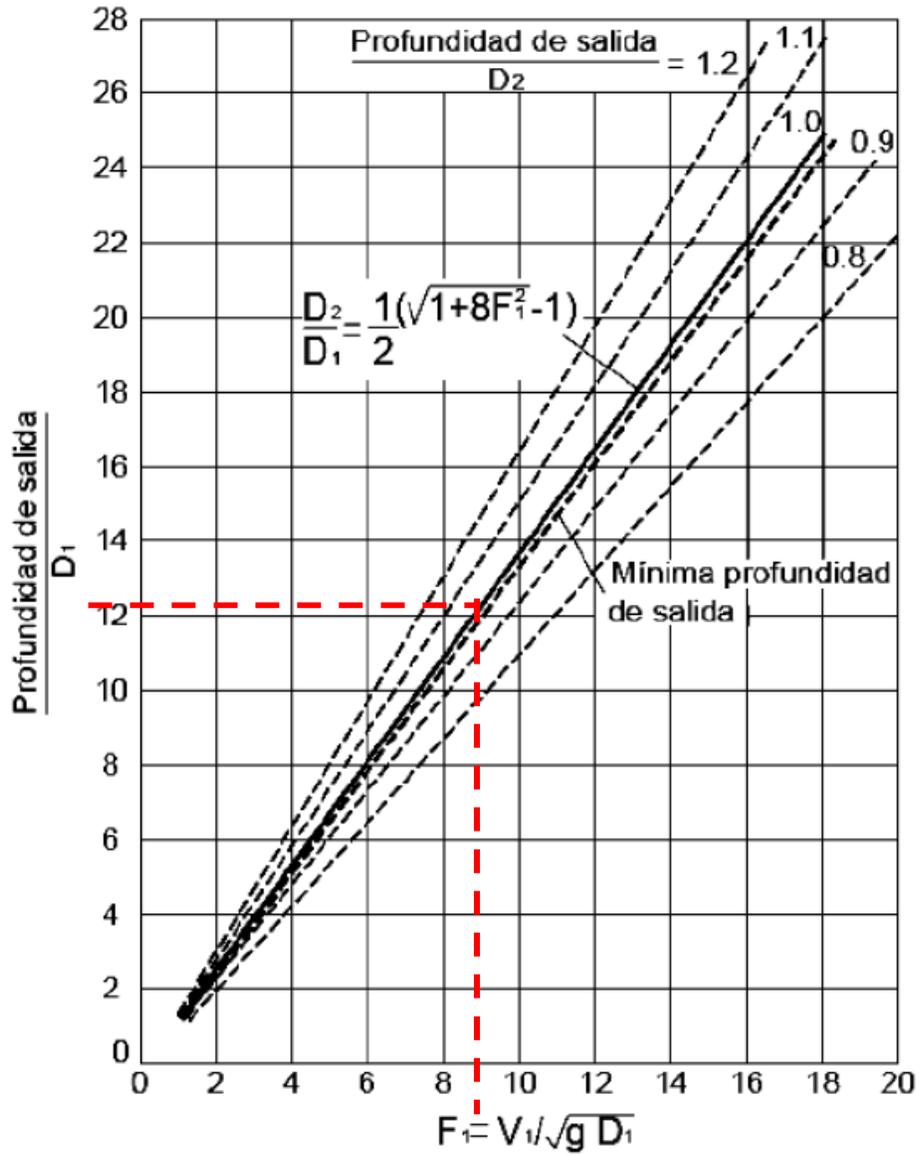
Por los rangos de valores admitidos (60 m de caída y descarga unitaria 45 m³/s/m), era evidente que el cuenco a utilizar es el tipo II, el cual es apto para presas altas, vertederos en presas de tierra y para estructuras de canales grandes, sin embargo el cálculo del número de Froude reafirmo esta elección.

2. Entrando en la Figura 15 en la línea continua, con el número de Froude de 8.90 se obtiene:

$$\frac{TW \text{ (prof de salida)}}{D_1} = 12.30$$

Con lo que la profundidad conjugada es:

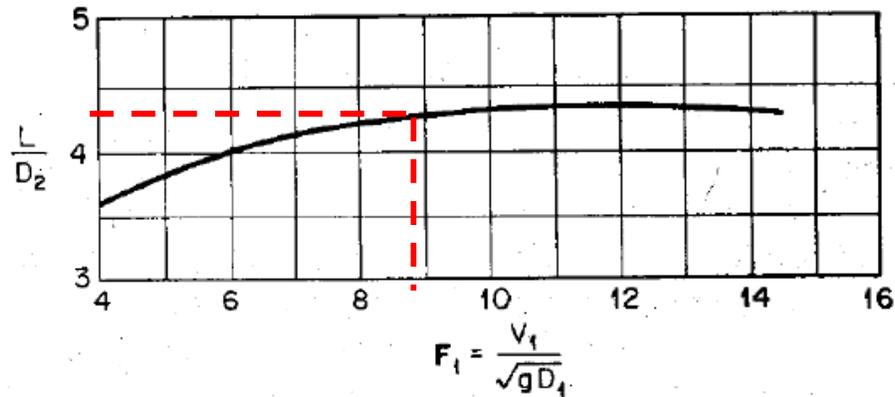
$$D_2 = 12.30 * 1.38 \text{ m} = 17.00 \text{ m}$$



3.- La longitud del cuenco se puede obtener de entrar a la Figura 16, con número de Froude de 8.90.

$$\frac{L}{D_2} = 4.30$$

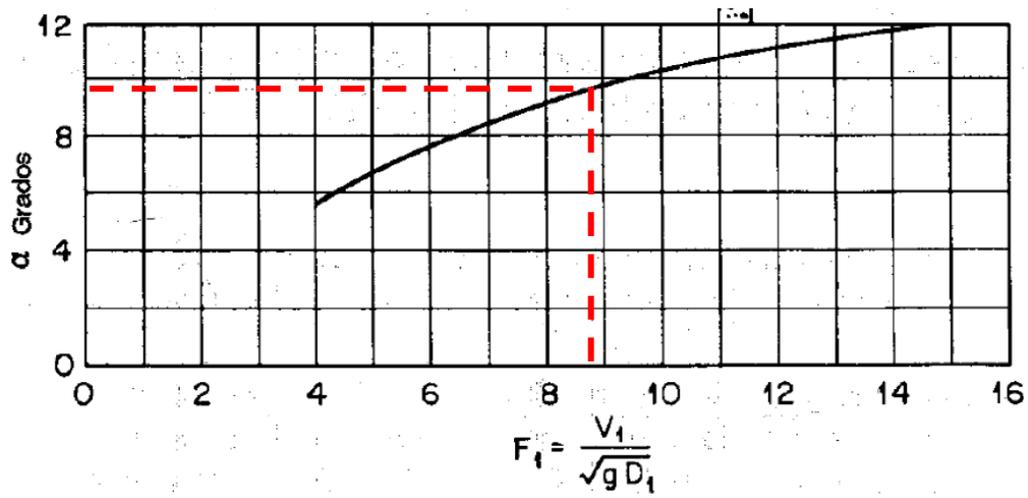
$$L = 4.30 * 17.00 = 73.10 \approx 73.00 \text{ m}$$



4.- Dimensionamiento del cuenco amortiguador. La altura, ancho y espaciamiento de los bloques sobre el canal de descarga como se recomienda es D_1 ; por lo que esta dimensión puede ser 1.40 m.

La altura del umbral es $0.2D_2$ ó 3.40 m, mientras que el ancho y el espaciamiento pueden ser $0.15D_2$ ó 2.55 m

5.- Obtención del perfil superficial del salto hidráulico. Se realiza un dibujo a escala en el que se dibujan, una línea horizontal a la altura de la profundidad conjugada, y una línea vertical en la cara aguas arriba del umbral. En el punto de intersección se construye una línea inclinada un ángulo α que de acuerdo con la Figura 19 nos arroja un ángulo de 9.5° .



Con lo que se obtiene el perfil de presiones y la superficie de agua aproximados como el que se muestra en la Figura 32. Cabe mencionar que si se requiere una mayor precisión sobre este punto se recomienda realizar un estudio sobre un modelo a escala en donde se puedan apreciar con mayor detalle tanto el comportamiento del flujo como el funcionamiento del cuenco amortiguador.

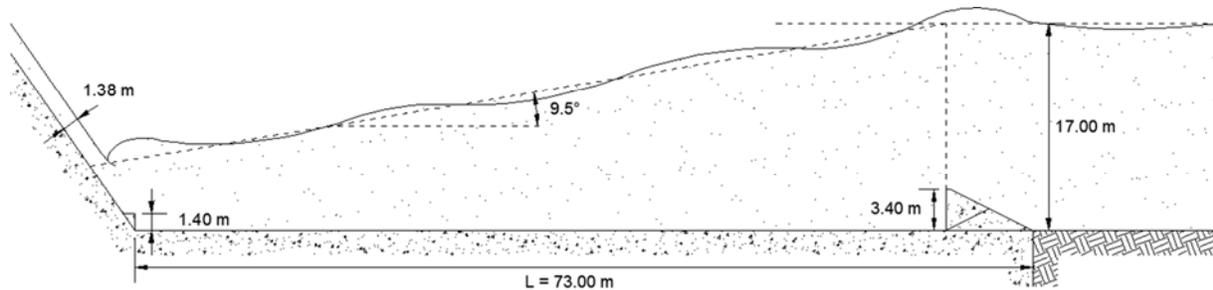


Figura 32. Dimensiones del cuenco amortiguador y perfiles de presiones y de la superficie de agua.



2.8.2. EL predio de una subestación, cuya plataforma posee un área de 2.73 Ha pretende desfogar sus agua pluviales a través de un sistema de drenaje el cual se conectará con el cauce de un río. El sistema de drenaje propuesto es de acuerdo a la Figura 33, y su punto de recolección se ubica en el lindero suroeste de la plataforma como se muestra en la figura.

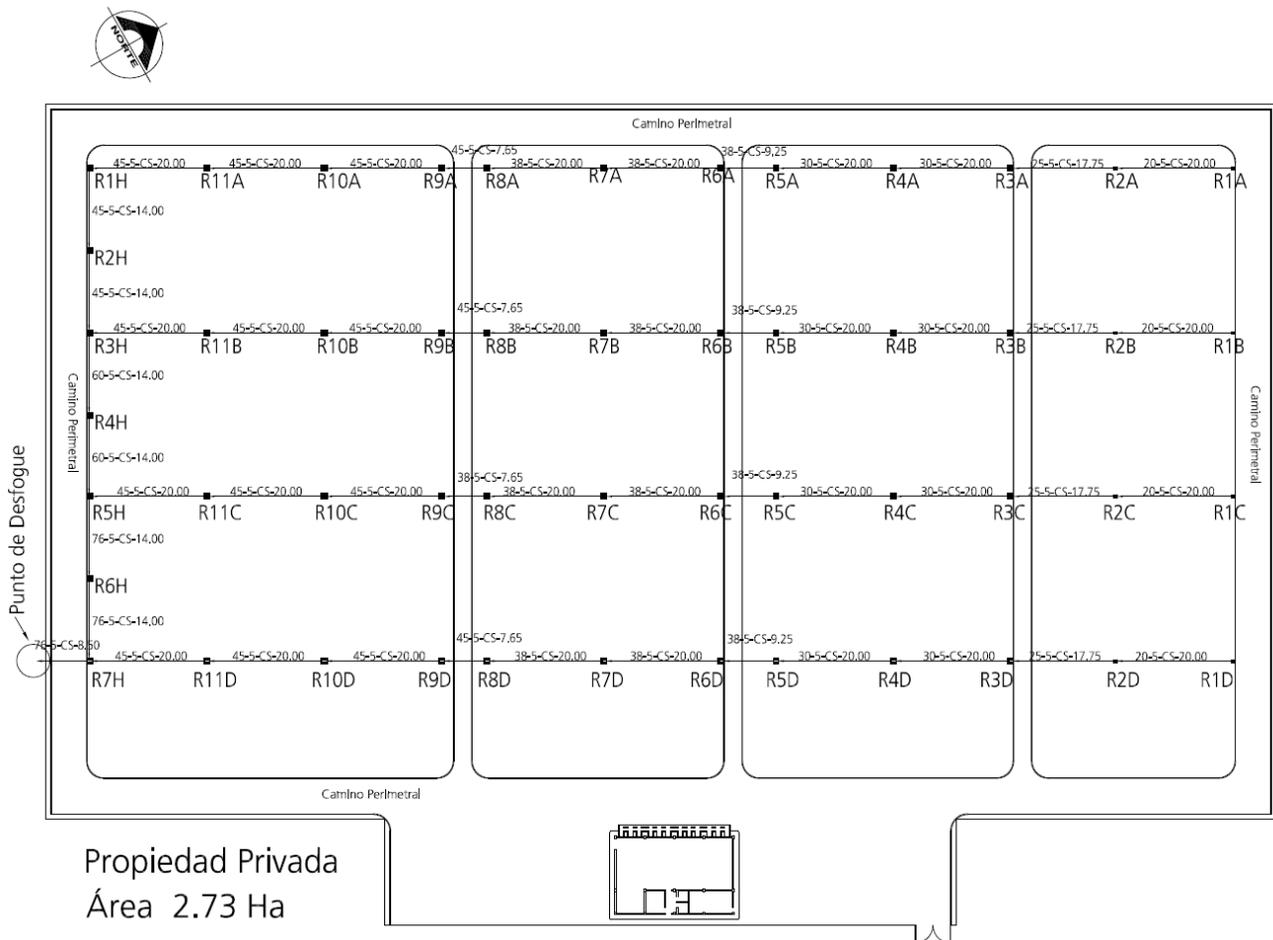


Figura 33. Plataforma y arreglo del sistema de drenaje pluvial de la subestación.

De acuerdo al método racional americano con una intensidad de lluvia de 160 mm/h para un periodo de retorno de 50 años, se tiene el siguiente análisis para la obtención del gasto total de diseño que desalojará la plataforma de acuerdo al arreglo expuesto en el diagrama anterior.



Tabla de cálculo hidráulico para aguas pluviales. Método racional americano

Registro	Áreas (Ha.)			L (m)	Tiempos			I mm/hr	Q (l/seg) real	S miles	ø (cm)	Func. Hidráulico				
	Prop.	Trib.	Acum.		Ingreso	Tránsito	Concen.					A tubo lleno (por diseño del prop.)		V. Real m/seg	Tiempo Tránsito	
				Q l/seg								V m/seg				
		0.547273			0.36											
R1H	0.018806		0.566079	14.00		0.16	2.94	160.00	188.71	5	45	200.00	1.25	1.42	0.16	
		-			0.39											
R2H	0.020284		0.586363	14.00		0.16	3.11	160.00	195.47	5	45	200.00	1.25	1.43	0.16	
		0.543379			0.38											
R3H	0.017329		1.147071	14.00		0.14	3.24	160.00	382.39	5	60	400.00	1.50	1.71	0.14	
		-			0.42											
R4H	0.021493		1.168564	14.00		0.14	3.38	160.00	389.55	5	60	400.00	1.50	1.71	0.14	
		0.509328			0.38											
R5H	0.016120		1.694012	14.00		0.12	3.50	160.00	564.72	5	76	800.00	1.80	1.95	0.12	
		-			0.42											
R6H	0.021493		1.715505	14.00		0.12	3.62	160.00	571.88	5	76	800.00	1.80	1.95	0.12	
		0.543379			0.77											
R7H	0.037613		2.296497	8.50		0.07	3.69	160.00	765.56	5	76	800.00	1.80	2.05	0.07	



De acuerdo con los datos de partida, proponer un disipador de energía que garantice un flujo tranquilo aguas abajo al desembocar el sistema de drenaje en el río, sabiendo que:

- a) El río se ubica a 100 m de la plataforma.
- b) El desnivel total que existe entre la plataforma y el río de acuerdo al levantamiento topográfico es de 4.0 m.

De la tabla se puede observar que el gasto recolectado mediante el sistema de drenaje es de $Q = 766$ l/seg o 0.766 m³/s, el cual posee una velocidad de salida de 2.05 m/s. Con estos datos se puede diseñar un canal abierto o bien, un sistema a base de conductos cerrados ambos con capacidad mínima de conducción de 0.766 m³/s, en este caso se optará por la opción de una conducción cerrada, debido a que al tener una superficie libre se tendrían que calcular los aportes adicionales que el canal obtendría mediante sus área tributarias a lo largo de todo su recorrido, modificando su gasto y por ende las dimensiones de la sección del canal, por otro lado, con la utilización de un conducto cerrado se simplifica esa labor de cálculo al utilizar una sección única a lo largo de todo el trayecto.

A partir de los datos de partida se calcula la velocidad que alcanzará la conducción al desembocar en el río.

Empleando la ecuación de la energía en conductos cerrados entre dos secciones se tiene:

$$h_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 hf$$

Para el cálculo se empleará el punto de desfogue como eje de referencia para el análisis quedando un esquema similar al mostrado en la Figura 34:

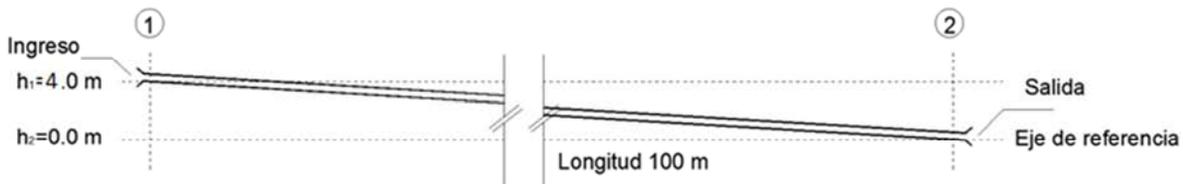


Figura 34. Esquema y datos de referencia para el cálculo de la velocidad en la conducción.

De la figura anterior se pueden observar las cargas de posición del punto 1 y 2 además, debido a que la carga de presión es la debida a la atmosférica, la expresión de la energía con sus valores sustituidos queda de la siguiente manera:

$$4 \text{ m} + 0 \text{ m} + 0.214 \text{ m} = 0 \text{ m} + 0 \text{ m} + \frac{V_2^2}{19.62 \text{ m/s}^2} + \sum_1^2 hf$$

Para las pérdidas se usará la fórmula de Hazen - Williams y considerando que se empleará una tubería de concreto se tiene:

$$hf = \frac{10.679}{C^{1.852}} * \frac{L}{D^{4.87}} * Q^{1.852}$$

Donde:

hf = Pérdida de carga en (m).

L = Longitud de la tubería (m).

D = Diámetro de la tubería (m).

Q = Gasto (m^3/s).

Del cual el coeficiente C de acuerdo a una tubería de concreto tiene un valor de 120, y para una tubería de 76 cm de diámetro (30") se tiene:

$$hf = \frac{10.679}{120^{1.852}} * \frac{100}{0.76^{4.87}} * 0.766^{1.852} = 0.35 \text{ m}$$

Finalmente, reduciendo términos la ecuación se simplifica a:



$$V_2^2 = 75.81 \text{ m}^2/\text{s}^2$$

$$V_2 = 8.71 \text{ m/s}$$

Del análisis anterior se puede concluir que el flujo adquirirá una velocidad a la salida de la conducción de poco más de 4 veces la velocidad de entrada por lo que se hace necesario el reducir ese exceso de energía para minimizar los efectos erosivos que se puedan presentar.

Para este caso usaremos el cuenco amortiguador para salida de tuberías o canales abiertos, el cual se adapta bien al rango de valores manejados.

1.- Verificamos la velocidad límite de 30 ft/s en la cual el cuenco funciona adecuadamente. De acuerdo al análisis anterior la velocidad a la entrada del cuenco amortiguador es de $V_2 = 8.71 \text{ m/s}$, por lo que:

$$V_2 = 8.71 \text{ m/s} = 28.6 \text{ ft/s} < 30 \text{ ft/s} \quad Ok$$

2.- De acuerdo a la máxima descarga que se espera, la cual es de $0.766 \text{ m}^3/\text{s}$ se determinan las dimensiones del cuenco amortiguador, usando la Tabla 3.

$$Q = 0.766 \text{ m}^3/\text{s} = 27.05 \text{ ft}^3/\text{s}$$

Tamaño de tubería sugerida		Descarga Máxima (pies cúbicos por segundo)	Descarga Máxima (metros cubicos x segundo)
Diámetro (Pulgadas)	Área (Pies cuadrados)		
(1)	(2)	(3)	
18	1.77	21	0.59
24	3.14	38	1.08
30	4.91	59	1.67
36	7.07	85	2.41
42	9.62	115	3.26
48	12.57	151	4.28
54	15.9	191	5.41
60	19.63	236	6.68
72	28.27	339	9.60



3.- Es importante recalcar que a pesar de que la tabla indica que una tubería de 24 pulgadas es suficiente para alojar el flujo, estos valores son sugeridos y ya que la tubería de 30 pulgadas propuesta es el resultado de un análisis del cálculo del alcantarillado pluvial para una intensidad de lluvia con periodo de retorno de 50 años, este diámetro de tubería es el que regirá el diseño.

4.- De acuerdo a la Tabla 3, en donde se indican los espesores de varias partes del cuenco amortiguador, éste se dimensiona obteniendo una estructura como la siguiente:

De acuerdo a los datos obtenidos de la Tabla 3:

Pies y pulgadas									
W	H	L	a	b	c	d	e	f	g
(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
5-6	4-3	7-4	3-3	4-1	2-4	0-11	0-6	1-6	2-1
6-9	5-3	9-0	3-11	5-1	2-10	1-2	0-6	2-0	2-6
8-0	6-3	10-8	4-7	6-1	3-4	1-4	0-8	2-6	3-0
9-3	7-3	12-4	5-3	7-1	3-10	1-7	0-8	3-0	3-6

Pulgadas						Tamaño sugerido de escollera
t_w	t_f	t_b	t_p	K		(19)
(14)	(15)	(16)	(17)	(18)		
6	6.5	6	6	3		4.0
6	6.5	6	6	3		7.0
6	6.5	7	7	3		8.5
7	7.5	8	8	3		9.0

Convertimos las unidades al sistema internacional, quedando:

Metros									
W	H	L	a	b	c	d	e	f	g
(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
2.10	1.60	2.80	1.20	1.60	0.90	0.40	0.15	0.60	0.80

Metros					
t_w	t_f	t_b	t_p	K	Tamaño sugerido de escollera
(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)
0.15	0.20	0.15	0.15	0.10	0.20

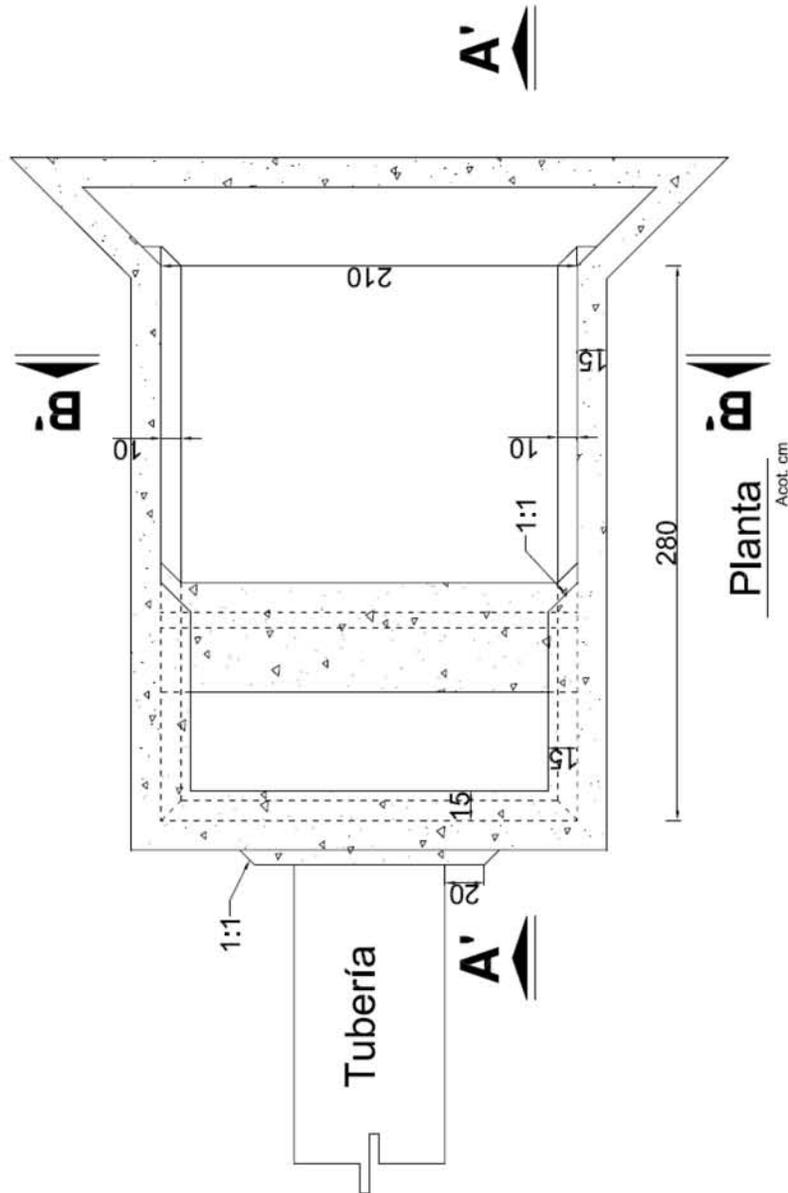
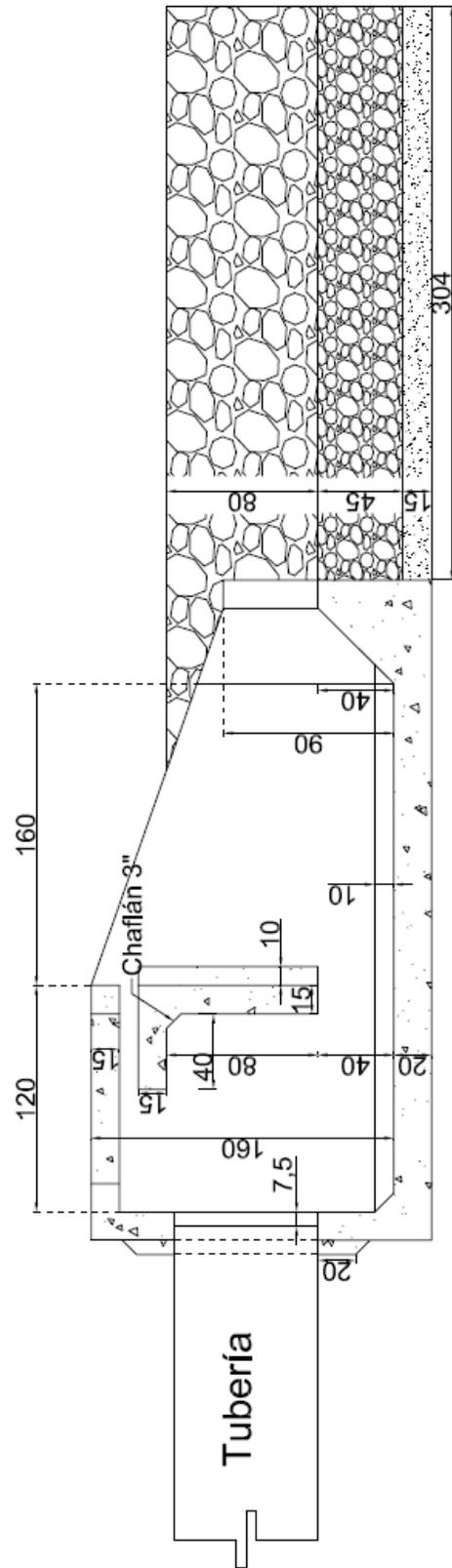


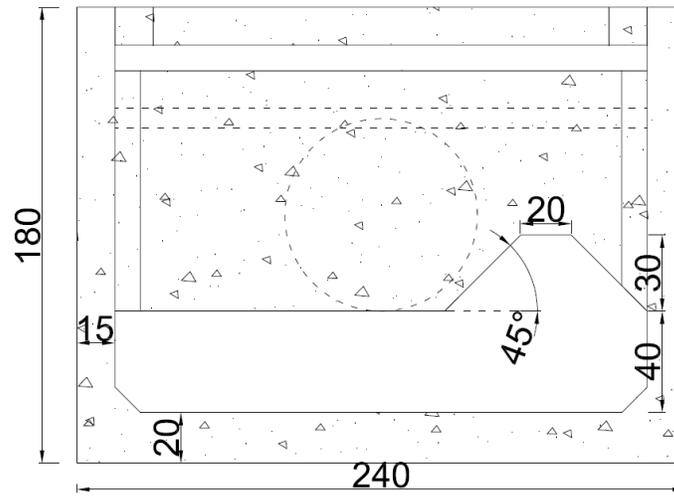
Figura 35. Dimensiones generales del cuenco amortiguador. Planta



Corte A'-A'

Acot. cm

Figura 36. Dimensiones generales del cuenco amortiguador. Planta Corte A'-A'



Corte B'-B'

Acot. cm

Figura 37. Dimensiones generales del cuenco amortiguador. Corte B'-B'





CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

En base a la teoría expuesta se puede concluir que:

- Uno de los factores más importantes que integra a la energía que el flujo puede adquirir en su salida o descenso a través de las diversas estructuras tales como canales de descarga, obras de desfogue, alcantarillas, presas, etc., y de la que más peso tienen es la debida a la propia carga de posición, la cual en términos generales está gobernada básicamente por el desnivel que existe entre el punto de descarga de la estructura o canal y el punto de conexión con la infraestructura existente o lecho del río en el que desembocará sus aguas.
- Cada condición de flujo dentro de un rango de velocidades, gastos y uso de la estructura empleada es particular y presenta una tipología diferente de fenómenos que se deben de tomar en cuenta al considerar la forma, el tipo y el diseño de una estructura disipadora de energía.
- Independientemente del tipo de disipador de energía que se utilice, sea de tipo impacto o de tipo salto hidráulico, su uso puede estar condicionado por las mismas características del sitio donde se construirá, tales como la topografía del lugar, el espacio, las condiciones geológicas del suelo, la interconexión con elementos o estructuras existentes e incluso por la misma economía de la que se dispone para tal fin.
- Cada cuenco amortiguador expuesto contiene reglas de diseño, rangos de operación y recomendaciones prácticas para un buen funcionamiento, las cuales han sido desarrollados a partir de una extensa investigación y a la experimentación sobre modelos a escala, y aunque varios de ellos son desde cierto punto de vista muy conservadores y permiten un cierto grado de flexibilidad en cuanto al dimensionamiento de sus elementos principales (bloques deflectores, umbrales y paredes), tales como alturas, espaciamentos,



anchos de los elementos, longitudes, etc., las cuales pueden ser incrementados o disminuidas de acuerdo a las necesidades. Se recomienda no exceder éstos límites permitidos, ya que de hacerlo no se podrán obtener los resultados esperados que se ilustran en este texto, y en caso de hacerlo y/o se requiera optimizar una sección o elemento de algún cuenco amortiguador o la estructura en su conjunto, se realice un análisis sobre un modelo a escala que dé certeza de su funcionamiento ante las condiciones a las que estará sometido.



BIBLIOGRAFÍA.

Escrita:

1. USBR, "Hydraulic Design of Stilling Basin and Energy Dissipators", Monografía de ingeniería N° 25.
2. M. Hanif, Chaudhry, "Open-Channel Flow", Editorial Springer, Segunda Edición, Nueva York, E.U. 2008.
3. French R., Richard, "Open-Channel Hydraulics", Editorial McGraw Hill, Segunda Edición, México 1987.
4. Ven Te, Chow, "Hidráulica de Canales Abiertos", Editorial Mc Graw Hill Interamericana S.A., Primera Edición, Colombia 1994.
5. Sotelo Ávila, Gilberto, "Hidráulica de Canales", Facultad de Ingeniería, UNAM
6. F. Brater, Ernest, W. King, Horace, E. Lindell, James, "Handbook of Hydraulics", Editorial Mc Graw Hill, Séptima Edición, Nueva York, E.U. 1996.
7. USBR, "Design of Small Dams", Primera Edición, México 1966, Versión en español.
8. Mays W., Larry, "Hydraulic Design Handbook", Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Estado de Arizona, Tempe, Arizona.
9. Novak, P., Moffat, A.I.B., Nalluri, C. y Narayana, R., "Hydraulic Structures", Editorial Taylor & Francis, Cuarta Edición, Nueva York, E.U. 2007.
10. Aparicio Mijares, Francisco Javier, "Fundamentos de Hidrología de Superficie", Editorial Limusa S.A. de C.V., Primera Reimpresión, México 1992.
11. Springall G., Rolando, "Hidrología", Facultad de Ingeniería UNAM.
12. R. Maidment, David, W. Mays, Larry y Ven Te, Chow, "Hidrología Aplicada", Editorial Mc Graw Hill Interamericana, S.A., traducción de la Primera Edición, Bogotá, Colombia, 1994.



Electrónica:

1. SAGARPA, “Disipadores de Energía”, www.sagarpa.gob.mx.
2. SAGARPA, “Obras de Toma para Aprovechamientos Hidráulicos”, www.sagarpa.gob.mx.
3. Diario Oficial de la Federación, “Programa Nacional Hídrico 2014 - 2018”, www.dof.gob.mx.
4. CONAGUA, “Estadística del agua en México 2013”, www.conagua.gob.mx.