

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“MANUAL BÁSICO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
DISIPACIÓN DE ENERGÍA HIDRÁULICA.”**

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

SORAYDA CAROLINA VILLAMARIN PAREDES.

SANGOLQUÍ, ENERO DEL 2013

EXTRACTO

Las obras de disipación de energía son elementos fundamentales en la construcción de estructuras hidráulicas, las mismas se ha ido desarrollando en base a la experiencia y a la ciencia, sin embargo, el diseño de estas estructuras se encuentran dispersas en sin número de documentos, por lo que para su diseño se hace necesario disponer de un documento que agrupe toda esta información.

Actualmente el país desarrolla obras hidráulicas, tanto para generación de energía como para riego y agua potable, en todas estas obras tenemos elementos de disipación de energía que se deben diseñar, por lo que se hace indispensable para los ingenieros el disponer de un manual como el que se desarrollará el presente trabajo.

En el mencionado manual se considera los principales parámetros y condiciones de diseño de las estructuras de disipación de energía de más frecuente uso en los complejos hidráulicos, especialmente los relacionados con las estructuras que actualmente se diseñan y se utilizan en las obras que se construyen en el Ecuador, presentadas de una manera que sea de fácil manejo y aplicabilidad conteniendo así ejemplos de aplicación.

ABSTRACT

Works of energy dissipation are key elements in the construction of hydraulic structures, the same has been developed based on experience and science, however, the design of these structures are scattered in countless documents, so design that is necessary to have a document that brings together all this information.

Currently the country develops hydraulic works, both for power generation and for irrigation and drinking water, in all these works have energy dissipation elements that must be designed, so it is essential for engineers to have a manual as to develop this work.

In the aforementioned manual is considered the main parameters and design conditions of the energy dissipation structures of more frequent use in hydraulic complexes, especially those related to the structures currently being designed and used in the works that are built into the Ecuador, presented in a way that is easy to use and applicability and containing application examples.

CERTIFICACION

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por la Señorita:
SORAYDA CAROLINA VILLAMARIN PAREDES, como requerimiento parcial a la
obtención del título de INGENIERO CIVIL.

Sangolquí, Diciembre de 2012

Ing. Washington Sandoval, Ph.D.
DIRECTOR

Ing. Milton Silva
CODIRECTOR

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi familia a mis padres y hermanos quienes son las personas más importantes en mi vida, que con su apoyo puede alcanzar esta meta.

A Diego, por ser incondicional.

A mi hachito, por ser inseparable.

Caro

AGRADECIMIENTOS

A Dios por permitir que todos mis sueños se estén haciendo realidad.

Al Ingeniero Whasintong Sandoval por ser el mentalizador de este proyecto, por toda su ayuda y guía.

Al Ingeniero Milton Silva por su colaboración.

A todos mis amigos del Colegio y la Universidad que me brindaron su amistad.

Caro

Contenido

CAPÍTULO I.....	1
GENERALIDADES.....	1
1.1. INTRODUCCION	1
1.2. ANTECEDENTES.....	2
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	3
1.4. OBJETIVOS.....	4
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	4
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.	4
CAPÍTULO II.....	5
DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	5
2.1. ORIGEN DE LAS PERDIDAS DE ENERGIA	5
2.2. FUNCIONES DE DISIPADORES DE ENERGIA	10
2.3. RESALTO HIDRAULICO	12
2.4.1 CARACTERISTICAS DEL RESALTO HIDRAULICO	15
2.4.2 TIPOS DE RESALTO HIDRAULICO	19
2.4. RESALTO HIDRAULICO COMO DISIPADOR DE ENERGIA.....	22
2.5. PROCESOS DE DISIPACION DE ENERGIA.....	24
2.5.1 MECANISMOS UTILIZADOS.....	25
2.5.2 LIMITACIONES DE USO.....	26
2.6. TIPOS DE DISIPADORES DE ENERGIA	27
2.6.1 SALTO DE ESQUI	27
2.6.2 DISIPADOR CON BLOQUES DE IMPACTO O CON UMBRALES.....	30
2.6.3 DISIPADOR CON UMBRAL CONTINUO Y DISCONTINUO (DENTADO).....	31
2.6.4 LOSAS PARA CANALES O DESCARGA DE VERTEDEROS.....	32
2.6.5 CAIDAS EN TUBO	35
2.6.6 TANQUES AMORTIGUADORES	36
2.6.7 ESTANQUES AMORTIGUADORES.....	38
2.6.8 DISIPADOR DE REJILLAS.....	44
2.6.9 RÁPIDAS	45
2.6.10 DISIPADORES POR RUGOSIDAD	52

2.6.11	ESCALONES.....	53
2.6.12	ESTRUCTURAS ARTESANALES DE CAÑA GUAYAQUIL O TRONCOS	55
2.6.13	COLCHONETAS DE GAVIÓN CON RECUBRIMIENTO DE PVC..	58
2.6.14	CAIDAS	58
2.6.15	POZA DISIPADORA	61
2.6.16	DISIPADOR DE AZUDES	62
2.6.17	POZOS DE CAIDA LIBRE.....	64
2.6.18	DESCARGADOR A VORTICE.....	65
2.6.19	POZO DE BANDEJAS.....	66
2.6.20	DISIPADOR TIPO KUMIN	68
2.6.21	CONCAVIDAD DISIPADORA CON ESCALON POSITIVO.....	69
2.6.22	DISIPADOR CON ENSANCHAMIENTO.....	70
2.7.	ESTRUCTURAS DE DISIPACION DE ENERGIA SELECCIONADAS.....	70
CAPÍTULO III		72
DISEÑO ESTRUCTURAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA		72
3.1.	COMBINACION DE RÁPIDAS LISAS Y ESCALONADAS	72
3.2.	ESTANQUES AMORTIGUADORES	99
3.3.	POZO AMORTIGUADOR	126
3.4.	POZO AMORTIGUADOR EN UNA CAIDA VERTICALES.	141
3.5.	POZO DE BANDEJAS REJILLA – ORIFICIO	164
3.6.	SALTO ESQUI	178
3.7.	VERTEDERO A VORTICE.....	201
CAPÍTULO IV		228
4.1.	CONCLUSIONES	228
4.2.	RECOMENDACIONES	231
4.3.	BIBLIOGRAFIA.....	232

Contenido de Tablas

Tabla 3.1: Velocidades máximas permisibles en rápidas lisas.

Tabla 3.2: Calculo de un nuevo h_{sup} .

Tabla 3.3: Constante K y descripción de los parámetros geométricos de las bandejas.

Tabla 3.4: Valores mínimos para las dimensiones L_i de la geometría de la bandeja.

Tabla 3.5: Resultados Pozo de Bandejas.

Tabla 3.6: Valores de (Ψ, Ψ_i) para el cálculo del ángulo medio del flujo

Tabla 3.7: Coeficiente K según el tipo de suelo y β

Tabla 3.8: Resultados Vertedero a Vórtice con Flujo Subcrítico

Tabla 3.9: Profundidad del flujo en la cámara Vertedero a Vórtice con Flujo Subcrítico.

Tabla 3.10: Resultados Vertedero a Vórtice con Flujo Supercrítico

Contenido de Figuras

Figura 2.1: Desprendimiento de un flujo en un cilindro.

Figura 2.2: Resistencia en los cuerpos.

Figura 2.3: Características geométricas de fluidos

Figura 2.4: Condiciones de entrada y salida de una estructura de disipación de energía con restitución a un cauce de río.

Figura 2.5. Transición de Flujo

Figura 2.6: Relación adimensional para la longitud del resalto hidráulico

Figura 2.7: Resalto hidráulico Crítico.

Figura 2.8: Resalto hidráulico Ondulante.

Figura 2.9: Resalto hidráulico Débil.

Figura 2.10: Resalto hidráulico Oscilante.

Figura 2.11: Resalto hidráulico Estable

Figura 2.12: Resalto hidráulico Fuerte.

Figura 2.13: Salto de Esquí Sumergido.

Figura 2.14: Salto de Esquí Estriado

Figura 2.15: Bloques de Impacto

Figura 2.16: Disipador con umbral continuo y discontinuo

Figura 2.17: Losa con Bloques Dentados

Figura 2.18: Umbrales a la salida del canal de entrega

Figura 2.19: Pilares deflectores en el canal de entrega.

Figura 2.20: Disipador tipo tanque por cambio de profundidad.

Figura 2.21: Disipador tipo tanque por cambio de ancho:

Figura 2.22: Dimensiones del estanque Tipo I

Figura 2.23: Dimensiones del estanque Tipo II

Figura 2. 24: Dimensiones del estanque Tipo III.

Figura 2.25: Disipador de rejillas de barrotes longitudinales.

Figura 2.26: Rápida escalonada con vertedero y pantalla

Figura 2.27: Poza disipadora y umbral terminal

Figura 2. 28: Pozo de caída vertical

Figura 2.29: Elementos descargador a vórtice.

Figura 2.30: Esquema general del Pozo de bandejas

Figura 2.31: Escalón positivo

Figura 2.32: Disipador con ensanchamiento

Figura 3.1: Esquema geométrico y de refuerzo estructural sugerido.

Figura 3.2: Esquema geométrico y de refuerzo estructural sugerido

Figura 3.3: Corte longitudinal transición entre un CRTC y un CPD, esquema geométrico y de refuerzo estructural sugerido

Figura 3.4: Esquema general de un estanque amortiguador (accesorios).

Figura3.5: Detalles en los dientes deflectores

Figura 3.6: Detalles en los dados amortiguadores.

Figura 3.7: Detalles en un umbral terminal.

Figura 3.8: Esquema general de un Estanque Tipo I.

Figura 3.9. Dimensionamiento de dientes deflectores para un Estanque Tipo I.

Figura 3.10: Dimensionamiento umbral terminal para un Estanque Tipo I.

Figura 3.11: Esquema general de un Estanque Tipo II.

Figura 3.12: Dimensionamiento de dientes deflectores para un Estanque Tipo II.

Figura 3.13: Dimensionamiento de los dados amortiguadores para un Estanque

Figura 3.14: Dimensionamiento del umbral terminal para un Estanque Tipo II

Figura 3.15. Esquema general de un Estanque Tipo III.

Figura 3.16. Dimensionamiento de dientes deflectores para un Estanque Tipo II Y
Estanque Tipo III.

Figura 3.17: Dimensionamiento del umbral terminal para un Estanque Tipo III

Figura 3.18: Esquema general de un Estanque Tipo III.

Figura 3.19: Salto hidráulico a la salida de la rápida

Figura 3.20: Salto hidráulico en un punto más debajo de la salida de la rápida.

Figura 3.21: Salto hidráulico en un punto más debajo de la salida de la rápida.

Figura 3.22: Esquema de una caída vertical.

Figura 2.23: Esquema del pozo amortiguador

Figura 3.24: Flujo de caída en la bandeja con rejillas

Figura 3.25: Variables geométricas de las bandejas.

Figura 3.26: Variables de la geometría recomendada en elevación

Figura 3.27: Corte vertical de la Cámara de Disipación

Figura 3.28: Corte A-A de la Cama de Disipación

Figura 3.29: Vista en planta del modelo

Figura 3.30: Ábacos de diseño para el pozo de bandejas

Figura 3.31: Geometría de un trampolín.

Figura 3.32: Clasificación dientes deflectores

Figura 3.33: Esquema Disipador Salto Esquí

Figura 3.34: Dimensionamiento del trampolín y los deflectores en un Salto Esquí.

Figura 3.35: Geometría de la cámara de entrada para flujo subcrítico

Figura 3.36: Geometría de la cámara de entrada para flujo supercrítico

Figura 3.37: Perfil longitudinal (a); Sección transversal del flujo supercrítico en la

Figura 3.38: Identificación en planta de α_M para vórtice supercrítico

Figura 3.39: Variación del parámetro de ventilación $\beta = \frac{Q_a}{Q}$ en función de la

Figura 3.40: Ingreso de aire a un Descargador a Vórtice.

Figura 3.41: Esquema de la cámara al pie del tubo vertical

Figura 3.42: Variantes para mejorar la disipación de energía

Contenido de Fotografías

Fotografía 2.1. CENTRAL HIDROELECTRICA ARCO RAPEL ubicada en la VI
Región del Libertador General Bernardo O'Higgins, Chile. 1968

Fotografía 2.2: Caídas en tubo en canales de fuerte pendiente

Fotografía 2.3: Estanque amortiguador del tipo impacto en operación.

Fotografía 2.4: Canal de rápidas lisas.

Fotografía 2.5: Canal de rápidas escalonadas. Vista A.

Fotografía 2.6: Canal de rápidas escalonadas. Vista B.

Fotografía 2.7: Canal de Pantallas Deflectoras.

Fotografía 2.8: Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC). Vista A.

Fotografía 2.9: Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC). Vista B.

Fotografía 2.10: Combinación de CRTC y CPD.

Fotografía 2.11: Torrentera de elementos prefabricados

Fotografía 2.12: Disipadores de energía artificiales. Diques escalonados
construidos en Quebrada El Silencio. Manizales - Caldas, Colombia.

Fotografía 2.13: Rampa de concreto simple. Vista A.

Fotografía 2.14: Rampa de concreto simple. Vista B.

Fotografía 2.15: Disipadores usados en quebradas, en forma de trincheras.

Fotografía 2.16: Disipadores de energía escalonados, usado en laderas. Vista A.

Fotografía 2.17: Disipadores de energía usados en laderas. Vista B

Fotografía 2.18: Colchonetas disipadoras de energía.

Fotografía 2.19: Caída vertical

Fotografía 2.20: Caída inclinada

Fotografía 2.21: Descarga y dissipador caída libre.

Fotografía 2.22: Cadena de azudes

Fotografía 2.23: Azudes Escalonados, Salto hidráulico entre azudes

Fotografía 2.24: Dissipador de energía tipo Kumin

Fotografía 3.1: Canal de Pantallas Deflectoras.

Fotografía 3.2: Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC).

Fotografía 3.3: Combinación de CRTC y CPD.

Fotografía 3.4: Funcionamiento del CPD con la transición, sin las dos primeras pantallas y sin la Tapa CPD.

Fotografía 3.5: Canal de Pantallas Deflectoras con la transición, optimizado (sin las dos primeras pantallas y con la Tapa CPD).

Fotografía 3.6: Vista superior de la cámara de entrada para flujo subcrítico.

Fotografía 3.7: Vista superior de la cámara de entrada para flujo supercrítico.

Contenido de Gráficos

Gráfico 3.1: Relación RELACION Q/Q_0 vs h/h_0

Anexos

ANEXO 3.1: Diseño combinación de rápidas lisas y escalonadas.

ANEXO 3.2: Diseño estanque TIPO I ($2,5 \leq F_{R1} \leq 4,5$)

ANEXO 3.3: Pozo disipador al pie de una rápida.

ANEXO 3.4: Pozo disipador al pie de un vertedero de cimacio.

ANEXO3.5: Pozo disipador al pie de un vertedero de cimacio.

ANEXO 3.6: Pozo de Bandejas.

ANEXO 3.7: Salto Esquí Estriado.

ANEXO3.8: Vertedero a Vórtice con flujo Subcrítico.

ANEXO 3.9: Vertedero a Vórtice con flujo Subcrítico.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCION

La disipación de energía se produce por la combinación de los diferentes fenómenos tales como: aireación del flujo, cambio brusco de dirección de flujo, formación de resalto hidráulico, entre otros.

Los disipadores de energía son estructuras que se diseñan para generar pérdidas hidráulicas importantes en los flujos de alta velocidad. El objetivo es reducir la velocidad y pasar el flujo de régimen supercrítico a subcrítico.

Las pérdidas de energía son ocasionadas por choque contra una pantalla vertical en Disipadores de Impacto, por caídas consecutivas en Canales Escalonados, o por la formación de un resalto hidráulico en Disipadores de Tanque.

Uno de los aspectos que generalmente merece especial atención en el diseño de obras hidráulicas de montaña es la disipación de la energía cinética que adquiere un chorro líquido por el incremento de la velocidad de flujo. Esta situación se presenta en vertederos de excedencias, estructuras de caída, desfuegos de fondo, bocatomas, salidas de alcantarillas, etc.

La disipación de la energía cinética puede lograrse aplicando diferentes medidas, a saber: generación de resalto hidráulico, impacto o incremento de la rugosidad. (Sviatoslav et al., 2000; Hubert et al., 2002)

En la presente investigación, con el objeto de ofrecer a los ingenieros diseñadores un solo documento con alternativas de diseño, se desarrolla un manual básico que es una guía con criterios técnicos válidos que permitan la selección de estructuras hidráulicas de disipación de energía hidráulica óptimas.

El manual básico de diseño de estructuras de disipación de energía hidráulica analizará los tipos de disipadores de energía de más frecuente uso, su diseño, su funcionamiento y aplicación bajo diferentes condiciones de flujo.

1.2. ANTECEDENTES

Las obras de disipación de energía son elementos fundamentales en la construcción de estructuras hidráulicas, las mismas se ha ido desarrollando en

base a la experiencia y a la ciencia, sin embargo, el diseño de estas estructuras se encuentran dispersas en un número de documentos, por lo que para su diseño se hace necesario disponer de un documento que agrupe toda esta información.

Actualmente el país desarrolla obras hidráulicas, tanto para generación de energía como para riego y agua potable, en todas estas obras tenemos elementos de disipación de energía que se deben diseñar, por lo que se hace indispensable para los ingenieros el disponer de un manual como el que se desarrollará como trabajo de esta tesis.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Existen documentos (Hubert, 2002; Novak,2001; Sotelo, 2002; Sviatoslav,2000 & Ven Te Chow,1983) donde se detallan estructuras con disipadores de energía, pero no existe un documento que agrupe dichas estructuras de disipación de energía hidráulica en un solo documento y al no siempre estar disponible toda la información para el diseño se hace de suma importancia disponer un manual que contenga los principales parámetros y condiciones de diseño de las estructuras de disipación de energía, que sea de fácil uso y contenga ejemplos de aplicación.

En el mencionado manual se deberá considerar todos los elementos de más frecuente uso en los complejos hidráulicos, especialmente los relacionados con las estructuras que actualmente se diseñan y se utilizan en las obras que se construyen en el Ecuador.

Por la razón mencionada, es necesario realizar el manual de diseño de estructuras de disipación de energía hidráulica que cumplan con todas las condiciones expuestas anteriormente.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Elaborar un manual básico de diseño de estructuras de disipación de energía hidráulica, de fácil manejo y aplicabilidad para ingenieros diseñadores de obras hidráulicas

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Analizar los conceptos teóricos de la disipación de energía.
- Seleccionar estructuras hidráulicas de disipación de energía más utilizadas.
- Determinar y describir los parámetros de diseño de las estructuras de disipación de energía seleccionadas.
- Presentar ejemplos de aplicación.

CAPÍTULO II

DISIPACIÓN DE ENERGÍA

2.1. ORIGEN DE LAS PERDIDAS DE ENERGIA

La existencia de un gradiente de velocidad implica la existencia de esfuerzos de corte o rozamiento, ya que

$$\tau = \mu \, d\mu/dn$$

En el análisis de acción de un flujo sobre un cilindro se obtuvo que la fuerza de resistencia del cuerpo para un fluido ideal es igual a cero. Para los fluidos reales la fuerza de resistencia es producto de la existencia de los esfuerzos de corte, siendo estas fuerzas el resultado de la integración de los esfuerzos de corte τ por toda la superficie.

$$T = \int_A u \left(\frac{du}{dn} \right) dA$$

Donde: T es la fuerza de arrastre o resistencia de superficie.

A la fuerza obtenida de esta manera se la llama resistencia de superficie, debido a que los esfuerzos de corte producidos son proporcionales a la superficie donde están actuando.

La existencia de los esfuerzos de corte o rasantes implica cierta transformación de energía que es proporcional a la superficie de acción; esta transformación se conoce como pérdida de energía por lo que se dice que las fuerzas de resistencia producen pérdidas de superficie.

En resumen, la resistencia al movimiento de un cuerpo o un fluido en contacto con un cuerpo se descompone en normales y de corte o tangenciales; los primeros corresponden a la presión que el fluido ejerce sobre el cuerpo y los segundos a los esfuerzos rasantes como se muestra en la figura.

En ciertos puntos de la superficie del cuerpo (los puntos A y A'), debido a la desaceleración del flujo, por causa de los esfuerzos cortantes, así como por la existencia de un gradiente positivo de presiones que se opone al movimiento, la capa de fluido adyacente al cuerpo se desprende de éste, formando en la parte posterior una estela de vórtice.

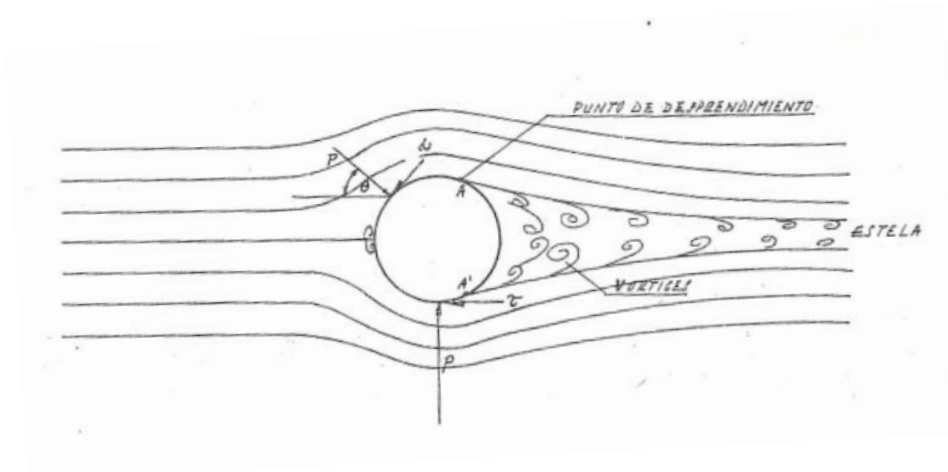


Figura 2.1: Desprendimiento de un flujo en un cilindro.
 Sandoval, W. (1993), Principios de la Hidráulica, Ed. Espe, Quito, Ecuador

Indudablemente, el punto de desprendimiento o separación de la capa adyacente depende de la forma del cuerpo.

Este fenómeno conduce a que la suma de los esfuerzos de presiones en los extremos anterior y posterior del cuerpo no estén en equilibrio, como en el caso del flujo con potencial.

A la fuerza resultante de este fenómeno se la llama fuerza de forma o resistencia de forma. A la transformación de energía, producto de este fenómeno, se la denomina pérdida de forma o local.

La magnitud de cada una de estas fuerzas (superficie y local) depende de la forma del cuerpo, por ejemplo: para un cuerpo de perfil aerodinámico, Fig. a, la resistencia de superficie es significativa que la resistencia de forma.

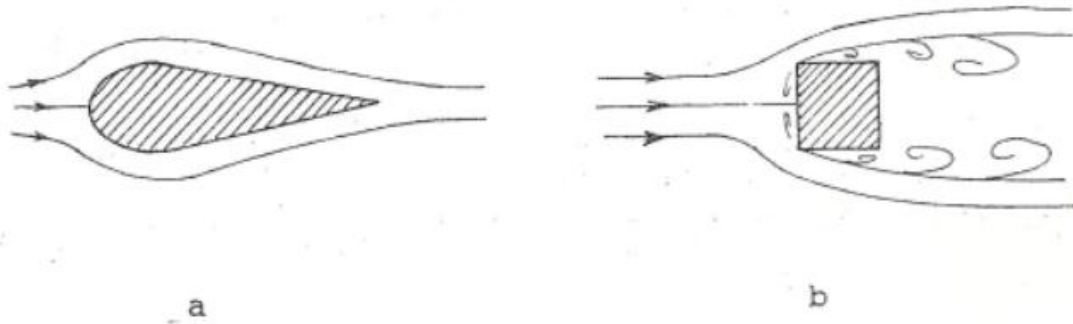


Figura 2.2: Resistencia en los cuerpos.
 Sandoval, W. (1993), Principios de la Hidráulica, Ed. Espe, Quito, Ecuador

Para los cuerpos de contorno romo, la resistencia de forma es más significativa que la superficie, fig. b.

Las causas que producen la transformación de energía, da origen a la clasificación de las llamadas pérdidas de energía que son de dos tipos: pérdidas por longitud o primarias y locales o secundarias.

Pérdidas primarias

Son las pérdidas producto de las fuerzas de resistencia por contacto del fluido con los bordes de los cauces o contornos de los cuerpos y el rozamiento entre las mismas capas de los fluidos.

Pérdidas secundarias

Corresponden a las resistencias de forma y por consiguiente depende de la forma de las paredes del cauce, el contorno de los cuerpos y las condiciones del flujo, razón por la cual se les denomina pérdidas locales.

La magnitud de las fuerzas de resistencia depende de factores como: la velocidad del flujo, de los parámetros geométricos, la rugosidad entre otros.

Las características más importantes de una corriente son:

A= área de la sección transversal del flujo.

x =parte del perímetro por la cual el flujo tiene contacto con las paredes del cauce, llamado perímetro mojado.

R= radio hidráulico, $R=A/x$

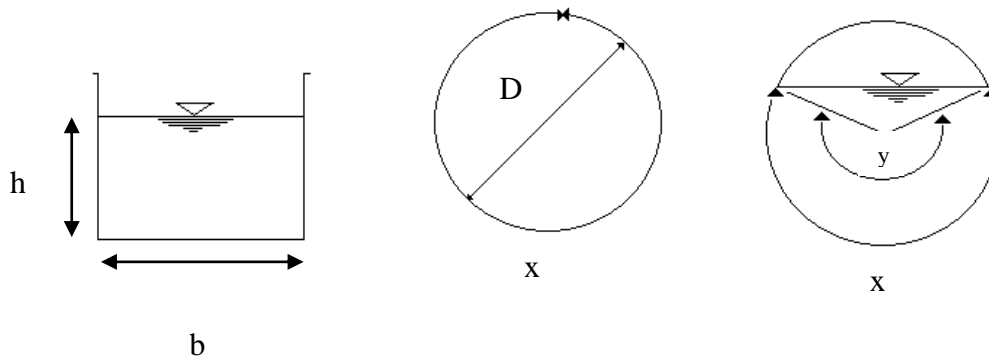


Figura 2.3: Características geométricas de fluidos

El radio hidráulico para un cauce rectangular es,

$$R = \frac{A}{x} = \frac{bh}{b + 2h}$$

Para un conducto circular a sección llena

$$R = \frac{\pi D^2 / 4}{\pi D} = \frac{D}{4}$$

El radio hidráulico no es una relación que representa la forma ni dimensiones del flujo, este determina condiciones de flujo geoméricamente semejantes, por ejemplo: un canal de sección rectangular y otro de circular pueden tener el mismo radio hidráulico, así; para un canal rectangular de dimensiones $h=2\text{m}$ y $b=4\text{ m}$, $R=1$, y para una tubería de diámetro $D=4$, también, $R=1$.

2.2. FUNCIONES DE DISIPADORES DE ENERGIA

La energía a lo largo de las estructuras hidráulicas son generalmente grandes si las descargas son a través de conductos de salida o caídas, por lo que el gasto de energía de los flujos a altas velocidades es requerida para prevenir el impacto en los cauces en ríos minimizar la erosión, y prevenir problemas en las estructuras hidráulicas

El mecanismo de control más común, para estructuras a superficie libre, es la presencia del flujo crítico (numero de Froude =1) en una ubicación bien definida, ya que en este punto es en donde se presenta la energía mínima. Sin embargo en las estructuras de disipación de energía, por lo general el flujo de aproximación presenta variaciones entre supercrítico a subcrítico, ya que son el resultado de una amplia gama de caudales y velocidades para una geometría definida. Otro proceso que frecuentemente está presente y debe estar considerado en el análisis del flujo de aproximación es el ingreso de aire, así también como la presencia de un flujo no permanente caracterizado por un caudal pulsatorio. Estos

fenómenos están relacionados con las altas velocidades de flujo, que normalmente superan los valores correspondientes al Froude crítico.

En la salida de una estructura de disipación de energía, el agua que llega con apreciable velocidad, tiene un choque normal sobre el fondo. Si no se prevé la formación de un colchón de agua, existe el efecto grave de impacto del chorro a alta velocidad directamente sobre el contorno sólido. En este caso la afectación de la estructura no se limita únicamente al efecto de la abrasión sobre el fondo o paredes que reciban la incidencia del chorro, sino también a la vibración inducida.

Por tal motivo, un condicionamiento importante que debe cumplirse a la salida de una estructura de disipación de energía, es la presencia de una masa de agua que amortigüe el impacto del chorro, permitiendo que la energía cinética del chorro final de caída se distribuya y se disipe adecuadamente por medio de la turbulencia local, de la vorticidad y de la introducción de aire, del intercambio de impulso a una superficie mayor.

En la figura se esquematiza la definición de la condiciones del flujo aguas arriba y agua debajo de una estructura de disipación de energía que permite una correcta entrega al cauce de río.

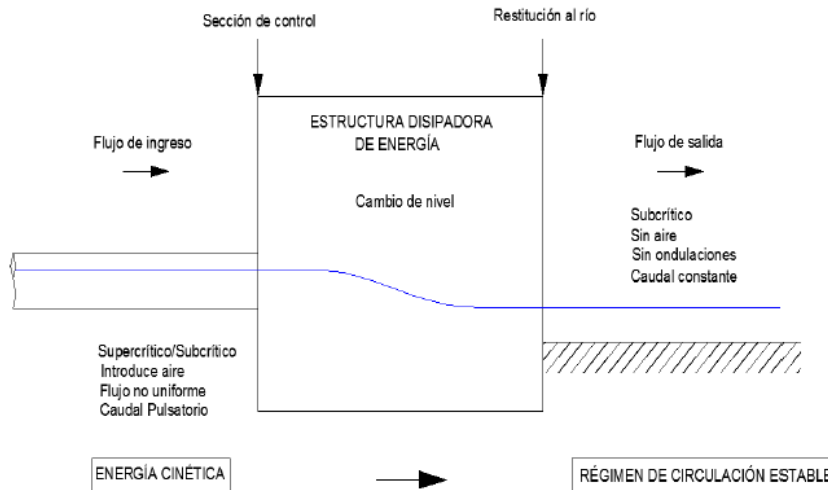


Figura 2.4: Condiciones de entrada y salida de una estructura de disipación de energía con restitución a un cauce de río.

Fuente. Juma, J. 2012. Estudio en Modelo Hidráulica de las Estructuras de Salida de los Túneles en el Aprovechamiento Hidroeléctrico Soplora. Tesis de grado.

2.3. RESALTO HIDRAULICO

El resalto hidráulico es el ascenso brusco del nivel del agua que se presenta en un canal abierto a consecuencia del retardo que sufre una corriente de agua que fluye a elevada velocidad.

Este fenómeno presenta un estado de fuerzas en equilibrio, en el que tiene lugar un cambio violento del régimen de flujo, de supercrítico a subcrítico. Es decir que la transición de este flujo se conoce como resalto hidráulico, siendo una región de flujo de variación rápida.

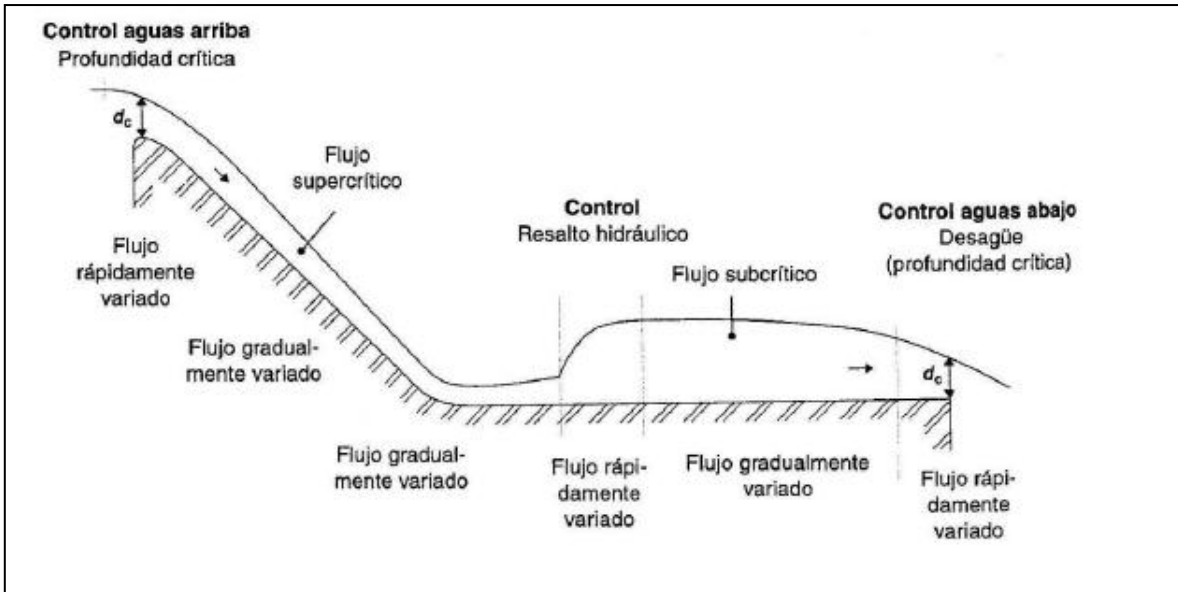


Figura 2.5. Transición de Flujo

Fuente. Juma, J. 2012. Estudio en Modelo Hidráulica de las Estructuras de Salida de los Túneles en el Aprovechamiento Hidroeléctrico Soplora. Tesis de grado.

- Si el número de Froude es mayor a la unidad ($F_1 > 1$), el flujo se denomina supercrítico.

En este tipo de flujo las fuerzas inerciales presentan una influencia mucho mayor que las fuerzas gravitacionales. Además de esto, el flujo se presenta a velocidades y pendientes altas, y a profundidades más pequeñas. Cuando existe un flujo de este tipo en un canal un aumento en la cantidad de energía provoca una disminución de la profundidad de la lámina de agua. El número de Froude, en este caso, es mayor a 1. Este estado de flujo propicia la formación de resaltos hidráulicos; estos aumentan su capacidad de disipación de energía

en ciertos intervalos, alcanzando la mayor capacidad para flujos con Froude mayores a 9.

- Si el numero de Froude es igual a la unidad ($F_1=1$), el flujo se denomina crítico.

Este tipo de flujo presenta una combinación de fuerzas inerciales y gravitacionales que lo hacen inestable, convirtiéndolo en cierta manera en un estado intermedio y cambiante entre los otros dos tipos de flujo. Debido a esto es bastante inaceptable y poco recomendable, usarlo en el diseño de estructuras hidráulicas. Para éste tipo de flujo el número de Froude es igual a 1 y en esta condición no se generan resaltos hidráulicos (disipadores de energía).

- Si el numero de Froude es menor a la unidad ($F_1<1$), el flujo se denomina subcrítico.

Para este régimen de flujo las fuerzas inerciales son sobrepasadas en importancia por las gravitacionales; en el flujo se tienen velocidades y pendientes bajas, pero las profundidades de la lámina del agua, por el contrario, son mayores que las que se presentan en el flujo supercrítico. Para este tipo de flujo un aumento en la energía se traduce en un aumento en la

profundidad de la lámina de agua. El número de Froude en este estado es menor a 1.

2.4.1 CARACTERISTICAS DEL RESALTO HIDRAULICO

Las características del resalto hidráulico han sido aprovechadas para reducir las velocidades de flujo en canales a valores que permitan el escurrimiento sin ocasionar tensiones de corte superiores a los límites permitidos por los materiales que componen el perímetro mojado.

El lugar geométrico en el que se presenta el resalto se denomina colchón hidráulico. Se han investigado diferentes formas de colchones hidráulicos con el objeto de lograr una mejor disipación de energía en una menor longitud. Para el diseño de colchones hidráulicos se consideran los siguientes aspectos.

Pérdida de energía

En el resalto hidráulico la pérdida de energía es igual a la diferencia de las energías específicas antes y después del resalto

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^2}{4y_1y_2}$$

Donde:

E_1 = Energía específica antes del resalto.

E_2 = Energía específica después del resalto.

y_1 = Profundidad del agua antes del resalto.

y_2 = Profundidad del agua después del resalto.

A la relación $\Delta E / E_1$ se le conoce como pérdida relativa.

Eficiencia

Es la relación entre la energía específica antes y después del resalto, es una función adimensional y depende sólo del número de Froude del flujo de aproximación.

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

La Ecuación 2, indica que la eficiencia de un resalto es una función adimensional que depende solo del número de Froude del flujo de aproximación F_1 .

$$F_1 = \frac{V_1}{gy_1}$$

Donde:

F_1 = Número de Froude.

V_1 = Velocidad del agua en la sección del .

g = Constante de gravedad.

La pérdida relativa es $1 - \frac{E_2}{E_1}$, es también una función adimensional del número de Froude.

Altura del resalto

Es la diferencia entre las profundidades antes y después del resalto.

$$h_j = y_2 - y_1$$

Al expresar cada término como la relación con respecto a la energía específica inicial:

$$\frac{h_j}{E_1} = \frac{y_2}{E_1} = \frac{y_1}{E_1}$$

Donde:

$\frac{h_j}{E_1}$ = Altura relativa.

$\frac{y_2}{E_1}$ = Profundidad inicial relativa.

$\frac{y_1}{E_1}$ = Profundidad seciente relativa.

Longitud

Puede definirse como la distancia medida desde la cara frontal del resalto hidráulico hasta un punto en la superficie inmediatamente aguas abajo del remolino.

Es un parámetro importante en el diseño de obras hidráulicas ya que definirá la necesidad de incorporar obras complementarias para reducir esta longitud y/o aplicar medidas de protección de la superficie para incrementar su resistencia a las tensiones de corte.

La longitud del resalto puede definirse como la distancia medida desde la cara frontal del resalto y_1 hasta un punto en la superficie inmediatamente aguas abajo del remolino y_2 . Los datos experimentales sobre la longitud del resalto pueden graficarse mediante el número de Froude F_1 contra la relación adimensional $L/(y_2 - y_1)$, L/y_1 o L/y_2 . La curva resultante de la gráfica F_1 versus L/y_2 muestra la regularidad de una parte plana para el rango de los resaltos bien establecidos.

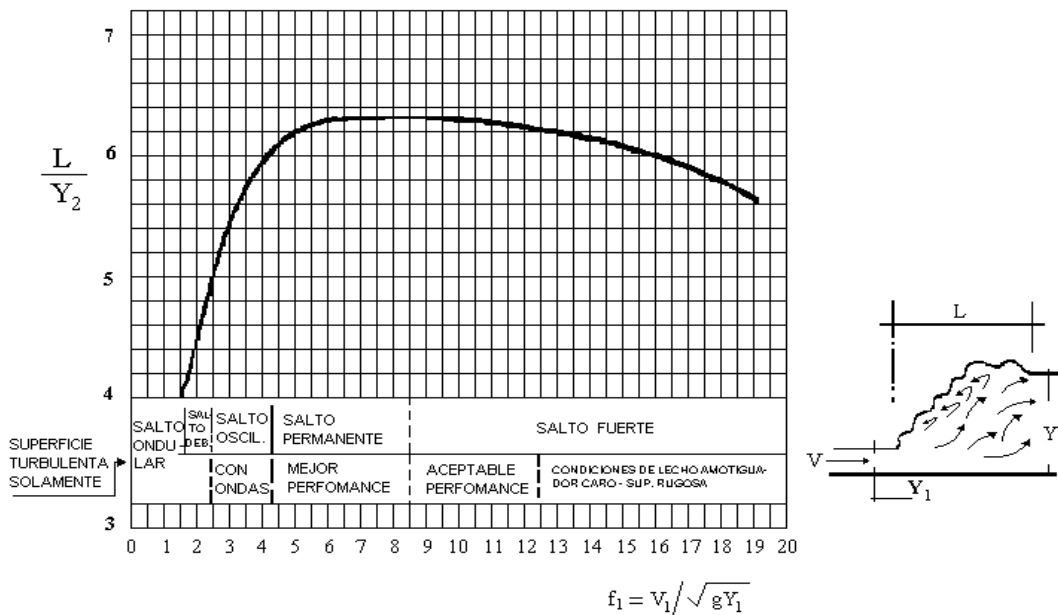


Figura 2.6: Relación adimensional para la longitud del resalto hidráulico
Fuente: Ven Te Chow (2004) "Hidráulica de canales abiertos".

La longitud del resalto es una variable particularmente relevante para aspectos de economía y seguridad de la obra.

2.4.2 TIPOS DE RESALTO HIDRAULICO

Existen diferentes tipos de resalto hidráulico, cuya base de clasificación es el número de Froude aguas arriba (antes de que se produzca el resalto):

$$F1 = 1$$

El flujo es crítico, por lo que no se forma resalto.

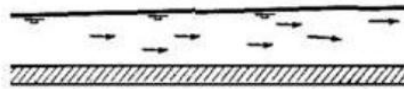


Figura 2.7: Resalto hidráulico Crítico.
Fuente. Ven Te Chow (2004) "Hidráulica de canales abiertos".

$$F1 = 1 \text{ a } 1.7$$

La superficie de agua muestra ondulaciones y se presenta el resalto hidráulico ondulante.



Figura 2.8: Resalto hidráulico Ondulante.
Fuente. Ven Te Chow (2004) "Hidráulica de canales abiertos".

$F1 = 1.7$ a 2.5

El ondulamiento de la superficie en el tramo de mezcla es mayor, se presenta una serie de remolinos sobre la superficie del resalto, pero la superficie del agua hacia aguas abajo permanece uniforme. La velocidad a través de la sección es razonablemente uniforme y la pérdida de energía es baja. Se presenta el resalto hidráulico débil.

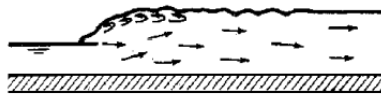


Figura 2.9: Resalto hidráulico Débil.
Fuente. Ven Te Chow (2004) "Hidráulica de canales abiertos".

$F1 = 2.5$ a 4.5

Existe un chorro oscilante que entra desde el fondo del resalto hasta la superficie y se devuelve sin ninguna periodicidad. Cada oscilación produce una onda grande con periodo irregular, muy común en canales, que puede viajar a gran distancia causando daños ilimitados a banquetas de tierra y a enrocados de protección. Se produce el resalto hidráulico oscilante.



Figura 2.10: Resalto hidráulico Oscilante.
Fuente. Ven Te Chow (2004) "Hidráulica de canales abiertos".

$$F1 = 4.5 \text{ a } 9.0$$

La extremidad de aguas abajo del remolino superficial y el punto sobre el cual el chorro de alta velocidad tiende a dejar el flujo ocurren en la misma sección vertical. La acción y la posición de este resalto son menos sensibles a la variación en la profundidad de aguas abajo. El resalto se encuentra bien balanceado, con mayor estabilidad y el rendimiento es mejor. La disipación de energía varía de 45 % a 70 %. Se presenta resalto hidráulico permanente o estable.



Figura 2.11: Resalto hidráulico Estable.
Fuente. Ven Te Chow (2004) "Hidráulica de canales abiertos".

$$F1 \geq 9$$

El chorro de alta velocidad choca con paquetes de agua intermitentes que corren hacia abajo a lo largo de la cara frontal del resalto, generando ondas hacia agua abajo. Existe gran ondulación de la superficie con tendencia de traslado de la zona de régimen supercrítico hacia aguas abajo. La acción del resalto es brusca pero efectiva debido a que la disipación de energía puede alcanzar un 85%. Se produce el resalto hidráulico fuerte.



Figura 2.12: Resalto hidráulico Fuerte.
Fuente. Ven Te Chow (2004) "Hidráulica de canales abiertos".

2.4. RESALTO HIDRAULICO COMO DISIPADOR DE ENERGIA

Desde un punto de vista práctico el resalto hidráulico es un medio útil para disipar el exceso de energía en un flujo supercrítico, su merito esta en prevenir la posible erosión aguas abajo 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 resalto hidráulico utilizado para la disipación de energía a menudo se confina parcial o totalmente en un tramo de canal que se conoce como cuenco de disipación o cuenco de aquietamiento, cuyo fondo se recubre para resistir la socavación.

En la práctica, el cuenco disipador rara vez se diseña para confinar toda la longitud de un resalto hidráulico libre sobre la zona revestida, debido a que sería muy costoso. En consecuencia, a menudo se instalan accesorios para controlar el resalto dentro del cuenco. El principal propósito de este control es acortar el rango dentro del cual el resalto ocurrirá y por consiguiente reducir el tamaño y el costo del cuenco disipador. El control tiene ventajas adicionales, debido a que mejora la

función de disipación del cuenco, estabiliza la acción del resalto y, en algunos casos, incrementa el factor de seguridad.

Dentro de las aplicaciones prácticas del resalto hidráulico están:

- Disipar la energía del agua que fluye sobre presas, vertederos y otras estructuras hidráulicas, y prevenir de esta manera la socavación aguas debajo de las estructuras
- Recuperar altura o aumentar el nivel del agua en el lado de aguas debajo de una canaleta de medición y mantener un nivel alto del agua en el canal de irrigación o de cualquier estructura para distribución de aguas
- Incrementar el peso sobre la zona de aguas debajo de una estructura de mampostería y reducir la presión hacia arriba bajo dicha estructura aumentando la profundidad del agua en su zona de aguas abajo.
- Aumentar el caudal por debajo de una compuerta deslizante manteniendo alejada la profundidad de aguas abajo, debido a que la altura efectiva se reducirá si la profundidad de aguas abajo ahoga el resalto
- Las aplicaciones prácticas del salto hidráulico son muchas, entre las cuales se pueden mencionar:

- Para la disipación de la energía del agua escurriendo por los vertederos de las presas y otras obras hidráulicas, y evitar así la socavación aguas debajo de la obra;
- Para recuperar altura o levantar el nivel del agua sobre el lado aguas debajo de un canal de medida y así mantener alto el nivel del agua en un canal para riego u otros propósitos de distribución de agua;
- Para incrementar peso en la cuenca de disipación y contrarrestar así el empuje hacia arriba sobre la estructura;
- Para incrementar la descarga de una esclusa manteniendo atrás el nivel aguas abajo, ya que la altura será reducida si se permite que el nivel aguas abajo ahogue el salto

2.5. PROCESOS DE DISIPACION DE ENERGIA.

La operación de cualquier disipador de energía debe alcanzar la eliminación del excedente de la energía cinética en un flujo, evitando así el riesgo de socavación de las estructuras y de las obras que se ubican aguas abajo.

En términos generales, la energía es disipada mediante procesos de difusión de la velocidad entre partículas de agua que entran con alta energía cinética dentro de

una masa de agua con velocidades bajas o masa estática. Este efecto de difusión es similar al que se produce al aumento de temperatura. En base a este concepto, la energía mecánica se convierte en calor, sin embargo, este cambio de temperatura es muy pequeño y podría considerarse insignificante.

2.5.1 MECANISMOS UTILIZADOS

Para lograr los efectos que produce la disipación de energía, principalmente en hidráulica se utilizan algunas combinaciones de los siguientes métodos.

- Ingreso de una particular de agua dentro de una masa de agua y,
- Chorros de agua en el aire.

En el primer caso, está relacionada con el consumo de energía debido a intensos procesos de fricción interna que se manifiesta a través de la formación de vórtices, que generan principalmente en las zonas de corte o de alto gradiente de velocidad. Para inducir una eficiente disipación de energía, por lo tanto, resulta muy importante lograr zonas de alta turbulencia.

En el segundo caso, la disipación de energía resulta de la resistencia del aire ejercida durante la caída. Esta disipación es significativa si la altura de caída es pequeña y la diferencia de velocidades entre el chorro y el aire es considerable.

Frecuentemente, una combinación de estos métodos es utilizado para todo tipo de estructura de disipación. Fundamentalmente en estructuras que disipan la energía cinética mediante la fricción interna.

En todos los casos se logra una mayor eficiencia de la disipación de energía, mientras mayor sea la perturbación provocada en la masa del fluido (aire o agua), dentro de la que se introduce el chorro de agua con alta energía cinética.

2.5.2 LIMITACIONES DE USO

Como condición de prevención es necesario tener en cuenta que la disipación de energía se logra correctamente por una fuerte turbulencia o por una efectiva difusión del flujo. Sin embargo, los diseños de un dissipador de energía y elementos hidrodinámicos están expuestos constantemente a estos efectos que pueden tener grandes consecuencias para la estabilidad de las propias obras tales como:

- Vibraciones
- Pulsaciones
- Abrasión o
- Cavitación
- Erosión.

Los dissipadores de energía deben, por lo tanto ser diseñados para resistir todos los efectos muchas veces inevitables desde el punto de vista dinámico. Desafortunadamente, no existe material capaz de soportar firme y permanentemente los efectos de cavitación, ni tampoco de abrasión. Esto

representa una limitación importante para el dimensionamiento que debe ser considerada.

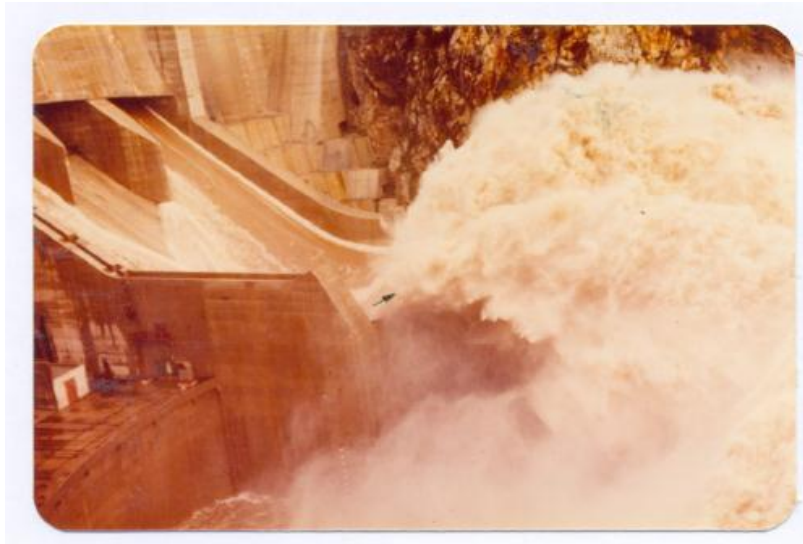
Es necesario, conocer y aplicar adecuadamente los límites físicos impuestos por los materiales comúnmente utilizados. La mayoría de disipadores de energía se debe construir en acero o concreto, de tal modo que las propiedades de estos materiales de construcción comunes fijen los límites de aplicación del diseño hidráulico.

2.6. TIPOS DE DISIPADORES DE ENERGIA

2.6.1 SALTO DE ESQUI

Se utiliza para grandes descargas, principalmente en los vertederos. Ésta se hace directamente sobre el río. Se utilizan unos trampolines para hacer saltar el flujo hacia un punto aguas abajo reduciendo así la erosión en el cauce y el pie de la presa. La trayectoria del chorro depende de la descarga, de su energía en el extremo y del ángulo con el que sale del trampolín. Su funcionamiento se ve con la formación de dos remolinos uno en la superficie sobre el trampolín y el otro sumergido aguas abajo; la disipación de la energía se hace por medio de éstos.

Existen dos modelos, sumergido y estriado, ambos con igual funcionamiento hidráulico y con las mismas características, que difieren únicamente en la forma de salir el agua.



Fotografía 2.1. CENTRAL HIDROELECTRICA ARCO RAPEL ubicada en la VI Región del Libertador General Bernardo O'Higgins, Chile. 1968

Fuente. <https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2009/1/CI51B/1/.../234614>

2.5.1.1 SALTO DE ESQUI SUMERGIDO- LISO

El funcionamiento hidráulico de este tipo de disipador se manifiesta por la formación del resalto hidráulico en la superficie del esquí.

El uso de los disipadores esquí sumergido puede ser perjudicial debido al desgaste que produce en las superficies de concreto, causado por el material que regresa a lo largo del borde del deflector debido al remolino en el fondo.

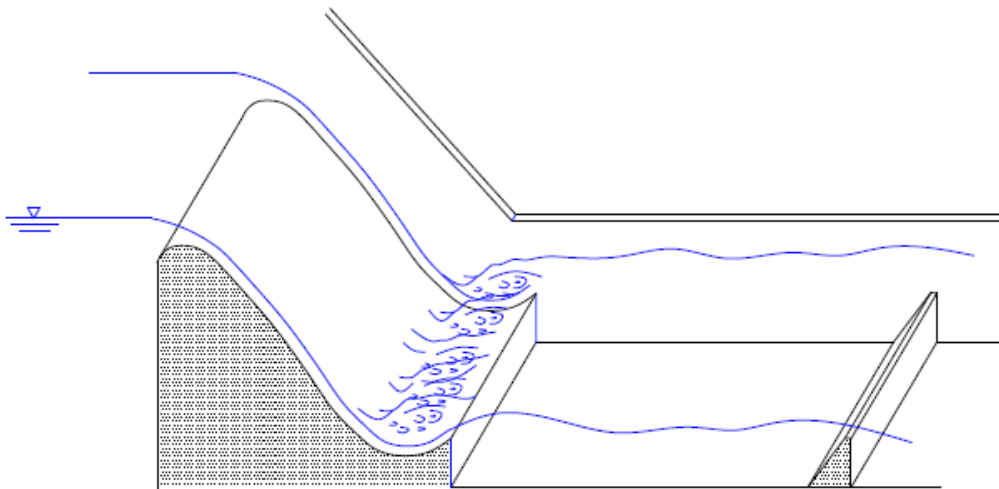


Figura 2.13: Salto de Esquí Sumergido.

Fuente. Ortiz, F. 2010. Modelo Hidráulico Físico de Disipadores de Energía, como ayuda de aprendizaje de la materia de Hidráulica. Tesis de Grado.

2.5.1.2 SALTO DE ESQUI ESTRIADO

Este tipo de disipador contiene estrías en el deflector obligando a separar el agua, el chorro de alta velocidad sale del borde con un ángulo menor, y solamente parte del chorro de alta velocidad va a dar a la superficie. De esta forma se produce una turbulencia menor en la superficie del vertedero, evitando así su erosión. Este tipo de disipador es más eficiente que el disipador esquí liso, ya que la corriente de agua es dividida por las estrías acelerando la dispersión de energía, el disipador tipo esquí estriado puede o no ser sumergido dependiendo las profundidades del cauce.

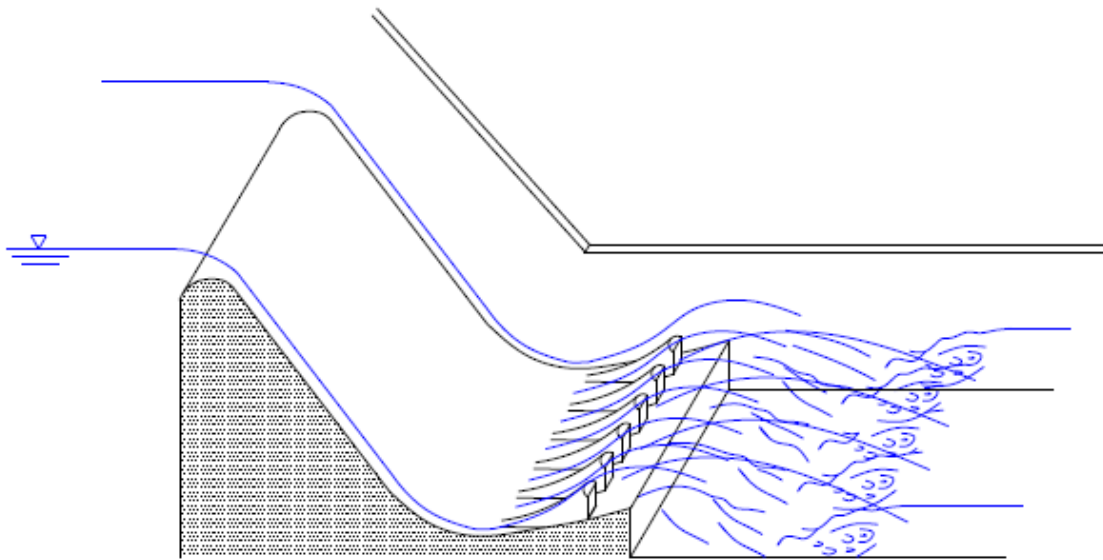


Figura 2.14: Salto de Esquí Estriado

Fuente. Ortiz, F. 2010. Modelo Hidráulico Físico de Disipadores de Energía, como ayuda de aprendizaje de la materia de Hidráulica. Tesis de Grado.

2.6.2 DISIPADOR CON BLOQUES DE IMPACTO O CON UMBRALES

Este tipo de disipador utiliza bloques o dados para controlar el salto hidráulico a la salida de una compuerta de una presa para estabilizar el resalto hidráulico dentro de los límites del disipador, pero en este caso, debido a que el tirante en un drenaje pluvial es muy variado no se puede diseñar una estructura con un valor específico donde la estructura trabaje a precisión y se pueda controlar el resalto hidráulico como en un disipador a la salida de una presa. En este caso se toma este tipo de disipador como ejemplo para crear una turbulencia forzada y también apreciar la forma con que se diseñan estos bloques de impacto como se puede ver en la figura 2.15

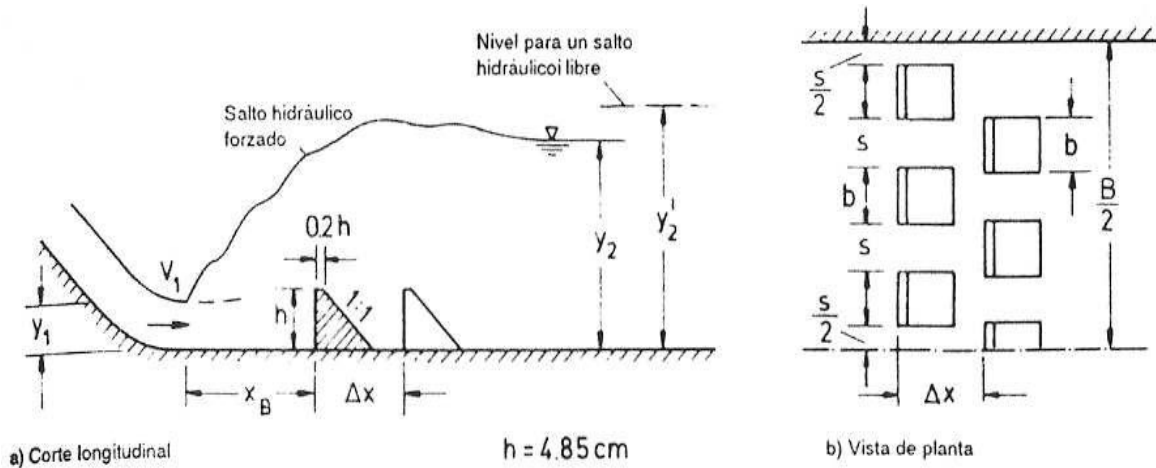


Figura 2.15: Bloques de Impacto

Fuente. Eduard Naudascher, Hidráulica de canales: diseño de estructuras. pág. 72

2.6.3 DISIPADOR CON UMBRAL CONTINUO Y DISCONTINUO (DENTADO)

Mancha (1963) analizó los disipadores que están limitados por un umbral continuo en lugar de un escalón. La función de estos umbrales es crear remolinos que se forman aguas abajo del umbral, es por eso que es importante proteger el fondo del canal en esta zona debido a que existe un alto riesgo de erosión del fondo. El sentido de giro del remolino puede hacer que el material del fondo sea transportado hacia el final de la estructura y de esta forma se evita la socavación al pie. Sin embargo, cuando las velocidades del flujo son mayores no se puede evitar la formación de cuencos de socavación más grandes y cuyas características dependen del material del fondo del canal, es por esto que un umbral dentado resulta más beneficioso como lo han demostrado las investigaciones.

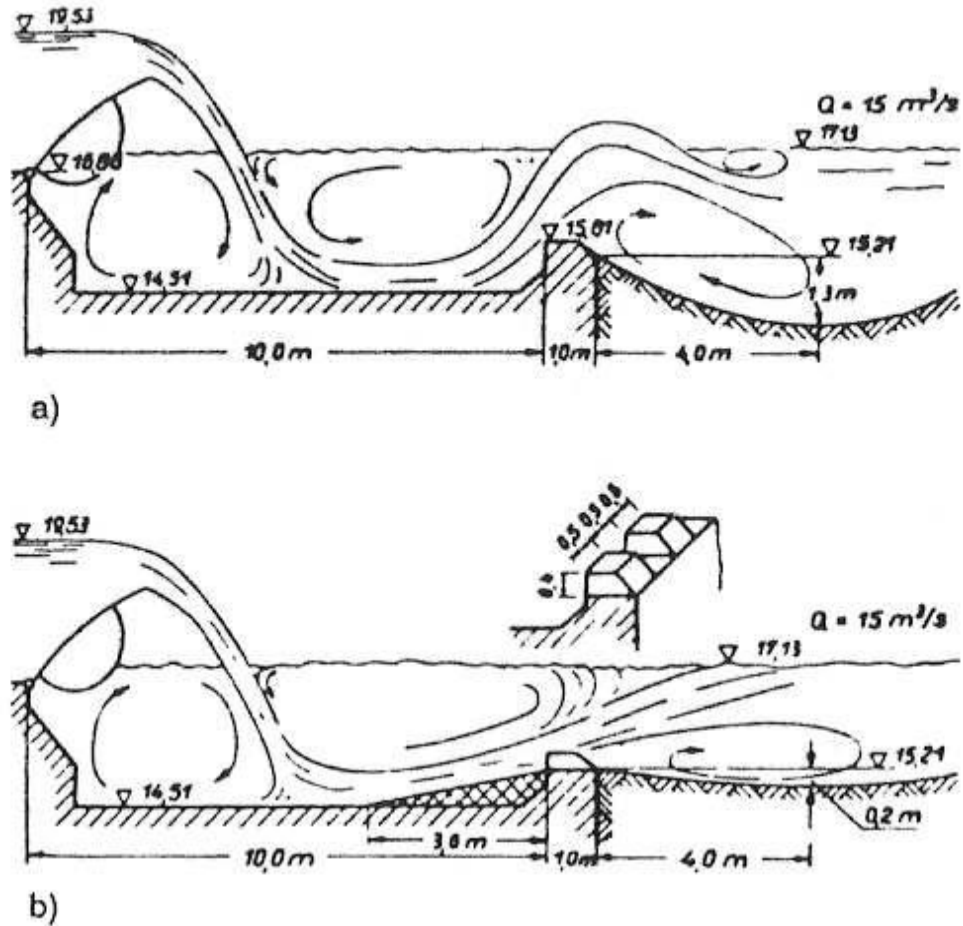


Figura 2.16: Disipador con umbral continuo y discontinuo

Fuente: Eduard Naudascher, Hidráulica de canales: diseño de estructuras. pág. 44

2.6.4 LOSAS PARA CANALES O DESCARGA DE VERTEDEROS

Se usa en canales donde el agua debe bajarse de una elevación a otra. La losa impide aceleraciones inconvenientes del flujo a medida que el agua avanza por el vertedero. El canal puede diseñarse para descargas hasta de $5.5 \text{ m}^3/\text{s}$ por metro de ancho y la caída puede ser tan grande como sea estructuralmente

factible. Con la losa el agua llegará al pie del vertedero con una velocidad relativamente baja y no requerirá tanque amortiguador.

Estas losas están provistas de accesorios especiales que incluyen bloques, umbrales y pilares deflectores. Estos accesorios tienden a estabilizar el resalto y por consiguiente mejoran su comportamiento

2.6.4.1 LOSA CON BLOQUES

Los bloques en la rápida se utilizan para conformar una estructura dentada a la entrada del canal de entrega. Su función es dividir el chorro de entrada y elevar una parte de él desde el piso, produciendo una longitud de salto más corta que la que sería posible sin ellos.

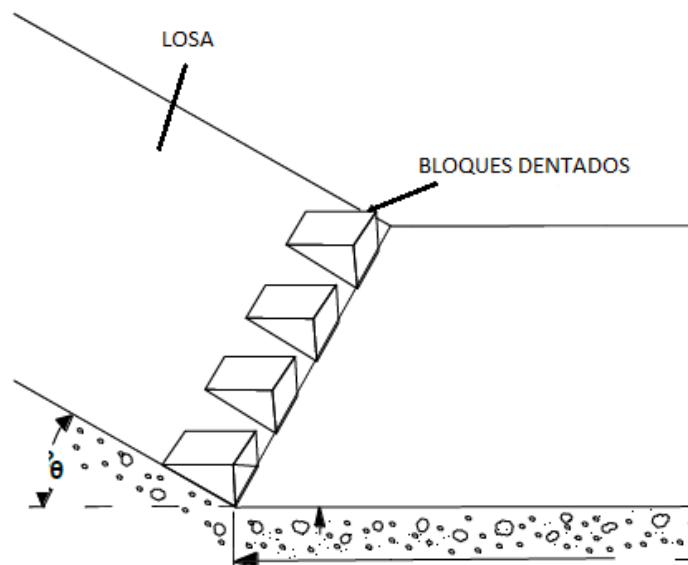


Figura 2.17: Losa con Bloques Dentados

2.6.4.2 LOSA CON REMATE DENTADO

Los umbrales dentados a menudo se colocan al final del canal de entrada. Su función es reducir además la longitud del resalto y controlar la socavación. Para canales largos, diseñados para altas velocidades de entrada, remate o umbral, por lo general, es dentado, para llevar a cabo la función adicional de volar la parte residual del chorro de alta velocidad que puede alcanzar el extremo de canal de salida.

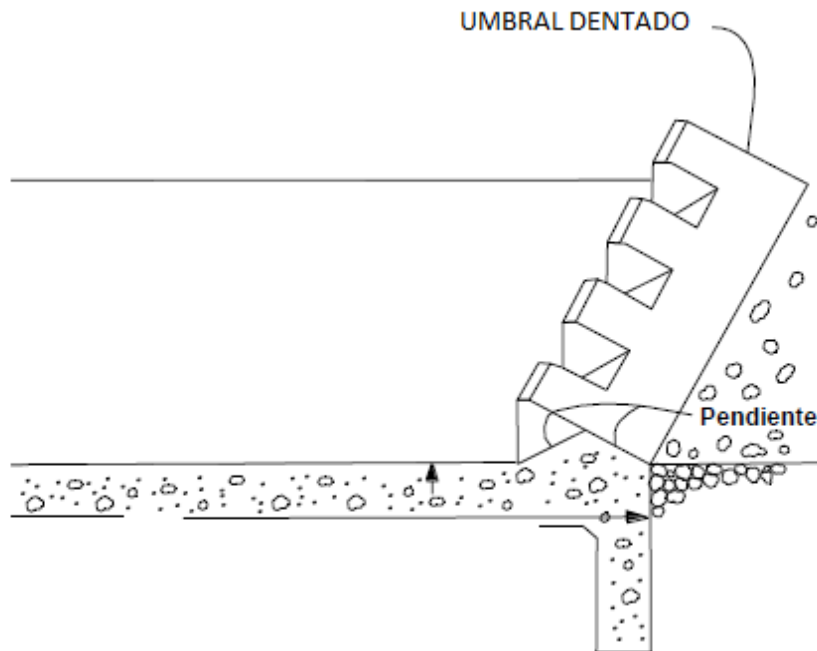


Figura 2.18: Umbrales a la salida del canal de entrega

2.6.4.3 LOSA CON PILARES DEFLECTORES

Son bloques localizados en posiciones intermedias sobre el piso del canal de entrega. Su función es disipar la energía principalmente mediante una acción de impacto.

Los pilares deflectores son muy útiles en pequeñas estructuras con velocidades de entrada bajas.

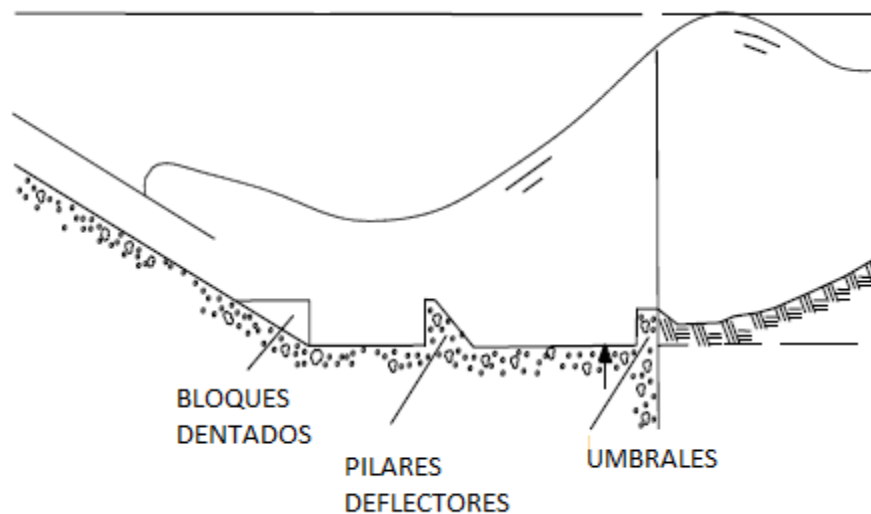


Figura 2.19: Pilares deflectores en el canal de entrega.

2.6.5 CAIDAS EN TUBO

En estas obras, el agua entra en una cámara desde la que sale una tubería que baja el desnivel que se quiere salvar. La energía que adquiere el agua en la tubería se disipa en la salida, producto del choque que se produce contra una pantalla ubicada en la cámara terminal de la obra.



Fotografía 2.2: Caídas en tubo en canales de fuerte pendiente

Fuente. <http://documentos.dga.cl/INF5049.pdf>

2.6.6 TANQUES AMORTIGUADORES

El tanque amortiguación es el sistema más común de disipación de energía que convierte el flujo supercrítico del vertedero en un flujo subcrítico compatible con el régimen del río aguas abajo. El método para lograr esta transición del flujo consiste en un simple resalto sumergido, formando un tanque de amortiguación de sección transversal rectangular. Pueden producirse variando la altura que cae el agua del vertedero o cambiando el ancho al pie de la estructura vertedora.

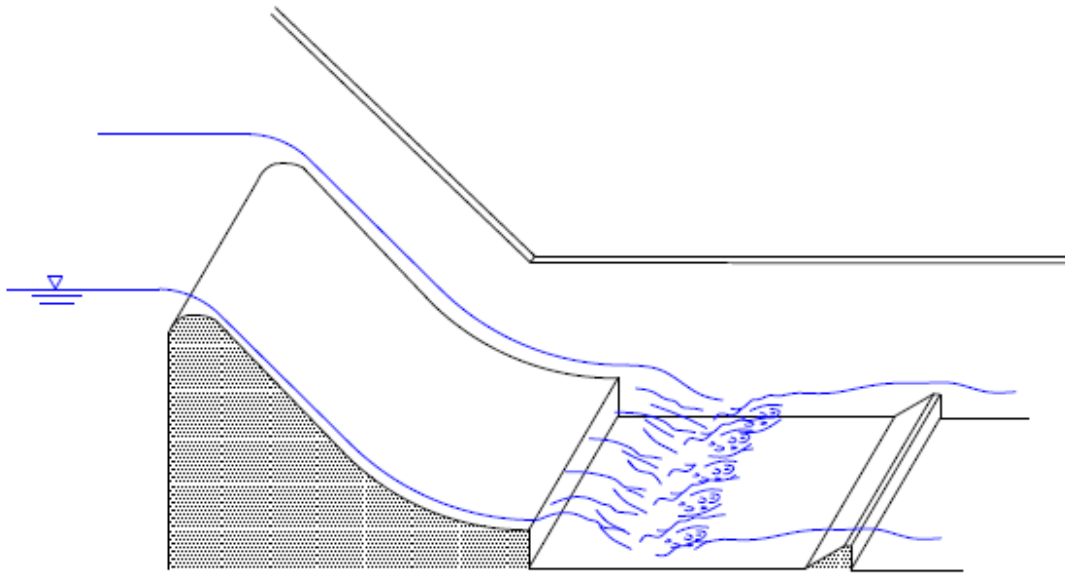


Figura 2.20: Disipador tipo tanque por cambio de profundidad.

Fuente. Ortiz, F. 2010. Modelo Hidráulico Físico de Disipadores de Energía, como ayuda de aprendizaje de la materia de Hidráulica. Tesis de Grado.

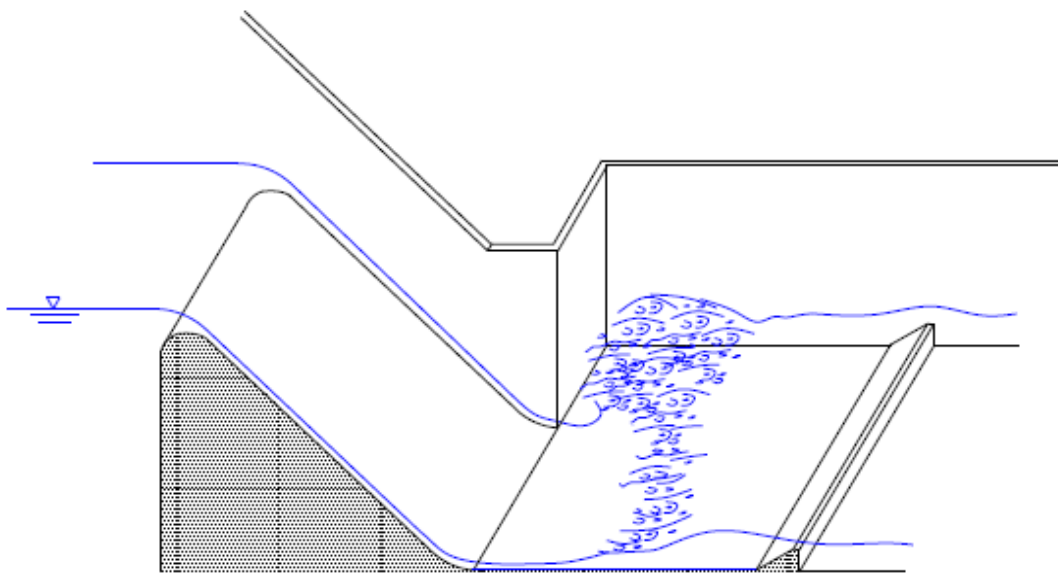


Figura 2.21: Disipador tipo tanque por cambio de ancho:

Fuente. Ortiz, F. 2010. Modelo Hidráulico Físico de Disipadores de Energía, como ayuda de aprendizaje de la materia de Hidráulica. Tesis de Grado.

2.6.7 ESTANQUES AMORTIGUADORES

El resalto que se produce en un estanque amortiguador tiene características especiales y toma una forma definida que depende de la energía de la corriente que debe disiparse en relación al tirante, el Bureau of Reclamation ha efectuado una serie completa de pruebas para determinar las propiedades del resalto hidráulico.

La forma del resalto y las características de su régimen se puede relacionar al factor cinético, de la descarga que entra al estanque; al tirante crítico o al parámetro del número de Froude.

Estanques adecuados en relación al número de Froude pueden producir un efecto amortiguador en las diferentes formas de resalto se describe como:

2.6.7.1 ESTANQUES PARA NÚMERO DE FROUDE menores de 1.7

Cuando el número de Froude es 1.7 el tirante conjugado es aproximadamente el doble del tirante de llegada o aproximadamente 40% mayor que el tirante crítico. La velocidad de salida es 30% menos que la velocidad crítica. No es necesario emplear estanques amortiguadores para la corriente cuando el número de Froude es menor a 1.7.

2.6.7.2 ESTANQUES PARA NÚMERO DE FROUDE entre 1.7 y 2.5

Los fenómenos de la circulación para estanques en los que los factores que influyen en ella tienen números de Froude que varían entre 1.7 y 2.5 quedarían en la forma designada como etapa previa del resalto. Como estas corrientes no están acompañadas de una turbulencia activa no son necesarios amortiguadores ni umbrales. El estanque debe ser lo suficientemente largo para dar cabida al prisma de la corriente en la que se está produciendo la retardación. Los tirantes conjugados y las longitudes del estanque permiten construir buenos estanques.

2.6.7.3 ESTANQUES PARA NÚMERO DE FROUDE entre 2.5 y 4.5. O

DISIPADOR USBR II.

Los fenómenos de resalto cuando los factores de la corriente de llegada tienen números de Froude que varían de 2.5 a 4.5 se designan como regímenes de transición, porque no se forma un verdadero resalto. Los estanques amortiguadores para este tipo de régimen son menos adecuados para producir una disipación efectiva, porque el oleaje resultante ordinariamente no se puede controlar con los dispositivos usuales en los estanques. Las ondas generadas por las corrientes persistirán más allá del extremo del estanque y con frecuencia debe amortiguarse por medios diferentes del estanque.

Cuando se tiene que construir un dispositivo amortiguador para disipar la energía en corrientes que tienen números de Froude comprendidos dentro de esta serie, el estanque se designa con el nombre de estanque tipo I o USBR según el U.S. Bureau of Reclamation (Departamento de Recuperación de los EE.UU.)

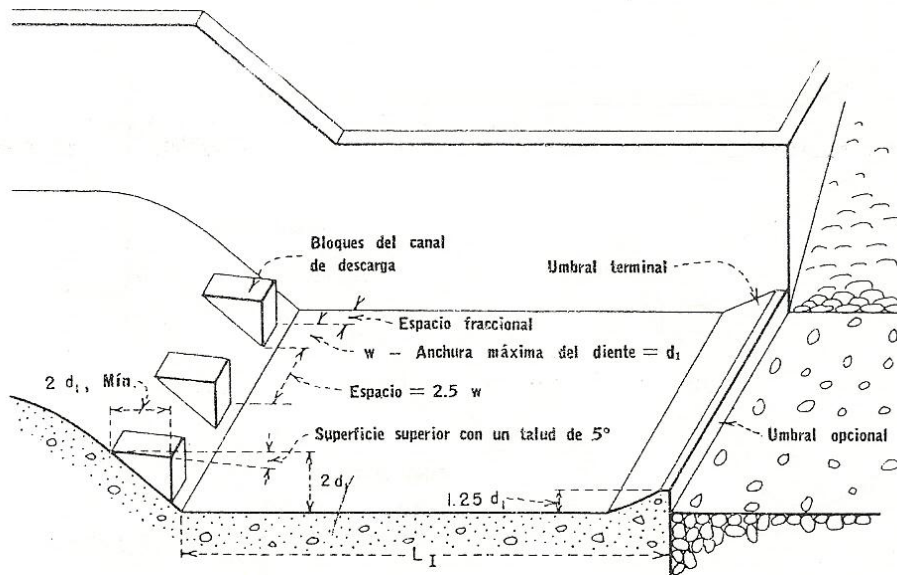


Figura 2.22: Dimensiones del estanque Tipo I

Fuente. Diseño de presas pequeñas. Pg 325.

2.6.7.4 ESTANQUES PARA NÚMERO DE FROUDE mayores a 4.5 O DISIPADOR USBR III

En los estanques en los que el valor del número de Froude del agua que llega es mayor de 4.5, se forma un verdadero resalto hidráulico. Los elementos del resalto varían de acuerdo con el número de Froude. La instalación de dispositivos adicionales, como bloques, deflectores y umbrales a lo largo del piso del estanque

producen un efecto estabilizador en el resalto lo que permite acortar el estanque y proporciona un factor de seguridad contra el corrimiento del resalto debido a lo inadecuado del tirante del agua de descarga.

El estanque que se muestra en la siguiente figura puede ser adoptado cuando las velocidades de llegada no excedan de 50 pies/seg. En este estanque se utilizan bloques, bloques amortiguadores y un umbral terminal, para acortar la longitud del resalto y para disipar la elevada velocidad de circulación dentro del estanque acortado.

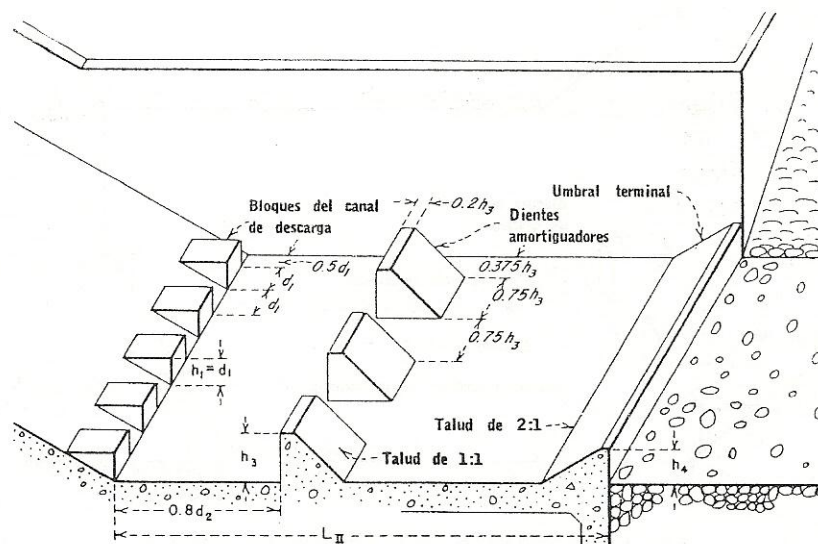


Figura 2.23: Dimensiones del estanque Tipo II

Fuente. Diseño de Presas Pequeñas. Pg 326.

Cuando las velocidades de llegada pasan de 50 pies/seg, o cuando se emplean bloques amortiguadores, se puede adoptar el estanque designado como del Tipo

III, debido a que la disipación se debe principalmente al efecto del resalto hidráulico, la longitud del estanque será mayor que la indicada para el estanque del Tipo II. Sin embargo, todavía serán efectivos los bloques del canal de descarga y el umbral terminal dentado para reducir la longitud que sería necesaria si no se usaran

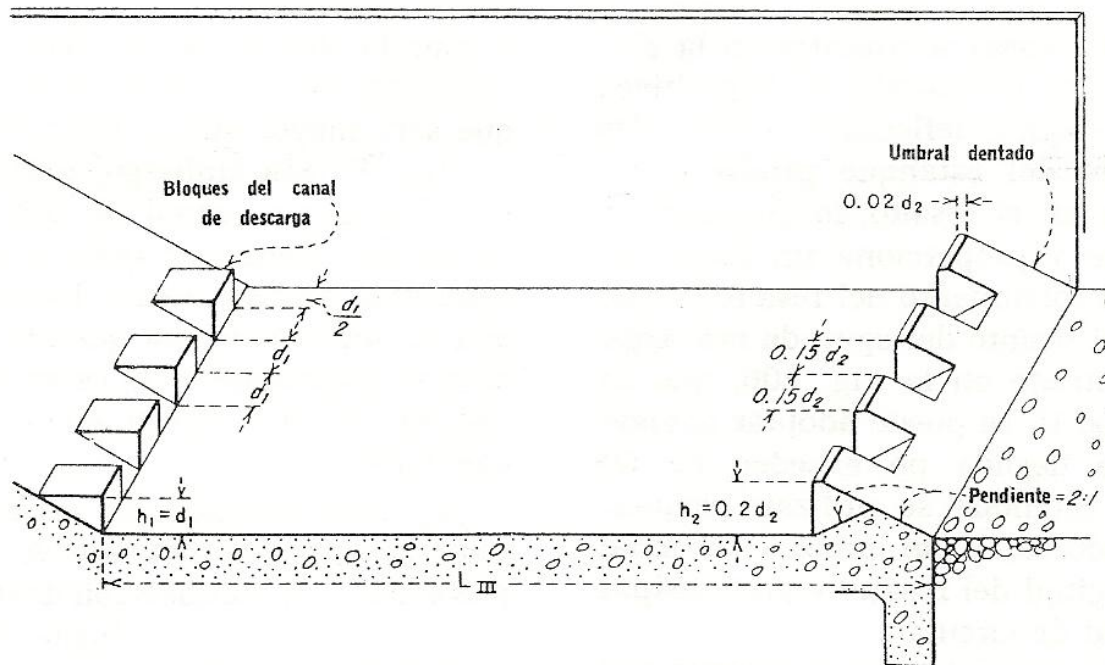


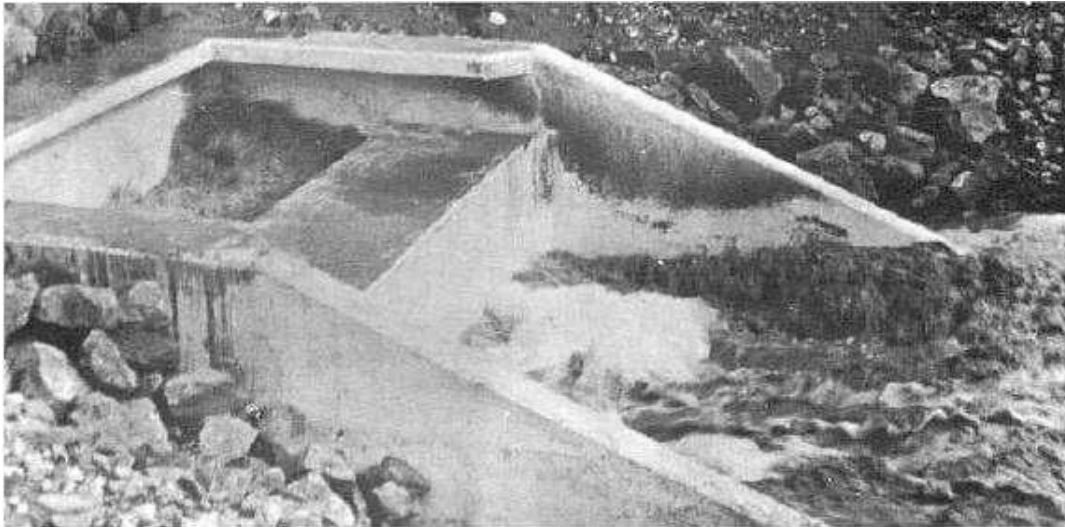
Figura 2. 24: Dimensiones del estanque Tipo III.

Fuente. Diseño de Presas Pequeñas. Pg 328.

2.6.7.5 ESTANQUE TIPO IMPACTO o DISIPADOR USBR VI.

Es una estructura amortiguadora donde la disipación se da cuando el chorro de llegada choca con un deflector vertical suspendido y por los remolinos que se forman debido al cambio de dirección de la corriente después de haber chocado

con el amortiguador. Es indispensable que la estructura sea lo suficientemente fuerte para soportar el empuje que produce el chorro sin deslizarse ni poner en peligro la presa.



Fotografía 2.3: Estanque amortiguador del tipo impacto en operación.

Fuente: U.S. Bureau of Reclamation, Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators.pág. 88

2.6.7.6 ESTANQUES DE INMERSIÓN

La energía se disipa por medio de choque ya que el agua cae libre y verticalmente en un estanque en el lecho del río. Debido al gran poder erosivo del agua, se tiene que revestir el cauce y sus paredes con rocas o concreto de modo que quede como una especie de piscina de clavados. De todas maneras los materiales sufren mucho desgaste por el constante choque por lo cual se le debe hacer un buen mantenimiento.

2.6.8 DISIPADOR DE REJILLAS

Es un disipador efectivo para pequeñas caídas. Esta estructura se ha probado para números de Froude con valores que varían de 2.5 a 4.5, determinados al nivel del lavadero. En este sistema la lámina vertiente se separa en varios segmentos largos, delgados, que caen casi verticalmente en el estanque que queda abajo, donde la disipación de la energía se hace por turbulencia. Para que sea efectiva, la longitud de la rejilla debe ser tal, que toda la corriente caiga a través de las ranuras antes de llegar al extremo de aguas abajo. La longitud es, por lo tanto, una función de la descarga total, de la velocidad de llegada y del área de las ranuras de la rejilla. Para mejorar el funcionamiento hidráulico se emplea un umbral semejante al del estanque del tipo I.

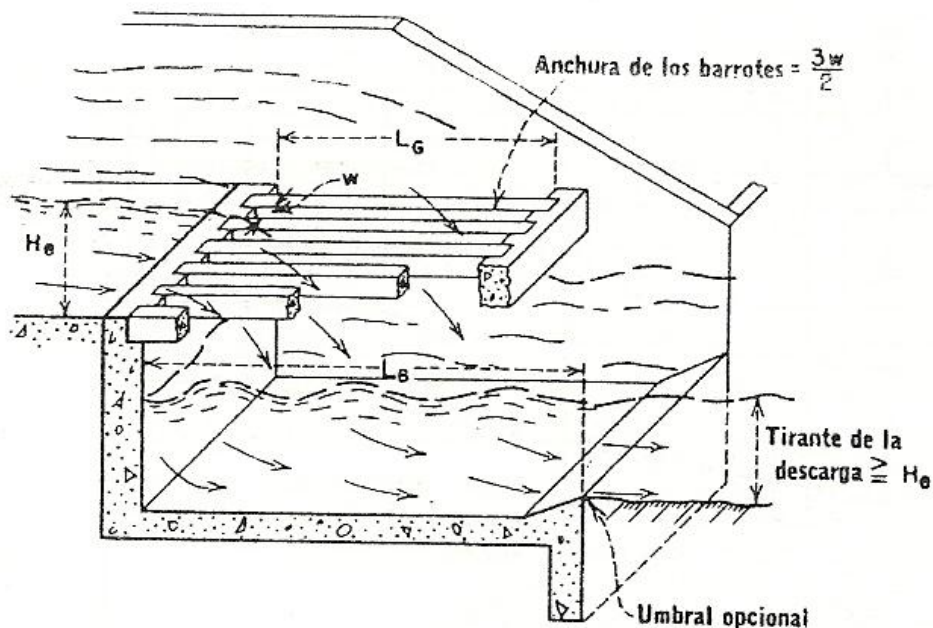


Figura 2.25: Disipador de rejillas de barrotes longitudinales.

Fuente. Diseño de Presas Pequeñas. Pg 340.

2.6.9 RÁPIDAS

2.6.9.1 LISAS

Son canales de fondo liso con pendientes adecuadas al terreno y donde el agua escurre a velocidad apreciable, llegando al pie de la ladera o talud con gran cantidad de energía cinética que requiere ser disipada mediante tanques amortiguadores para no erosionar el lecho del caude receptor del agua, ni poner en peligro la estructura por socavación de su pie. Son apropiados cuando la pendiente del terreno es superior al 30%. La estructura de este tipo de canales debe ser fuerte para soportar velocidades mayores a 6 m/s.



Fotografía 2.4: Canal de rápidas lisas.

Fuente. <http://www.geocities.com/gsilvam/estructuras.htm>

2.6.9.2 ESCALONADAS

Son canales con gradas o escalones donde, a la vez que se conduce el agua, se va disipando la energía cinética del flujo por impacto con los escalones, llegando el agua al pie de la rápida con energía disipada, por lo que no se hace necesaria alguna estructura adicional, o, dado el caso, una estructura pequeña.

Primero, se debe definir el régimen preferencial del flujo para el caudal de diseño, en cuanto a si este sería saltante (se caracteriza por una sucesión de chorros en caída libre que chocan en el siguiente escalón, seguidos por un resalto hidráulico parcial o totalmente desarrollado) o rasante (en él, el agua fluye sobre los escalones como una corriente estable rasando sobre ellos y amortiguándose por el fluido re circulante atrapado entre los escalones), teniendo en cuenta que la disipación de la energía, en el régimen saltante, se produce en cada escalón, al romperse el chorro en el aire, al mezclarse en el escalón o por formación de resaltos hidráulicos; y en el régimen rasante, se produce en la formación de vórtices en las gradas, debido a que las gradas actúan como una macro rugosidad en el canal.

Para el diseño de rápidas escalonadas se recomiendan:

- Estimar el caudal de diseño.
- Evaluar la geometría del canal (pendiente, altura y ancho).
- Seleccionar la altura óptima del escalón, para obtener el régimen de flujo seleccionado.

- Calcular las características hidráulicas del flujo.
- Calcular el contenido de aire disuelto aguas abajo de la estructura. En los regímenes de flujo saltante se debe airear el salto en su caída libre de un escalón a otro.
- Diseñar la cresta de la rápida.

Calcular la altura de las paredes del canal considerando un borde libre, para recoger las posibles salpicaduras o aumentos de caudal no previstos.

Si se desea disipar mayor energía se puede adicionar elementos para este propósito como bloques de cemento o salientes en la grada (que bloquean el flujo), rápidas escalonadas con tapas (que interceptan los chorros de agua o rápidas escalonadas con vertedero y pantalla.

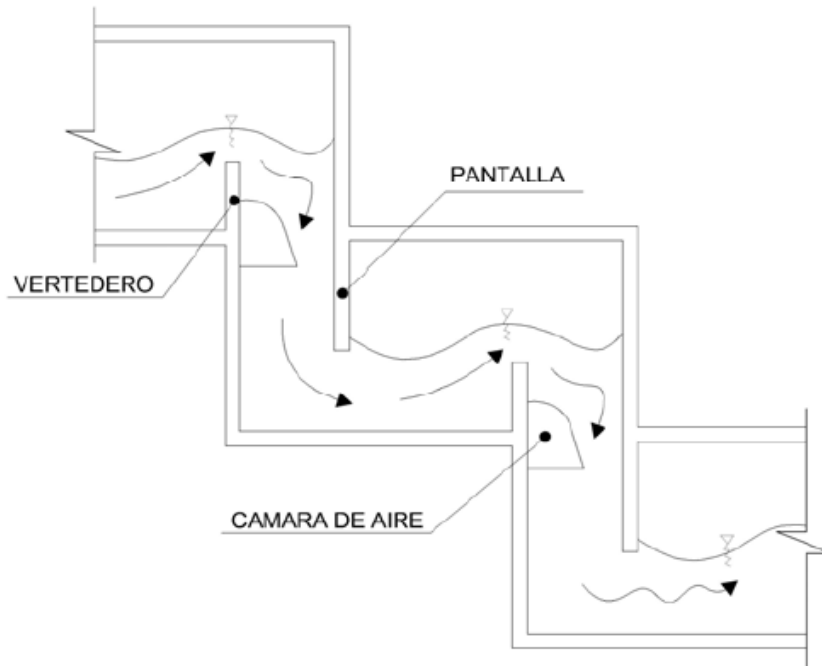


Figura 2.26: Rápida escalonada con vertedero y pantalla
 Fuente. VAUGHAN Y BARON , 1975.



Fotografía 2.5: Canal de raras escalonadas. Vista A.
 Fuente: Joan Nathalie Suárez H, 2008.



Fotografía 2.6: Canal de rápidas escalonadas. Vista B.

Fuente: Joan Nathalie Suárez H, 2008.

2.6.9.3 COMBINACION DE RAPIDAS LISAS Y ESCALONADAS

Son estructuras conformadas por canales de rápidas lisas que incluyen en su desarrollo longitudinal un escalón u otro elemento disipador de la energía cinética del flujo, prescindiendo en la mayoría de los casos del empleo de estructuras disipadoras en el pie de la estructura.

A este tipo de estructuras pertenecen: **Canal de Pantallas Deflectoras (CPD)** y **Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CR TC)** estas estructuras requieren de un diseño especial debido a que disipan la energía del flujo a lo largo del canal y no al pie de ésta.

2.6.9.3.1 CANAL DE PANTALLAS DEFLECTORAS (CPD).

Es un canal de sección rectangular y fondo liso que incluye pantallas deflectoras alternas colocadas a 45° con el eje del canal, las cuales cumplen el papel de elementos disipadores de energía, y pestañas longitudinales sobre los bordes de ambas paredes del canal que impiden que la estructura rebose.



Fotografía 2.7: Canal de Pantallas Deflectoras.

Fuente: John Alexander Pachón G, 2008.

2.6.9.3.2 CANAL DE RÁPIDAS CON TAPA Y COLUMPIO (CRTC)

Es un canal aplicable al caso de conducciones a lo largo de pendientes altas o muy altas (entre el 50% y el 173%) conformado por una serie de rápidas lisas de sección rectangular, que se interrumpen en las terrazas de un talud tratado o cada cierto tramo, de tal forma que en la transición de una rápida a otra se tiene un columpio que deflecta el chorro y lo proyecta contra una tapa existente en el inicio

de la siguiente rápida aguas abajo. El sistema columpio – tapa es complementado con un deflector que obliga al flujo a volver al canal. (Ver fotografías 2.8 y 2.9)



Fotografía 2.8: Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC). Vista A.

Fuente: John Alexander Pachón G., Marinela Valencia G., 2008.



Fotografía 2.9: Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC). Vista B.

Fuente: John Alexander Pachón G., Marinela Valencia G., 2008.

De acuerdo con lo planteado hasta aquí en cuanto a las características de diseño del CPD y del CRTC, el primero puede entregar las aguas conducidas al segundo, o recibirlas de él cuando la pendiente se suavice, cubriéndose así todos los rangos de pendiente; es decir, el CRTC y el CPD se complementan. (Ver Fotografía 2.10).



Fotografía 2.10: Combinación de CRTC y CPD.

Fuente: John Alexander Pachón G, 2008.

2.6.10 DISISPADORES POR RUGOSIDAD

Son canales rugosos que disipan energía, debido a la turbulencia causada por esa rugosidad. Comúnmente se construyen de piedra pegada con concreto o de elementos prefabricados



Fotografía 2.11: Torrentera de elementos prefabricados

Fuente: John Alexander Pachón G, 2008.

2.6.11 ESCALONES

2.6.11.1 DIQUES ESCALONADOS DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA ASENTADOS CON UNA MEZCLA FUERTE DE CEMENTO- ARENA

Para este tipo de estructura se deben tener un adecuado sistema de drenaje que permita evacuar el flujo de agua y lodo.

Se debe mantener una descolmatación de piedras y sedimentos antes de las lluvias después de la acción de cada huayco.



Fotografía 2.12: Disipadores de energía artificiales. Diques escalonados construidos en Quebrada El Silencio. Manizales - Caldas, Colombia.

Fuente: Carlos Enrique Escobar Potes

2.6.11.2 ESTRUCTURAS DE ESCALONES Y RAMPAS DISIPADORAS DE ENERGÍA, DE CONCRETO SIMPLE O EMPEDRADAS

Estructura que protege las laderas, ubicadas en los cauces de las quebradas, contra la erosión del agua y flujo de lodo y rocas evitando la formación de cárcava ó proteger el cauce de las cárcavas que afecten a la población asentada en la cercanía de esta. En algunos casos se hace necesaria la construcción de rampas en quebrada con pendiente fuertes, reduciéndose así la energía mediante el impacto y la disipación del aire que se produce.

Se recomienda mantener una descolmatación de piedras y sedimentos antes y después de las lluvias. Por su alto costo son poco usadas.



Fotografía 2.13: Rampa de concreto simple. Vista A.

Fuente. <http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc1747/doc1747-1.pdf>



Fotografía 2.14: Rampa de concreto simple. Vista B.

Fuente. <http://www.farcimar.pt/es/pre fabricados de betao/dissipador de energia.htm>

!

2.6.12 ESTRUCTURAS ARTESANALES DE CAÑA GUAYAQUIL O TRONCOS

Estructura que protege a la población, ubicada en pequeñas quebradas y taludes de laderas, contra la energía hidráulica de las aguas de lluvias y lodos.

Se recomienda mantener una descolmatación de materiales orgánicos y sedimentos antes y durante las lluvias



Fotografía 2.15: Disipadores usados en quebradas, en forma de trincheras.

Fuente. Instituto Nacional de Defensa Civil- Perú.



Fotografía 2.16: Disipadores de energía escalonados, usado en laderas. Vista A.
Fuente. Instituto Nacional de Defensa Civil- Perú



Fotografía 2.17: Disipadores de energía usados en laderas. Vista B
Fuente. Instituto Nacional de Defensa Civil- Perú.

2.6.13 COLCHONETAS DE GAVIÓN CON RECUBRIMIENTO DE PVC.

Las colchonetas se construyeron en forma longitudinal y transversal internadamente a lo largo de los cauces, para aumentar la rugosidad del lecho y disminuir así, la velocidad de la corriente del agua, controlando la energía hidráulica.



Fotografía 2.18: Colchonetas disipadoras de energía.

Fuente. <http://www.trical.net/documentos/document22.pdf>

2.6.14 CAIDAS

2.6.14.1 CAIDAS VERTICALES

Las caídas son estructuras utilizadas en aquellos puntos donde es necesario efectuar cambios bruscos en la rasante del canal, permite unir dos tramos (uno

superior y otro inferior) de un canal, por medio de un plano vertical, permitiendo que el agua salte libremente y caiga en el tramo de abajo.

La finalidad de una caída es conducir agua desde una elevación alta hasta una elevación baja y disipar la energía generada por esta diferencia de niveles. La diferencia de nivel en forma de una caída se introduce cuando sea necesario de reducir la pendiente de un canal.



Fotografía 2.19: Caída vertical

Fuente. <http://es.scribd.com/doc/7859592/Diseno-de-caidas-verticales>



Fotografía 2.20: Caída inclinada

Fuente. <http://es.scribd.com/doc/7859592/Diseno-de-caidas-verticales>

2.6.14.2 DISIPADOR CAIDA LIBRE

Esta descarga posee un disipador de energía de caída libre, el agua cae a un tanque de donde después rebalsa de una forma más controlada. La tubería está cubierta por una losa por lo que no es posible ver la salida de la misma. Pareciera que la parte final de la descarga es un tipo de caída para generar resalto hidráulico antes de rebalsar.



Fotografía 2.21: Descarga y dissipador caída libre.

Fuente. Carlos Enrique Escobar Potes

2.6.15 POZA DISIPADORA

O salidas con obstáculos (baffled outlets) son usadas como disipadores de energía en este tipo de estructuras.

En una poza disipadora el agua fluye desde el tramo corto de pendiente pronunciada a una velocidad mayor que la velocidad crítica. El cambio abrupto en la pendiente, donde la pendiente suave del piso de la poza disipadora se une con el tramo corto de pendiente pronunciada, fuerza el agua hacia un salto hidráulico y la energía es disipada en la turbulencia resultante.

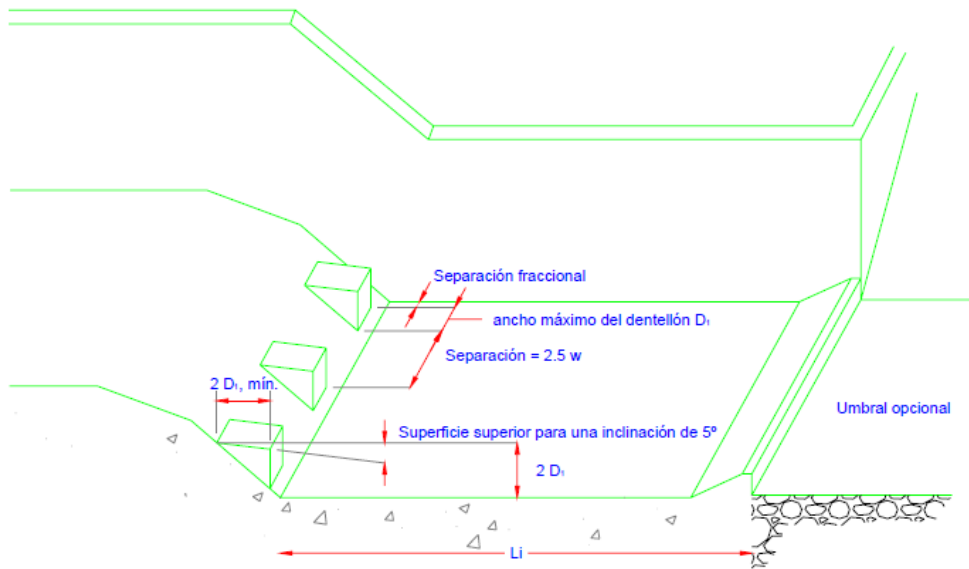


Figura 2.27: Poza disipadora y umbral terminal

Fuente. Julio Palomino Bendezu.

2.6.16 DISIPADOR DE AZUDES

2.6.16.1 AZUDES EN CADENA

Las canalizaciones de los segmentos medios de barrancos que corresponden a áreas muy urbanizadas del territorio insular, con pendientes de fondo que sustentan flujos rápidos o supercríticos, con capacidades de arrastre y de erosión elevados, suelen requerir de una disipación de la energía del agua superior a la que tiene lugar en esquemas de obras basados en tramos de rápidas con la rugosidad “normal” del hormigón.

Los diseños de las obras no pueden, entonces, limitarse al empleo “puntual” de los disipadores clásicos del tipo de caída vertical y estanques o pozos de amortiguación ubicados aguas abajo de una caída o de los tramos de rápida sino que requieren, también, de la disipación de la energía a todo lo largo de la obra.

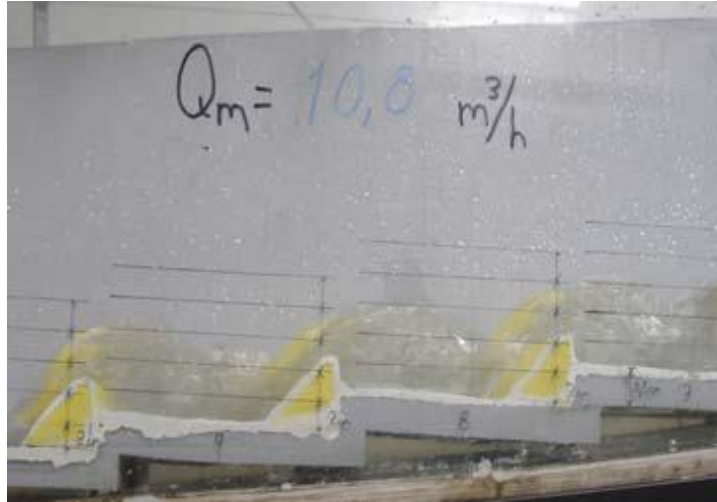


Fotografía 2.22: Cadena de azudes
Fuente. JUAN EUSEBIO GONZÁLEZ FARIÑAS

2.6.16.2 ESCALONADO CON AZUDES

El modelo de la variante de escalonado con azudes, según proyecto, funciona con la formación de un salto hidráulico encajado entre los azudes, que se inicia al pie o muy próximo al pie del azud de aguas arriba, para caudales inferiores al 29% del caudal para $T = 50$ años. A partir de ese valor, el salto hidráulico tiende a lavarse, es decir, a producirse el salto en una sección intermedia entre los azudes. En

consecuencia, el dimensionamiento adoptado en proyecto, considerando sólo el escalonado y los azudes, requiere de modificaciones.



Fotografía 2.23: Azudes Escalonados, Salto hidráulico entre azudes
Fuente. JUAN EUSEBIO GONZÁLEZ FARIÑAS

2.6.17 POZOS DE CAIDA LIBRE

Como su nombre lo indica induce un movimiento de caída libre, en el caso de una lámina vertiente que ingresa a un pozo vertical y cuya estructura depende del nivel de aireación sobre la superficie libre inferior del chorro. La estructura está conformada por un pozo vertical que puede ser de sección transversal rectangular o circular, requiriendo además al pie una cámara de disipación y desaireación. En esta cámara se debe disipar la energía que aparece por el impacto del chorro de caída sobre la base de la estructura.

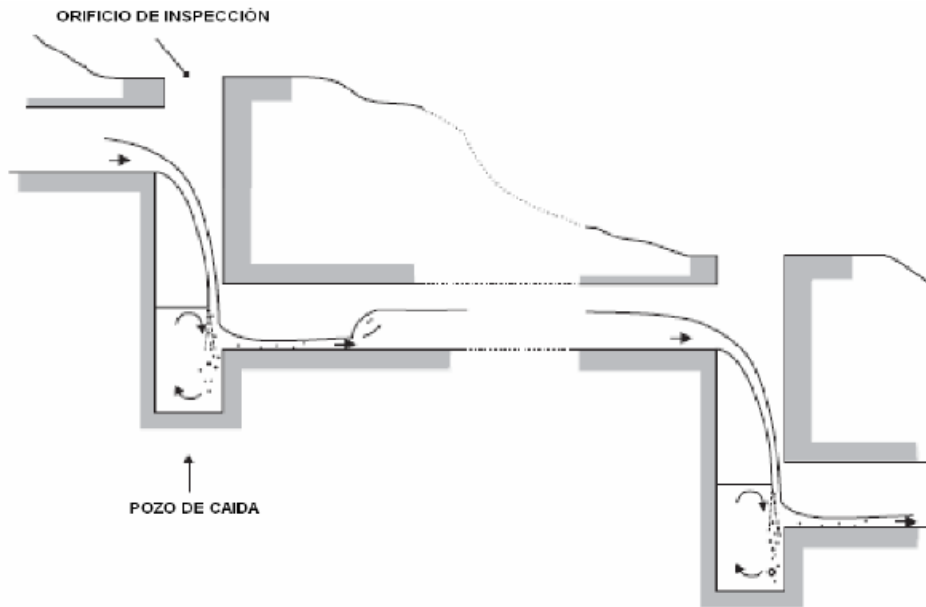


Figura 2. 28: Pozo de caída vertical

Fuente. Haro P, Jara M. 2006. Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad. Tesis de grado.

2.6.18 DESCARGADOR A VORTICE

Es una estructura hidráulica que se caracteriza porque induce un movimiento helicoidal en el ingreso a un pozo de caída vertical que se mantiene a lo largo de toda la pared interior del tubo vertical, provocando la disipación de energía, durante el descenso, debida a la fricción y a la curvatura de las líneas de corriente. Esta estructura garantiza la presencia de un núcleo de aire al interior del tubo vertical provocando que la caída helicoidal sea estable y sin fluctuaciones de profundidad o de presión, lo que genera un flujo apropiado en la cámara que se encuentra al pie del tubo.

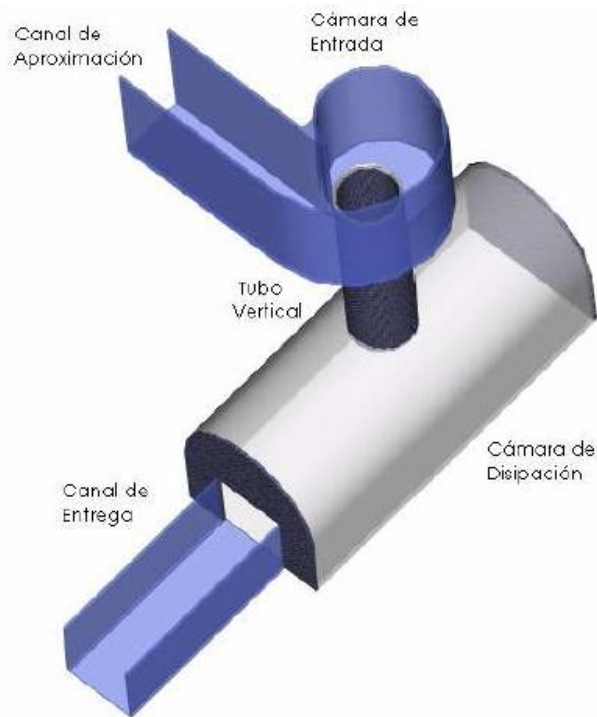


Figura 2.29: Elementos descargador a vórtice.

Fuente. Haro P, Jara M. 2006. Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad. Tesis de grado.

2.6.19 POZO DE BANDEJAS

Es una estructura recomendada para efectuar cambios de nivel, en colectores con diferencias de altura mayores a los 2 m, que cumple además con la función de disipar energía y permitir el cambio de dirección del flujo de salida de la obra. Está formada por una sección transversal cuadrada y un desarrollo vertical igual al desnivel que debe salvar; es decir que se trata de una estructura que no necesita espacio para un desarrollo longitudinal puesto que obliga a que el descenso del flujo se realice en forma vertical. Para ello se debe construir, dentro del pozo, una serie alternada de plataformas de sección rectangular. De acuerdo con la

recomendación inicial, frente al colector elevado se dispone de una pantalla plana vertical, que corresponde al primer elemento de impacto, cuya función debería ser la reducción de la velocidad del flujo de ingreso y la intercepción del chorro para lograr un cambio brusco de dirección hacia las bandejas horizontales inferiores.

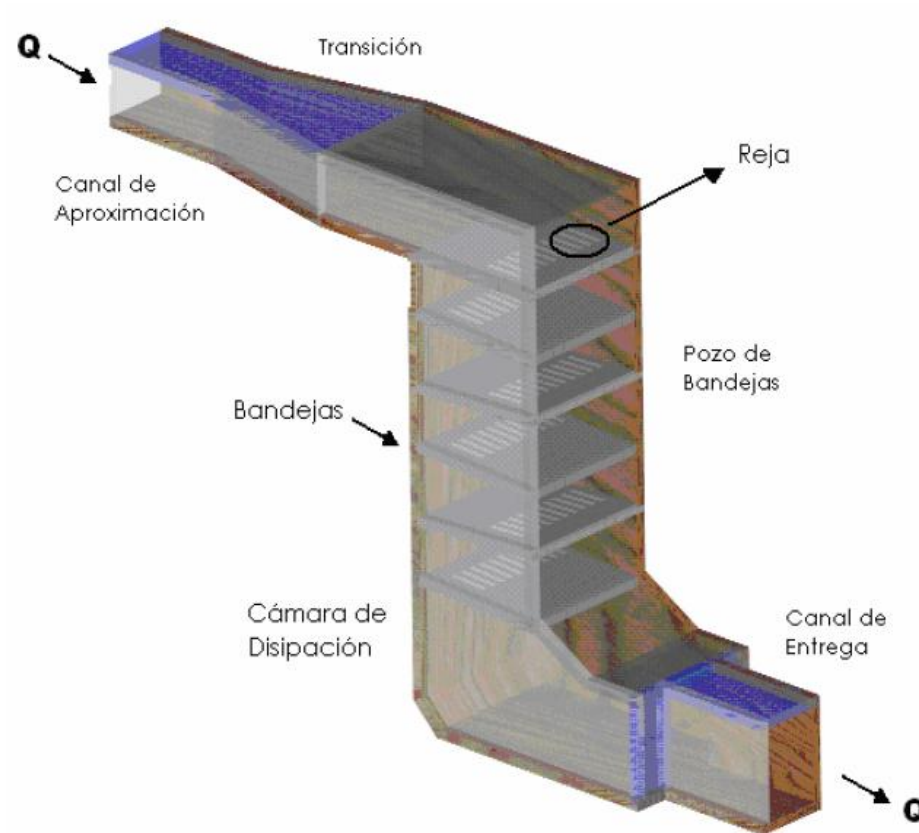


Figura 2.30: Esquema general del Pozo de bandejas

Fuente. . Haro P, Jara M. 2006. Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad. Tesis de grado.

En la operación de la estructura se supone que el flujo de agua entre bandejas horizontales forma una cascada caracterizada por un escurrimiento con superficie

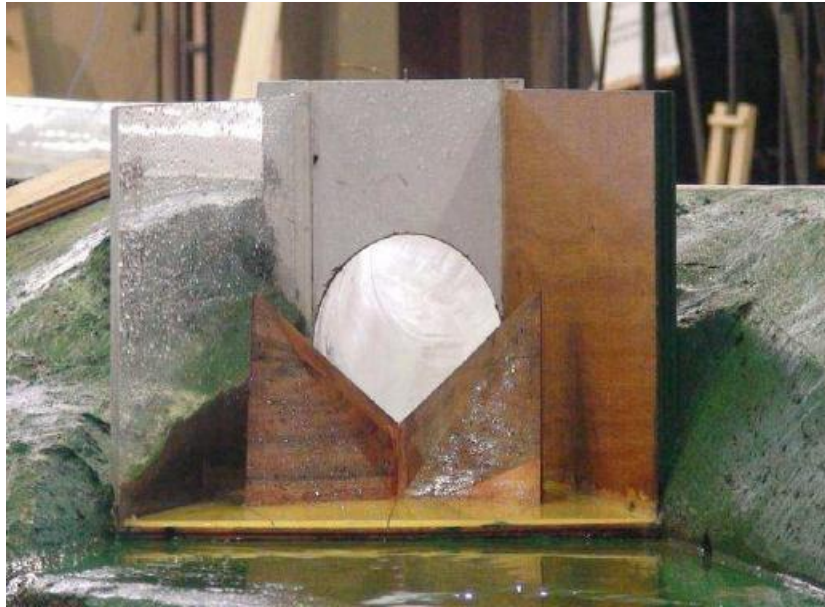
libre. Entre bandejas se ha definido una altura denominada zonas de vórtice con aireación del flujo.

En la parte final del pozo se prevé la formación de un colchón de agua que permita la disipación de la energía residual antes de entregar al flujo al colector de aguas abajo.

2.6.20 DISIPADOR TIPO KUMIN

Es una estructura fue desarrollada por el instituto Hidrotécnico VEDENEEV (VNIIG), en Leningrado, Unión Soviética. Es una estructura compacta, de tipo supercavitante, provista de bloques disipadores de geometría un poco compleja. Las alturas de los bloques no son constantes, aumentando desde la parte central a los extremos.

Este tipo de estructura muestra como característica principal que las dimensiones de funcionamiento se fijan en función al número de Froude del flujo entrante y de los calados conjugados. Sin embargo es necesario para los tipos de estructuras de disipación normalizadas, realizar ensayos, en modelos hidráulicos para asegurar el correcto funcionamiento del cuenco que genera la disipación de energía.



Fotografía 2.24: Disipador de energía tipo Kumin

Fuente. Juma, J. 2012. Estudio en modelo hidráulico de las estructuras de salida de los túneles en el aprovechamiento Hidroeléctrico Sopladora. Tesis de Grado.

2.6.21 CONCAVIDAD DISIPADORA CON ESCALON POSITIVO

Foster y Skrinde (1949) investigaron la influencia de un escalón positivo de determinada altura sobre las características del resalto hidráulico. Este es un tipo de disipador muy básico que se coloca en el canal en la parte donde se produce el resalto.

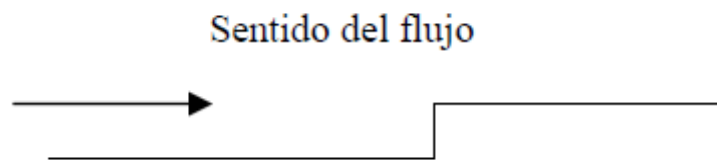


Figura 2.31: Escalón positivo

2.6.22 DISIPADOR CON ENSANCHAMIENTO

Otra forma de diseñar un disipador consiste en crear un ensanchamiento repentino del canal o estructura disipadora. Con esto se disminuye la presión del flujo al disminuir el tirante y crear un cambio en el tipo de flujo.

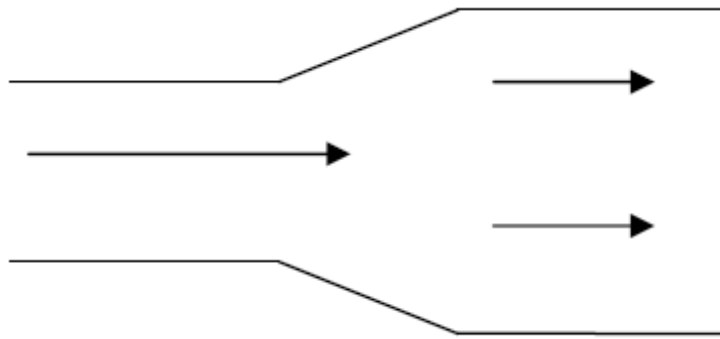


Figura 2.32: Disipador con ensanchamiento

2.7. ESTRUCTURAS DE DISIPACION DE ENERGIA SELECCIONADAS

Para la selección del tipo de disipador se debe tener las siguientes consideraciones:

- Energía de la corriente.
- Economía y mantenimiento ya que éste eleva mucho el costo.
- Condiciones del cauce aguas abajo (roca, suelo erodable, etc).

- Ubicación de las vías de acceso, casa de máquinas, y demás estructuras hidráulicas ya que su seguridad no puede quedar comprometida.
- Congelamiento.
- Efecto de las subpresiones y del vapor de agua sobre las instalaciones.
- Daños causados a la fauna y la flora por la erosión.
- Proyectos y poblaciones aguas abajo.

CAPÍTULO III

DISEÑO ESTRUCTURAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

3.1. COMBINACION DE RÁPIDAS LISAS Y ESCALONADAS

3.1.1 DESCRIPCION

Son estructuras conformadas por canales de rápidas lisas que incluyen en su desarrollo longitudinal un escalón u otro elemento disipador de la energía cinética del flujo, prescindiendo en la mayoría de los casos del empleo de estructuras disipadoras en el pie de la estructura.

A este tipo de estructuras pertenecen el Canal de Pantallas Deflectoras (CPD) Y el Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC); estas estructuras requieren de un diseño especial debido a que disipan la energía del flujo a lo largo del canal y no al pie de ésta.

Canal de Pantallas Deflectoras (CPD).

Es un canal de sección rectangular y fondo liso que incluye pantallas deflectoras alternas colocadas a 45° con el eje del canal, las cuales cumplen el papel de elementos disipadores de energía, y pestañas longitudinales sobre los bordes de ambas paredes del canal que impiden que la estructura rebose.

Las pantallas deflectoras desvían el flujo lateralmente disminuyendo la velocidad en el caso de que el caudal sea pequeño, es decir que no rebose la altura de las pantallas, y si el caudal es grande actúan como grandes rugosidades permitiendo la disipación de la energía en el fondo del canal



Fotografía 3.1: Canal de Pantallas Deflectoras.

Fuente: John Alexander Pachón G, 2008.

El CPD es “aplicable al caso de conducciones a lo largo de pendientes pronunciadas (entre el 10% y el 50%), que evita velocidades exageradas y entrega el flujo con energía disipada, sea cual fuere la longitud del canal y la diferencia de nivel entre sus extremos.

Tiene la propiedad de conservar prácticamente constante su capacidad al variar la pendiente dentro de un amplio rango, razón por la cual es adaptable a las sinuosidades de los perfiles sin necesidad de variar la sección y sin exigir excavaciones excesivas para su construcción.

Ya que el diseño no presenta ninguna arista horizontal ni zonas de estancamiento, la estructura previene la sedimentación de material en suspensión y la obstrucción con cuerpos flotantes, siendo apta para la conducción de aguas negras y aún de lodos.

Las principales características del CPD son:

- Capacidad prácticamente constante para el rango de pendientes entre 10% y 50%.
- Adaptabilidad a las sinuosidades de los perfiles, sin necesidad de variar la sección.
- Economía notable en la excavación, como consecuencia de la característica anterior.

- Baja velocidad en relación con la del canal sin pantallas, y dentro de los límites tolerables para el concreto.
- Disipación de energía dentro del canal, sin requerir estructuras disipadoras especiales a la entrada o a la salida.
- Auto limpieza, ya que no hay zonas de estancamiento en donde pueda presentarse sedimentación.
- Facilidad y sencillez en la formaletería.

Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC)

Es un canal aplicable al caso de conducciones a lo largo de pendientes altas o muy altas (entre el 50% y el 173%) conformado por una serie de rápidas lisas de sección rectangular, que se interrumpen en las terrazas de un talud tratado o cada cierto tramo, de tal forma que en la transición de una rápida a otra se tiene un columpio que defleca el chorro y lo proyecta contra una tapa existente en el inicio de la siguiente rápida aguas abajo. El sistema columpio – tapa es complementado con un deflector que obliga al flujo a volver al canal.

Gran parte de la energía se disipa en el módulo columpio-tapa, al generarse una turbulencia y aireación del flujo en el punto de impacto del chorro de agua con la tapa, lo cual proporciona que en el momento de llegada del agua al pie de la ladera o talud el porcentaje de energía disipada en toda la trayectoria de la estructura sea lo más alto posible.

Las principales características del CRTC son:

- Es complementario con el Canal de Pantallas Deflectoras.
- El diseño especial del columpio en el escalón evita la presencia de obstáculos en el flujo.
- Proporciona una gran capacidad de descarga, a pesar de la fuerte pendiente.
- Capacidad prácticamente constante para el rango de pendientes entre el 50% y el 173%.
- Puede adaptarse fácilmente al perfil del talud o drenaje haciendo que los escalones del canal coincidan con las zanjas o cunetas construidas a lo largo del talud.
- Permite altos niveles de disipación de energía.
- Previene la sedimentación y la obstrucción con basuras.
- Admite colectores laterales en el escalón.
- Las tapas sirven de puente en las terrazas.
- Es de fácil mantenimiento.
- Ofrece economía y facilidad en la construcción (con el uso de formaletas tipo y pocas excavaciones).



Fotografía 3.2: Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC).

Fuente: John Alexander Pachón G., Marinela Valencia G., 2008.

De acuerdo con lo planteado hasta aquí en cuanto a las características de diseño del CPD y del CRTC, el primero puede entregar las aguas conducidas al segundo, o recibirlas de él cuando la pendiente se suavice, cubriéndose así todos los rangos de pendiente; es decir, el CRTC y el CPD se complementan.



Fotografía 3.3: Combinación de CRTC y CPD.

Fuente: John Alexander Pachón G, 2008.

3.1.2 DISEÑO DE UN CANAL DE PANTALLAS DEFLECTORAS (CPD)

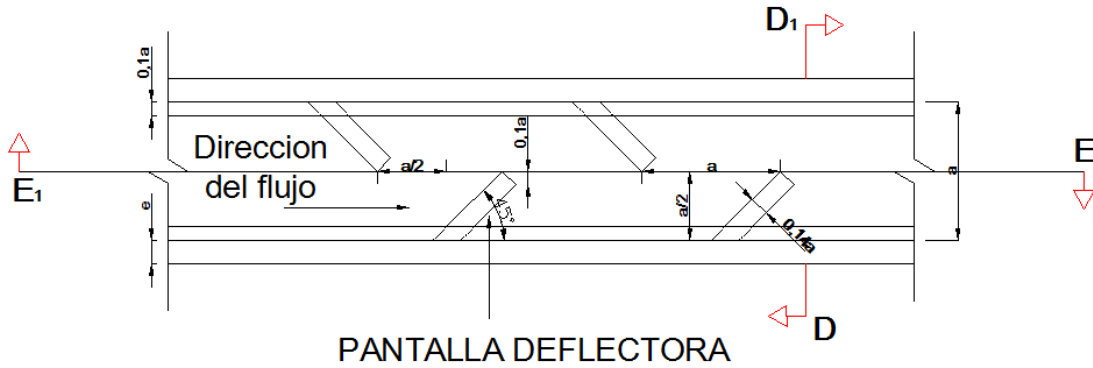
Cuando el sistema de vertimiento de aguas requiera, en razón de las pendientes que se manejan (entre el 10% y el 50%), diseñar únicamente un Canal de Pantallas Deflectoras, los criterios de diseño que se utilizarían serían los siguientes:

- “La sección debe diseñarse para el tramo de mayor pendiente que presente el perfil longitudinal del canal, y esa misma servirá para pendientes menores.

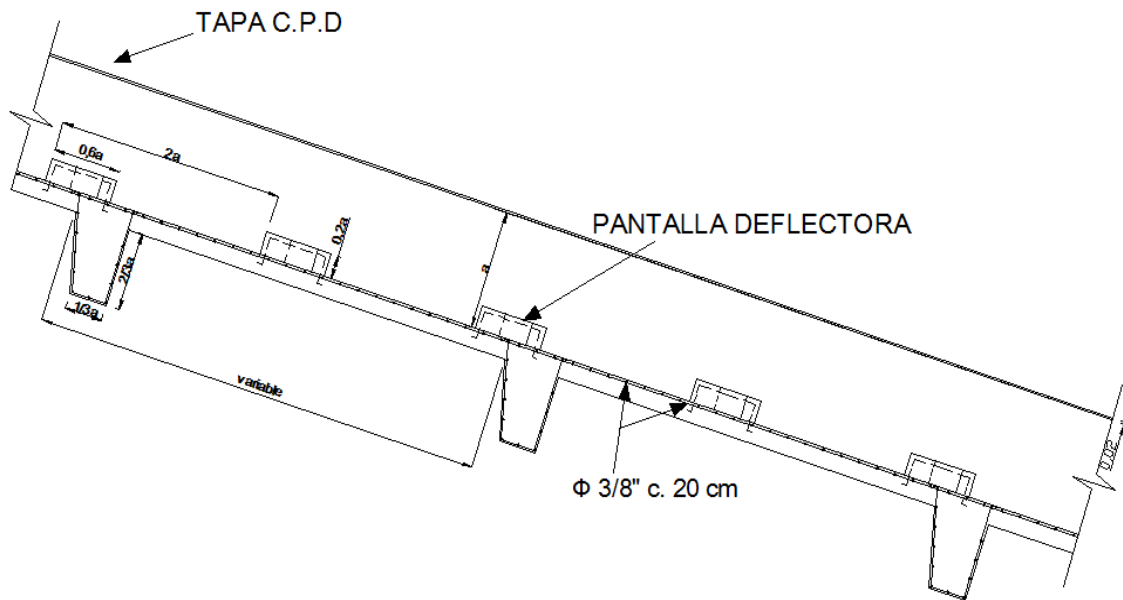
- La velocidad de entrada al canal no debe ser mayor que la que tendría dentro de él en una pendiente del 50%. Si no se cumple esta condición, se puede lograr la disipación dentro del mismo canal aumentando la altura y/o la pestaña en el tramo inicial. Se recomienda estudiar este caso con un modelo hidráulico para las condiciones particulares.
- La entrega del canal puede consistir en aletas y enrocado, prescindiendo de la estructura de disipación de energía si el último tramo del canal es de pendiente moderada.
- Deben calcularse curvas horizontales y verticales evitando así quiebres pronunciados en su trayecto que podrían producir desborde y erosión en la estructura. En el caso de que se requieran curvas horizontales con mayor curvatura que la calculada, basta con aumentar convenientemente la pestaña del lado exterior.
- Se deben colocar drenajes paralelos para evitar las subpresiones.
- La entrega de tributarios al canal, como tuberías, cunetas, etc., debe efectuarse en el punto medio entre dos pantallas consecutivas del mismo lado y a altura mayor que la de las pantallas, sin interrumpir la pestaña superior del canal.
- Las pantallas pueden prefabricarse, mientras sea práctico, y pueden dejarse cortas con el objeto de permitir un espacio entre ellas y las paredes del canal,
- para simplificar la formaleta lateral. El espacio se rellenará posteriormente con concreto.

- El diseño es aplicable también a alcantarillas de cajón, aumentando convenientemente la altura para permitir aireación

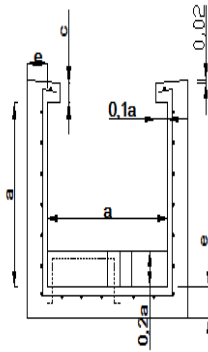
PLANTA CPD



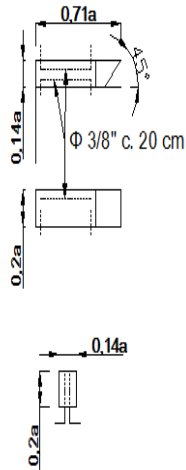
CORTE E-E1



CORTE D-D₁



PANTALLA



PLANTA

ELEVACION

SECCION

a (m)	e (cm)	c (cm)
$a \leq 0,75$	12	10
$0,75 < a < 0,95$	15	10
$a > 0,95$	20	13

Figura 3.1: Esquema geométrico y de refuerzo estructural sugerido.

3.1.3 METODOLOGIA DE UN CANAL DE PANTALLAS DEFLECTORAS (CPD)

1. Obtener el valor de a (ancho del canal), a partir del cual se define el resto de las dimensiones del mismo en función de su pendiente media y el caudal de diseño (obtenido como se mencionó en el numeral anterior), a partir de la siguiente relación única, obtenida de promediar aritméticamente los coeficientes de las que se tienen para pendientes del 10% y del 50%, debido a la muy poca diferencia que se obtuvo entre ellas:

$$a = 0,905 \cdot Q^{0,4}$$

Donde:

a = ancho de CPD, en m.

Q =caudal de diseño del CPD en m³/s

2. Obtener el valor de, velocidad promedio del agua en el CPD, en función de su pendiente media y el caudal de diseño, a partir de las siguientes relaciones:

- Para pendientes del 10%

$$V = 4,890. Q^{0,2}$$

- Para pendientes del 50%

$$V = 5,328. Q^{0,2}$$

Donde:

V =Velocidad promedio en el CPD, en m/s.

Q =Caudal de diseño del CPD en m³/s

Aquí también, una opción sería la de diseñar para las condiciones más desfavorables, es decir, para la pendiente del 50%, aunque se manejen pendientes un poco menores. Una vez calculada la velocidad por esta vía, su valor se compara con las velocidades máximas permisibles en canales revestidos que aparecen en la Tabla 3.1, con el fin de no rebasarlas.

Tabla 3.1: Velocidades máximas permisibles en rápidas lisas.

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Ladrillo común	3
Ladrillo vitrificado	5

Arcilla vitrificada (gres)	4
Concreto 175 kg/cm ² (17,2 MPa)	6
Concreto 210 kg/cm ² (20,6MPa)	10
Concreto 280 kg/cm ² (27,5 MPa)	15
Concreto 350 kg/cm ² (34,3 MPa)	20

Fuente: Normas de la Corporación para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga (CDMB).

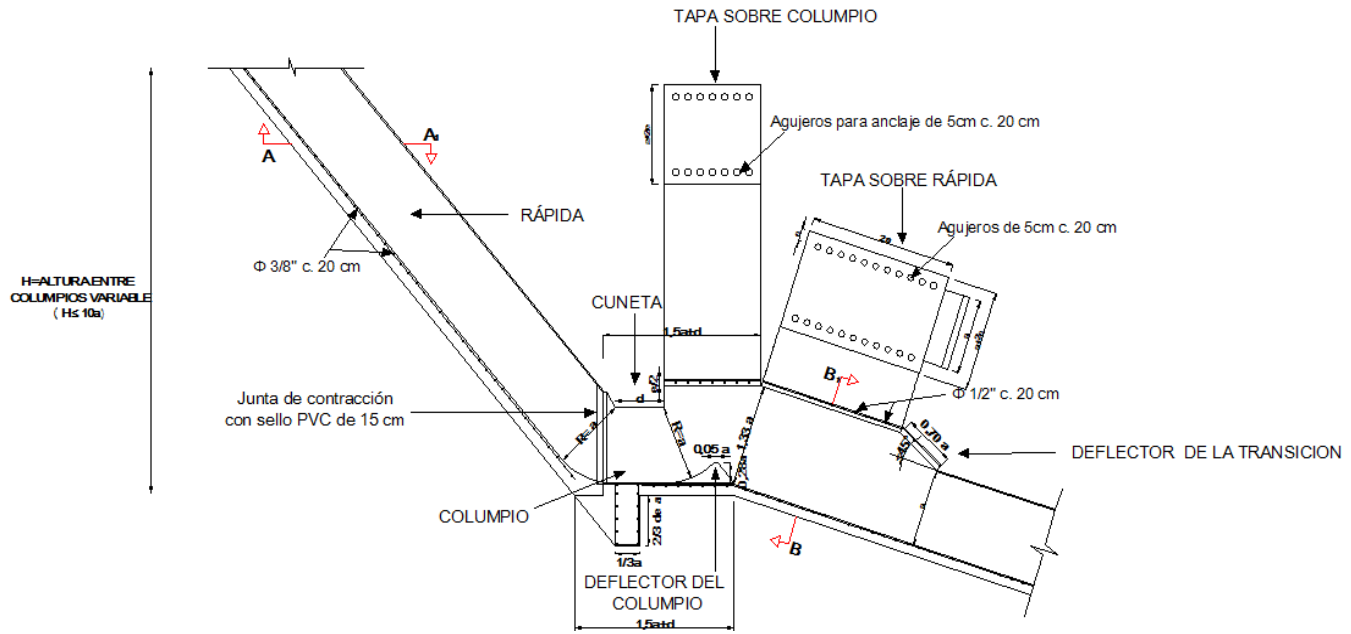
3.1.4 DISEÑO DE UN CANAL DE RÁPIDAS CON TAPA Y COLUMPIO (CRTC)

Cuando el sistema de vertimiento de aguas requiera diseñar únicamente un Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC), debido a las pendientes que se manejan (mayores del 50%), los criterios de diseño que se utilizarían serían los siguientes:

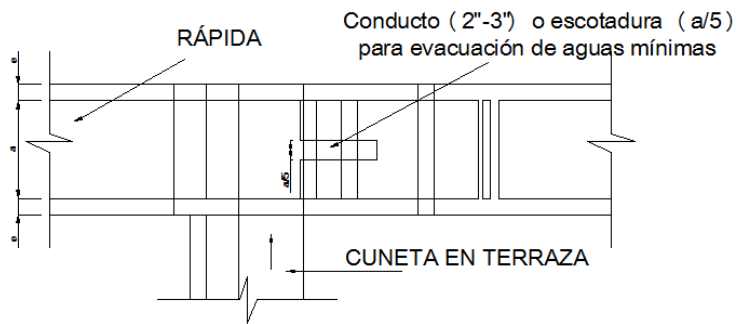
- La sección debe diseñarse para el tramo de mayor pendiente que presente el perfil longitudinal del canal, y esa misma servirá para pendientes menores.
- La superficie del fondo y paredes debe ser lisa (concreto pulido) facilitando el mantenimiento.
- La velocidad de entrada al canal no debe ser mayor que la que tendría dentro de la primera rápida.

- Se deben colocar filtros paralelos para evitar empujes por subpresión, cuyo tipo y cantidad se definen para cada caso según las características del suelo.
- Si el canal se desarrolla a lo largo de un talud estabilizado con terrazas, se hacen coincidir los columpios con esas terrazas, en las cuales la tapa horizontal del columpio sirve de puente para el tránsito de personas sobre ellas.
- Se deben conectar los colectores laterales (zanjas colectoras interiores en las terrazas) en la parte alta interior de los escalones.
- Las condiciones de entrega en el extremo inferior del canal pueden ser la de un último columpio, o la de una pequeña estructura de disipación que remata en aletas y enrocado.
- En el extremo de cada columpio, antes del inicio de la siguiente rápida, puede construirse una ranura hasta la profundidad del fondo del columpio, que evite que el agua se estanque en él.

CORTE LONGITUDINAL DEL CRTC



PLANTA C.R.T.C



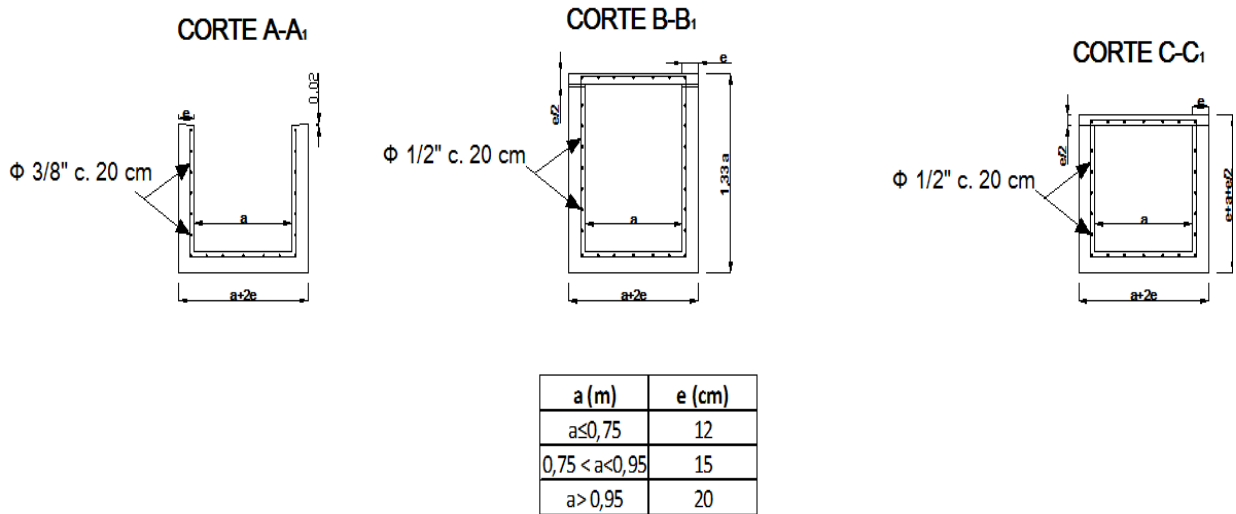


Figura 3.2: Esquema geométrico y de refuerzo estructural sugerido

3.1.4.1 METODOLOGÍA DE UN CANAL DE RÁPIDAS CON TAPA Y COLUMPIO (CRTC)

1. Obtener el valor de (ancho del canal), a partir del cual se define el resto de las dimensiones del mismo, en función del caudal de diseño del CRTC y en función de la pendiente media del CRTC a diseñar, a partir de la siguiente relación única, obtenida de promediar aritméticamente los coeficientes de las que se tienen para pendientes del 50% y del 137%, debido a la muy poca diferencia que se obtuvo entre ellas:

$$a = 0,905 \cdot Q^{0,4}$$

Donde:

a = ancho de CPD, en m.

Q =caudal de diseño del CPD en m³/s

Nota: esta ecuación es igual a la del CPD por la sencilla razón de que el diseño del CPD (que incluye un ancho de canal igual al del CRTC) se obtuvo de estudiar éste recibiendo las aguas de un CRTC, por lo cual el caudal de diseño es el mismo para ambos y, por ende, la ecuación que relaciona el ancho del canal con el caudal es también la misma.

2. Obtener el valor de $V_{ráp}$, velocidad máxima en cualquier rápida del CRTC (antes de entrar al columpio) y de V_{prom} , velocidad promedio a lo largo del CRTC, en función del caudal de diseño, a partir de las siguientes relaciones:

$$V_{ráp} = 9,457 * Q^{0,2}$$

Donde:

$V_{ráp}$ = Velocidad máxima en la rápida (antes de entrar al columpio) del CRTC, en m/s.

Q = Caudal de diseño del CRTC en m³/s

$$V_{prom} = 7,230 * Q^{0,2}$$

Donde:

V_{prom} = Velocidad promedio a lo largo del CRTC, en m/s.

Q = Caudal de diseño del CRTC en m³/s

Nota: Con fines prácticos (mas no con fines académicos e investigativos), no se haría necesario calcular la velocidad promedio en el CRTC, si se tiene en cuenta que la velocidad en cualquier rápida es evidentemente mayor que el promedio en todo el canal.

Una vez calculada la velocidad por esta vía, su valor se compara con las velocidades máximas permisibles en canales revestidos que aparecen en la Tabla 3.1, con el fin de no rebasarlas.

3.1.5 DISEÑO DE UN CPD QUE ENTREGA A UN CRTC.

En este caso, los criterios de diseño del CPD y CRTC serán los planteados anteriormente. Obviamente, el caudal de diseño de ambas estructuras es el mismo.

La única recomendación especial para este caso es que el CPD entregue al primer columpio del CRTC.

3.1.6 DISEÑO DE UN CRTC QUE ENTREGA A UN CPD.

Este diseño tiene como fin unificar para un mismo caudal el ancho del CPD y del CRTC de tal forma que, cuando se requiriera la construcción de uno entregando al otro, se tuviera un ancho de zanja igual, se eliminara la posibilidad de una transición entre uno y otro, y se tuviera economía y mayor facilidad en el proceso constructivo.

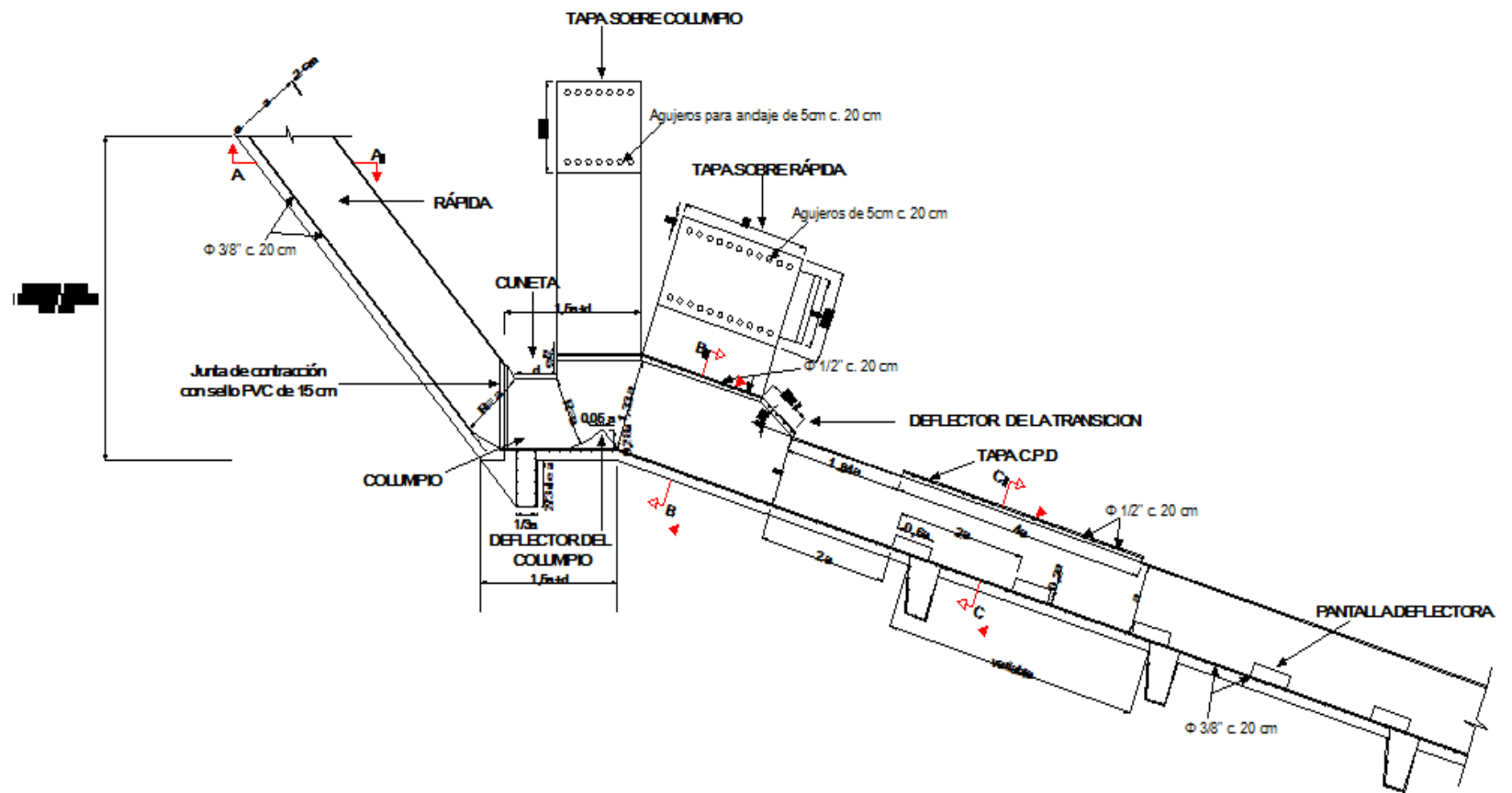
En este caso el caudal de diseño que gobierna es el del CRTC, y el sistema como uno solo, en el cual el CRTC y el CPD actúan como estructuras de vertimiento combinadas (siendo ésta última receptora) se diseña con base a los siguientes criterios:

- El CPD se debe diseñar siguiendo la metodología descrita anteriormente y tal como se indica en la FIGURA N (esquema geométrico y de refuerzo estructural sugerido), con el mismo caudal de diseño del CRTC.
- Se diseña una estructura de transición entre el CRTC y el CPD con las siguientes características:

En la zona donde se haga necesaria la transición de un CRTC a un CPD, debe tenerse, como remate del primero, un columpio con su respectiva tapa horizontal, como lo exige su diseño. A partir del extremo de ambos (columpio y tapa horizontal) se tendría el diseño geométrico de la transición así:

- Del extremo del columpio se desarrollaría el fondo del CPD con un ancho igual al del CRTC, pero con la pendiente exigida por la topografía.
- Del extremo de la tapa horizontal se desarrollaría a su vez la tapa de la transición, de dimensión $2a$, con el mismo ancho del CPD y rematando en un deflector de longitud $0,7a$ como se muestra en la figura.

CORTE LONGITUDINAL TRANSICION ENTRE UN CRTC Y UN CPD. DISEÑO GEOMETRICO Y REFUERZO ESTRUCTURAL SUGERIDO.



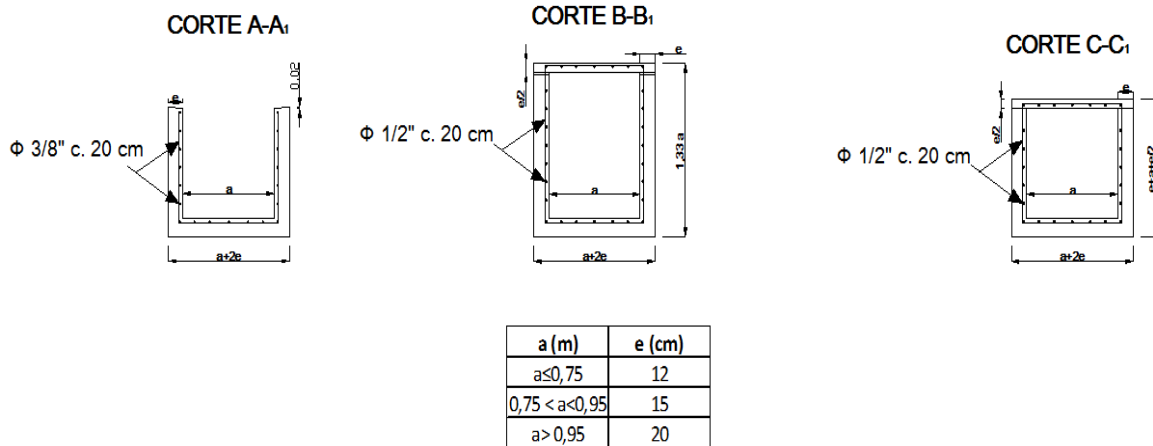


Figura 3.3: Corte longitudinal transición entre un CRTC y un CPD, esquema geométrico y de refuerzo estructural sugerido

- Simultáneamente con esto, se suprimen las dos primeras pantallas deflectoras del CPD con el fin de evitar salpicaduras excesivas en su tramo inicial, según pudo establecerse durante la investigación de estructuras de vertimiento de aguas en laderas de media a fuerte pendiente de la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales Facultad de Ingeniería y Arquitectura.



Fotografía 3.4: Funcionamiento del CPD con la transición, sin las dos primeras pantallas y sin la Tapa CPD.

Fuente: LUCERO CARVAJAL y RIASCOS DELGADO, 2003.

- Se debe adoptar el elemento denominado **Tapa CPD** que se ubica a una distancia de $1,84a$ con respecto al borde inferior del deflector de la transición y con una longitud de $4a$, para de esta manera eliminar salpicaduras por la turbulencia generada entre las pantallas deflectoras. Esta tapa podría tener las mismas características estructurales que las del CRTC.



Fotografía 3.5: Canal de Pantallas Deflectoras con la transición, optimizado (sin las dos primeras pantallas y con la Tapa CPD).

Fuente: LUCERO CARVAJAL y RIASCOS DELGADO, 2003.

3.1.7 EJEMPLO DE APLICACIÓN.

DATOS:

Área de análisis Quebrada la Rinconada ubicada en Provincia: **Pichincha**, Cantón: **Quito**, Parroquia: **La Merced**.

Para el cálculo se ha tomado que un tercio de la longitud atraviesa una pendiente transversal del terreno de 30 por ciento y los dos tercios restantes es de 10 por ciento como máximo.

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Pendiente tramo A (30%)	Ja	18	°
Pendiente tramo B (10%)	Jb	6	°
Caudal de diseño	Q	1,9	m ³ /s

CALCULOS:

Paso 1. Obtención del valor de a (ancho del canal), para **CPD**.

$$a = 0,905 \cdot Q^{0,4}$$

Donde:

a = ancho de CPD, en m.

Q =caudal de diseño del CPD en m³/s

$$a = 0,905 * 1,9^{0,4}$$

$$a = 1,169 \text{ m}$$

Paso 2. Obtener el valor de V , velocidad promedio del agua en el CPD, en función de su pendiente media y el caudal de diseño, a partir de las siguientes relaciones:

- Para pendientes del 10%

$$V = 4,890 \cdot Q^{0,2}$$

$$V = 4,890 * 1,9^{0,2}$$

$$\mathbf{V = 5,56 \text{ m/s}}$$

- Para pendientes del 50%

$$V = 5,328 \cdot Q^{0,2}$$

$$V = 5,328 * 1,9^{0,2}$$

$$\mathbf{V = 6,06 \text{ m/s}}$$

Donde:

V =Velocidad promedio en el CPD, en m/s.

Q =Caudal de diseño del CPD en m³/s

Ya que en nuestro tramo se presenta una pendiente del 30%, se diseña para las condiciones más desfavorables, es decir, para la pendiente del 50%, aunque la nuestra pendiente sea menor.

$$V = 6,06 \text{ m/s}$$

Una vez calculada la velocidad por esta vía, su valor se compara con las velocidades máximas permisibles en canales revestidos que aparecen en la Tabla 3.1, con el fin de no rebasarlas.

Tabla 3.1: Velocidades máximas permisibles en rápidas lisas.

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Ladrillo común	3
Ladrillo vitrificado	5
Arcilla vitrificada (gres)	4
Concreto 175 kg/cm ² (17,2 MPa)	6
Concreto 210 kg/cm ² (20,6MPa)	10
Concreto 280 kg/cm ² (27,5 MPa)	15
Concreto 350 kg/cm ² (34,3 MPa)	20

Paso 3. Obtener el valor de (ancho del canal), para **CRTC**

$$a = 0,905 \cdot Q^{0,4}$$

Donde:

a = ancho de CPD, en m.

Q =caudal de diseño del CPD en m³/s

$$a = 0,905 * 1,9^{0,4}$$

$$a = 1,169 \text{ m}$$

Paso 4. Obtener el valor de $V_{r\acute{a}p}$, velocidad máxima en cualquier rápida del CRTC (antes de entrar al columpio) y de V_{prom} , velocidad promedio a lo largo del CRTC, en funci3n del caudal de diseño, a partir de las siguientes relaciones:

$$V_{r\acute{a}p} = 9,457 * Q^{0,2}$$

$$V_{r\acute{a}p} = 9,457 * 1,9^{0,2}$$

$$V_{r\acute{a}p} = 10,75 \text{ m/s}$$

Donde:

$V_{r\acute{a}p}$ = Velocidad máxima en la rápida (antes de entrar al columpio) del CRTC, en m/s.

Q = Caudal de diseño del CRTC en m³/s

$$V_{prom} = 7,230 * Q^{0,2}$$

$$V_{prom} = 7,230 * 1,9^{0,2}$$

$$V_{prom} = 8,22 \text{ m/s}$$

Donde:

V_{prom} = Velocidad promedio a lo largo del CRTC, en m/s.

Q = Caudal de diseño del CRTC en m³/s

Por fines prácticos tomamos en cuenta el valor de la velocidad $V_{ráp}$ ya que se tiene en cuenta que la velocidad en cualquier rápida es evidentemente mayor que el promedio en todo el canal.

$$V_{ráp} = 10,75 \text{ m/s}$$

Con el valor de la velocidad máxima en la rápida se compara con las velocidades máximas permisibles en canales revestidos que aparecen en la Tabla 3.1, con el fin de no rebasarlas.

Tabla 3.1: Velocidades máximas permisibles en rápidas lisas.

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Ladrillo común	3
Ladrillo vitrificado	5
Arcilla vitrificada (gres)	4
Concreto 175 kg/cm ² (17,2 MPa)	6
Concreto 210 kg/cm ² (20,6MPa)	10 ←
Concreto 280 kg/cm ² (27,5 MPa)	15
Concreto 350 kg/cm ² (34,3 MPa)	20

Por lo tanto para homogenizar resultados el material a usar es concreto de Concreto 210 kg/cm² (20,6MPa) en toda la estructura.

Además el valor de a puede ajustarse a dimensiones constructivas, es decir **1,20 m**.

Paso 5. Resultados gráficos de un CRTC que entrega a un CPD (ANEXO 3.1: DISEÑO COMBINACION DE RÁPIDAS LISAS Y ESCALONADAS.)

a (m)	e (cm)
$a \leq 0,75$	12
$0,75 < a < 0,95$	15
$a > 0,95$	20

3.2. ESTANQUES AMORTIGUADORES

3.2.1 DESCRIPCION

La disipación de energía a través de un estanque amortiguador se realiza igual que en un pozo amortiguador, por medio de la ocurrencia de un salto hidráulico con la diferencia, que en el estanque se utilizan distintos accesorios que tienen como propósito incrementar por un lado la disipación de energía y contribuir con la estabilidad del flujo que abandona dicho estanque.

Además en el estanque, la cota del fondo del canal de salida coincide con la cota de fondo del estanque, aspecto que no ocurre con el pozo amortiguador. Esta situación contribuye en numerosas ocasiones en la decisión final acerca del tipo de disipador a emplearse.

ESQUEMA

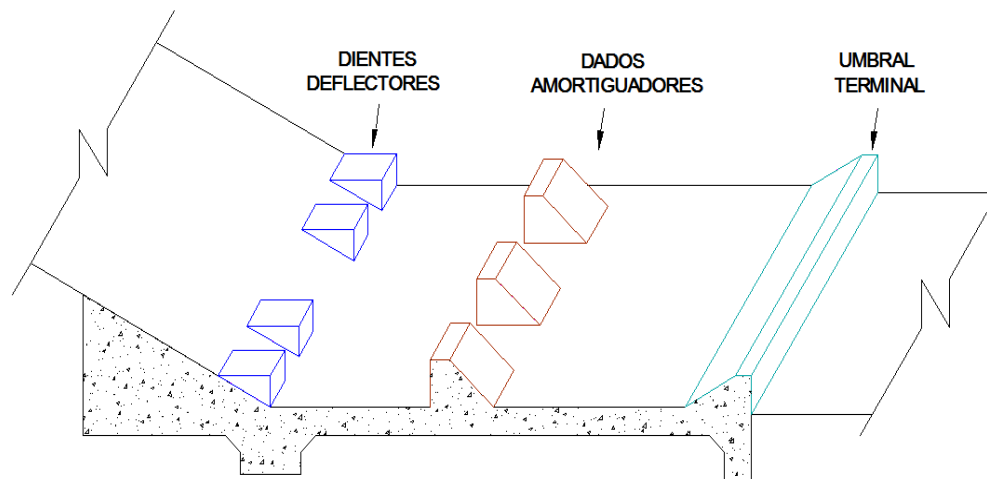


Figura 3.4: Esquema general de un estanque amortiguador (accesorios).

Dientes deflectores: son elementos que se ubican a la entrada del estanque para fragmentar el chorro e incrementar la profundidad del flujo que entra a dicha estructura. Además se puede señalar, que su presencia contribuye a crear la turbulencia requerida en la disipación de la energía y con esto se puede obtener longitudes de estanques más cortas.

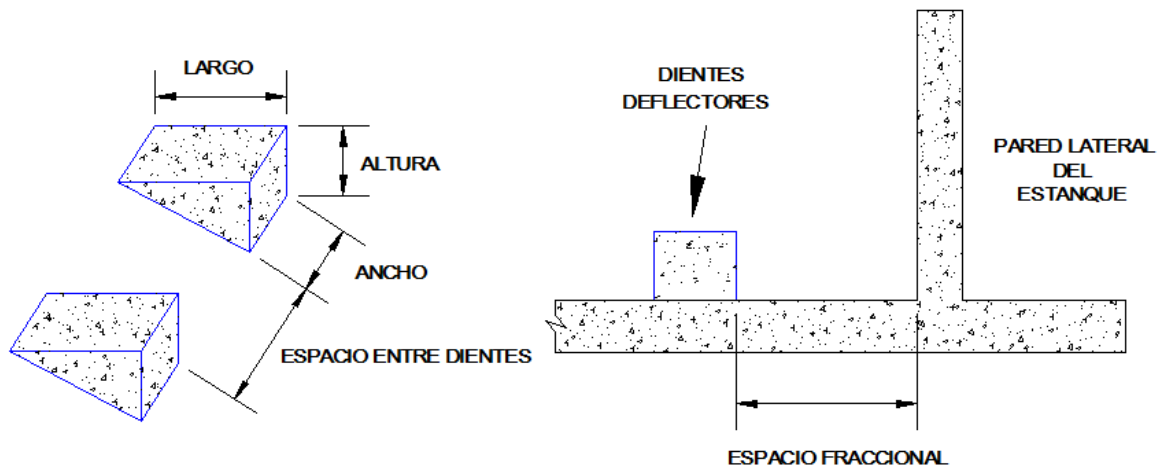


Figura3.5: Detalles en los dientes deflectores

Dados amortiguadores: son instalados en los estanques con el propósito de estabilizar la formación del resalto hidráulico y aumentar la turbulencia del flujo, con lo cual se logra una mejor disipación.

Cuando circulan caudales pequeños en la estructura los dados ayudan a compensar las deficiencias del tirante aguas abajo, mientras que para caudales grandes ayudan a reflejar el flujo alejado del lecho del río.

Se recomienda que para caudales mayores a 15 m/s no se use dados, ya que estos son afectados por la cavitación, para evitar esto se puede colocar los dados lo suficientemente lejos de la entrada donde exista bastante sumersión bajo el tirante aguas abajo.

Algo muy importante en el diseño de un dado es su altura pues si es demasiado alta produce una cascada y si es muy baja resulta una superficie rugosa, con esto ya no estaría cumpliendo con su objetivo.

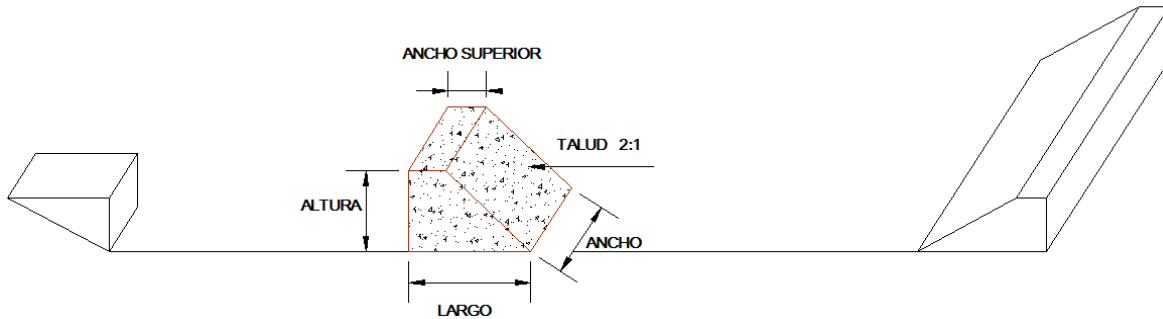


Figura 3.6: Detalles en los dados amortiguadores.

Umbral terminal: son aquellos que se construyen al final del estanque con el propósito de controlar la erosión que se producirá en el lecho del río. Algunas pruebas confirman que en este elemento incrementa la eficiencia del estanque pues este reduce la erosión del cauce aguas abajo.

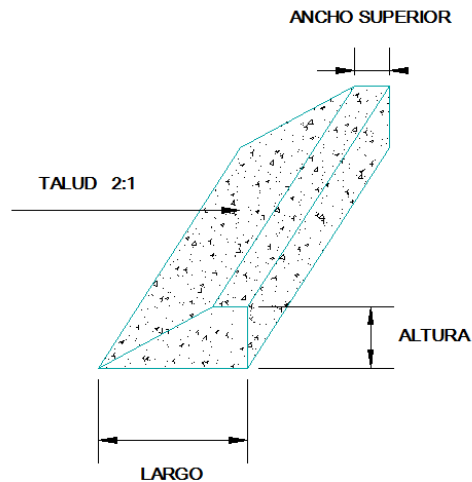


Figura 3.7: Detalles en un umbral terminal.

El uso general de un estanque amortiguador se hace efectivo cuando el número de Froude a la entrada del mismo es mayor que 4,5 ($F_{R1} > 4,5$), y solo en casos

especiales, cuando no sea posible cambiar las dimensiones del estanque para de esa forma lograr cambiar el Froude de entrada, se acepta su uso para valores de $2,5 \leq F_{R1} \leq 4,5$.

En el diseño hidráulico el principal objetivo de un estanque amortiguador es la determinación del ancho y elevación del estanque para poder formar un resalto hidráulico estable y esto se obtiene cuando el nivel del agua de la altura conjugada es igual a la del tirante aguas abajo.

De acuerdo con la clasificación del U.S. Bureau of Reclamation los estanques se pueden clasificar en:

- **TIPO I:** Estanques con pendientes pronunciadas
- **TIPO II:** Pequeños estanques amortiguadores para estructuras de canal, pequeñas estructuras de salida y vertederos menores.
- **TIPO III:** Estanques amortiguadores para vertederos de presas grandes y de tierra con canales extensos.

3.2.2 METODOLOGIA GENERAL

La siguiente metodología para el diseño de un estanque, parte de conocer:

- Caudal de diseño (Q)
- Ancho del estanque (b)
- Tirante de aguas abajo (canal de salida) (Y_3)

Paso 1. Cálculo del tirante contraído (Y_1)

- Si hay rápida (Y_1) es el tirante al final de la rápida (se calcula con la curva superficial de la rápida)
- Si (Y_1) es al pie del cimacio, se calcula como se realizó en el diseño de un pozo amortiguador al pie de un vertedero de cimacio con la siguiente ecuación:

$$Y_1 = \left(\frac{E_0}{3}\right) \cdot \left[1 - 2 \cdot \cos(60^\circ) + \frac{\theta^\circ}{3}\right]$$

Siendo:

$$\theta^\circ = \arccos(1 - 0,73 \cdot q^2 \cdot E_0^{-3})$$

$$q = \frac{Q}{L}$$

$$E_0 = P^* + H_0$$

Donde:

Y_1 = Profundidad de circulación en la sección inicial del salto (m).

E_0 = Energía específica.

θ° = Angulo de inclinación

q = Relación entre el caudal total y la longitud total ($m^3/s/m$).

Q = Caudal total (m^3/s).

$L=b$ = Ancho del vertedero (m).

P^* = Altura a la salida del vertedero (m).

H_0 = Carga del flujo (m)

Paso 2. Cálculo de la velocidad a la entrada del estanque V_1

$$V_1 = \frac{q}{Y_1}$$

Donde:

q = Caudal unitario ($m^3/s/m$).

Paso 3. Cálculo del número de Froude a la entrada del estanque F_{R1}

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$$

Calculado en número de Froude se analiza el tipo de salto que se va a dar en el estanque, para saber el tipo de estanque que se va a diseñar:

- Si $2,5 \leq F_{R1} \leq 4,5$ = Salto oscilante, se diseña un **ESTANQUE TIPO I**.
- Si $F_{R1} > 4,5$ = salto estable :

$$V_1 < 15 \text{ m/s} = \text{ESTANQUE TIPO II}$$

$$V_1 \geq 15 \text{ m/s} = \text{ESTANQUE TIPO III}$$

3.2.3 DISEÑO ESTANQUE TIPO I ($2,5 \leq F_{R1} \leq 4,5$)

En el estanque amortiguador se produce un resalto oscilante el cual genera una onda que es difícil de atenuar. Este estanque se diseña para combatir el problema eliminando la onda en su fuente, esto se lleva a cabo intensificando el remolino, que aparece en la parte superior del resalto utilizando grandes bloques en la rápida.

ESQUEMA

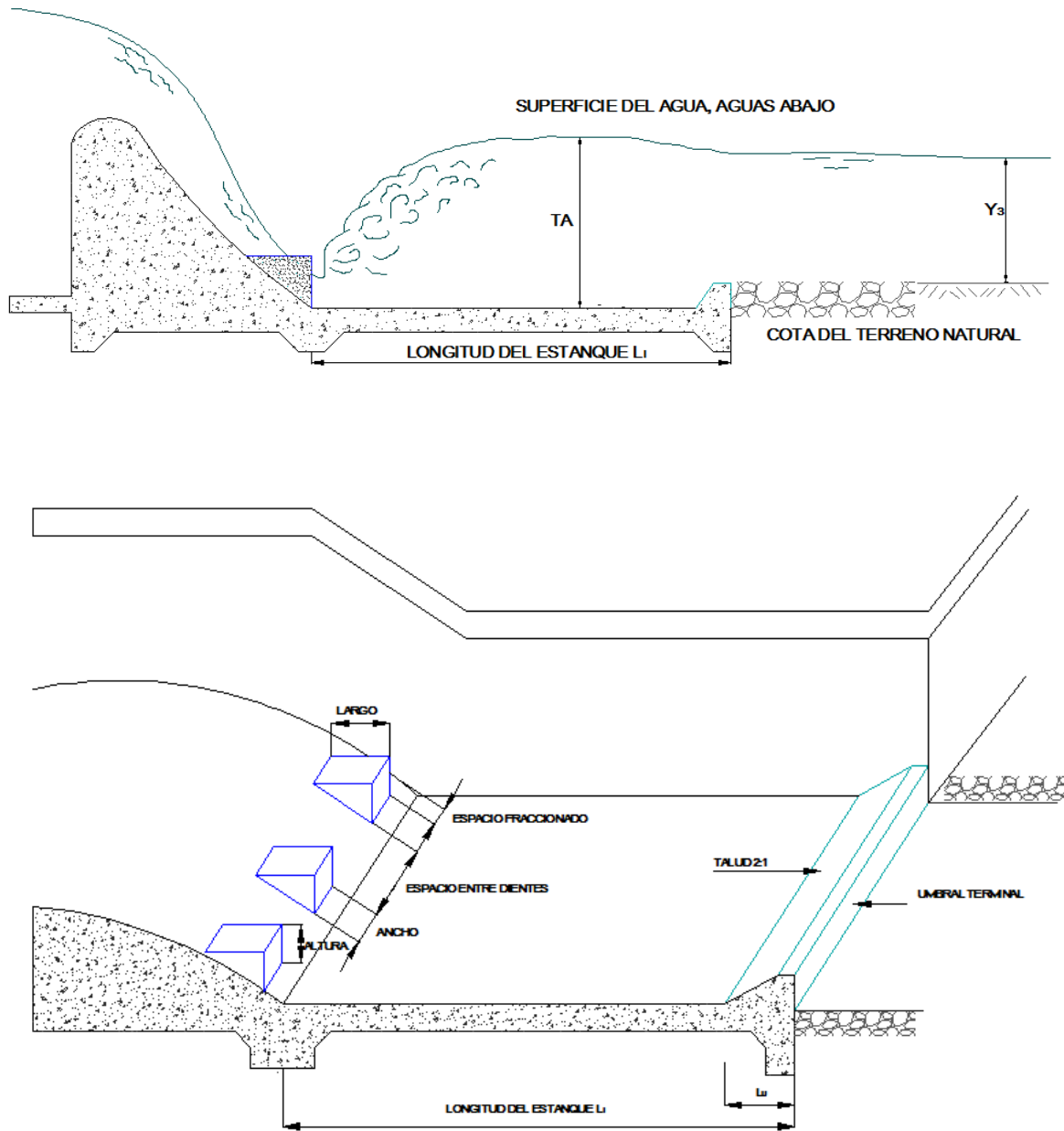


Figura 3.8: Esquema general de un Estanque Tipo I.

3.2.3.1 METODOLOGIA

Paso 1. Calcular el valor del tirante de agua en el estanque (TA).

$$TA = Y_1 \cdot (1,539 \cdot Fr_1 - 0,471)$$

Paso 2. Cálculo del tirante conjugado Y_2

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right)$$

Paso 3. Cálculo de la longitud del estanque amortiguador tipo I (L_I)

$$L_I = Y_2 \cdot (1,5 + 1,768 \cdot Fr_1 - 0,471 \cdot Fr_1^2)$$

Paso 4. Calcular el número de dientes (n)

$$n = \frac{(b + 2,5 \cdot Y_1)}{3,5 \cdot Y_1}$$

Aproximar al valor inmediato inferior y entero

Paso 5. Cálculo de las dimensiones de los dientes deflectores

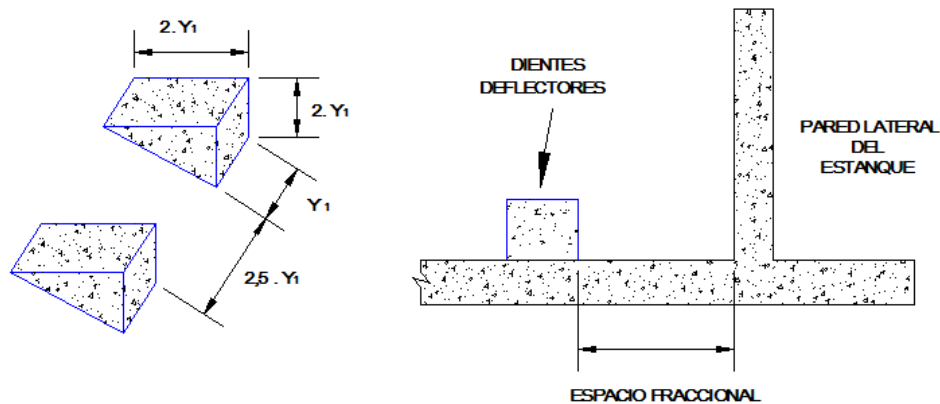


Figura 3.9. Dimensionamiento de dientes deflectores para un Estanque Tipo I.

- Altura = $2,0 \cdot Y_1$
- Ancho = Y_1
- Largo = $2,0 \cdot Y_1$
- Espacio entre dientes = $2,5 \cdot Y_1$
- Espacio fraccional = $\frac{[b - (3,5 \cdot Y_1 \cdot n - 2,5 \cdot Y_1)]}{2}$

Paso 6. Cálculo del dimensionamiento del umbral terminal

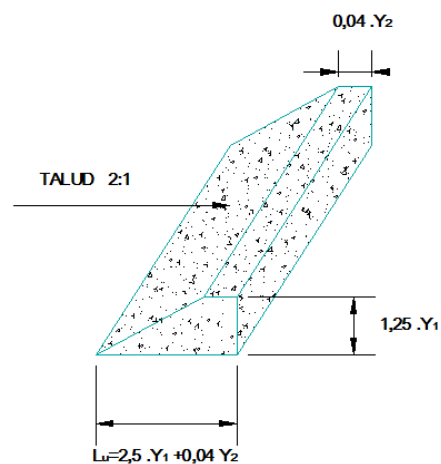


Figura 3.10: Dimensionamiento umbral terminal para un Estanque Tipo I.

3.2.4 DISEÑO ESTANQUE TIPO II ($F_{R1} > 4,5$), ($V_1 < 15 \frac{m}{s}$)

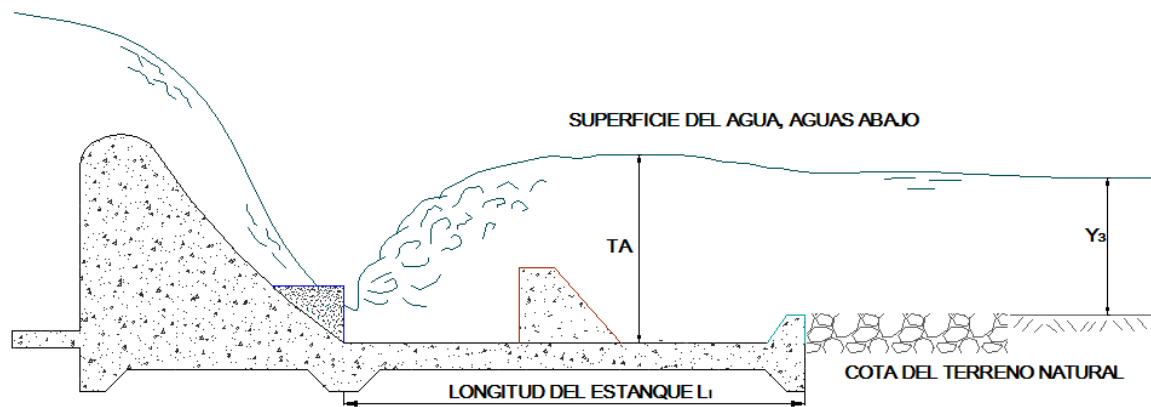
Este tipo de estanque posee un umbral de salida y dados amortiguadores aguas debajo de los bloques de caída. La velocidad de llegada para este tipo de

estanque debe ser limitada para prevenir la posibilidad de presiones bajas en los dados amortiguadores que pueden originar cavitación.

El comportamiento de este disipador indica que su longitud y la del resalto pueden reducirse alrededor del 60 % con accesorios en comparación del 80 % para el disipador SAF.

Este disipador es utilizado en pequeños vertederos estructuras de salida y en pequeñas estructuras de canal donde V_1 no excede de 15 a 18 m/s y el número de Froude $F_{R1} > 4,5$.

ESQUEMA



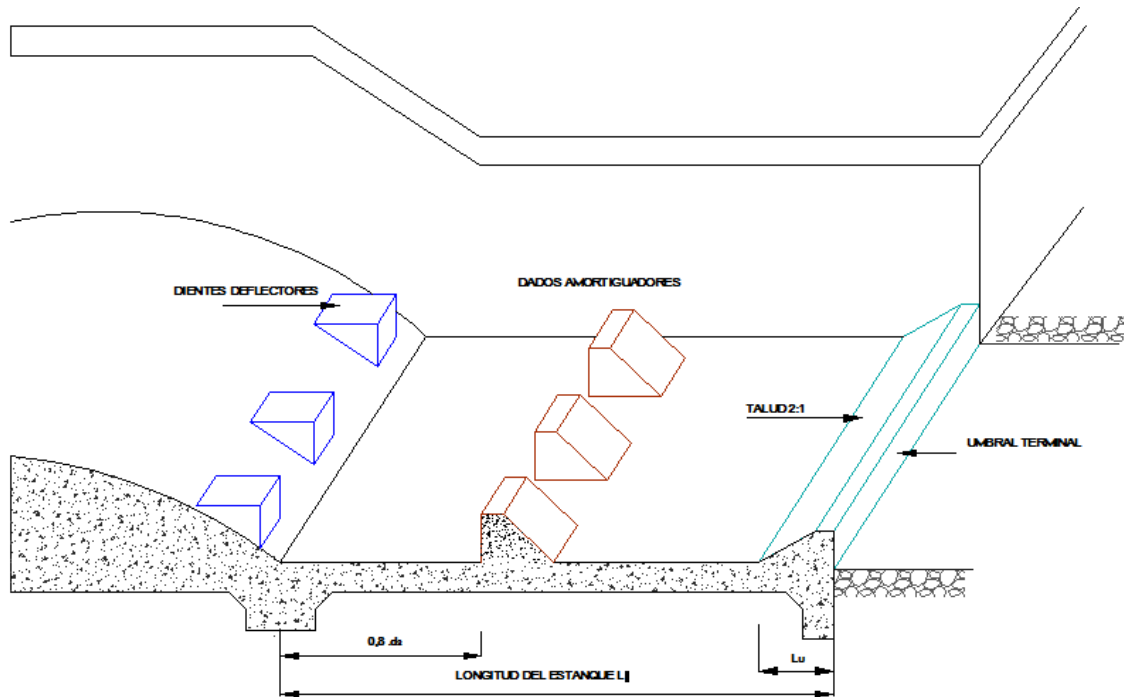


Figura 3.11: Esquema general de un Estanque Tipo II.

3.2.4.1 METODOLOGIA

Paso 1. Calcular el valor del tirante de agua en el estanco (TA).

$$TA = Y_1 \cdot (1,420 \cdot F_{R1} - 0,604)$$

Paso 2. Cálculo del tirante conjugado Y_2

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8F_{R1}^2 + 1} - 1 \right)$$

Paso 3. Cálculo de la longitud del estanco amortiguador tipo II (L_{II})

$$L_{II} = Y_2 \cdot (1,62 + 1,178 \cdot F_{R1} - 0,007 \cdot F_{R1}^2)$$

Paso 4. Cálculo de las dimensiones de los dientes deflectores

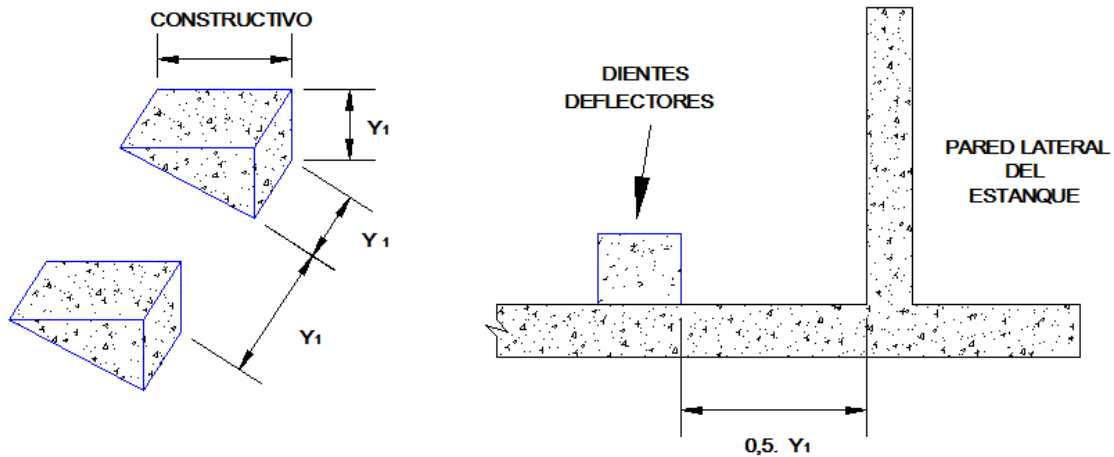


Figura 3.12: Dimensionamiento de dientes deflectores para un Estanque Tipo II.

- Altura = Y_1
- Ancho = Y_1
- Largo = Constructivo (pasando una horizontal por la altura del diente hasta la altura de la superficie del cimacio o de la rápida)
- Espacio entre dientes = Y_1
- Espacio fraccional = $0,5. Y_1$

Paso 5. Calcular el número de dientes (n)

$$n = \frac{b}{2. Y_1}$$

Donde:

b = Ancho del estanque.

Aproximar al valor inmediato inferior y entero.

Paso 6. Cálculo de las dimensiones de los dados amortiguadores

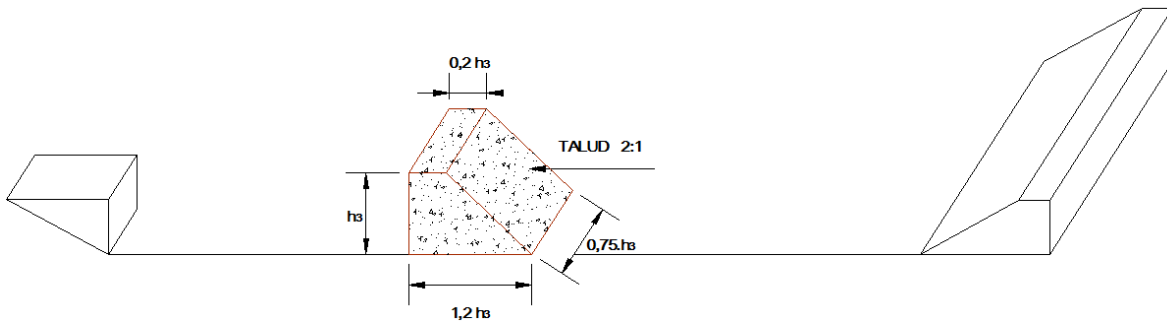


Figura 3.13: Dimensionamiento de los dados amortiguadores para un Estanque Tipo II.

- Cálculo de h_3 (altura):

$$h_3 = Y_1 \cdot (0,545 + 0,175 \cdot F_{R1})$$

- Cálculo de las dimensiones de los dados amortiguadores

Altura = h_3

Ancho = $0,750 \cdot h_3$

Largo = $1,200 \cdot h_3$

Ancho superior = $0,200 \cdot h_3$

Espacio entre dados = $0,750 \cdot h_3$

Espacio fraccional = $0,375 \cdot h_3$

Ubicación = $0,800 \cdot d_2$.

$$d_2 = \frac{L_{II}}{1,071 + 0,358 \cdot F_{R1}^2 + 0,00055 \cdot F_{R1}^3}$$

Paso 7. Calcular el número de dados(n)

$$n = \frac{b}{1,5 \cdot h_3}$$

Donde:

b =Ancho del estanque.

Aproximar al valor inmediato inferior y entero

Paso 8. Cálculo del dimensionamiento del umbral terminal

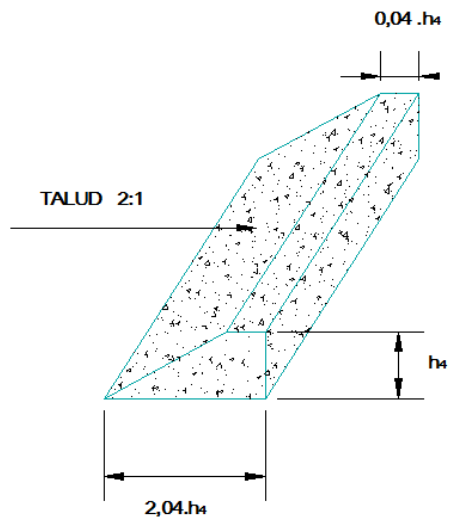


Figura 3.14: Dimensionamiento del umbral terminal para un Estanque Tipo II

- Altura h_4

$$h_4 = Y_1 \cdot (0,956 + 0,063 \cdot F_{r1})$$

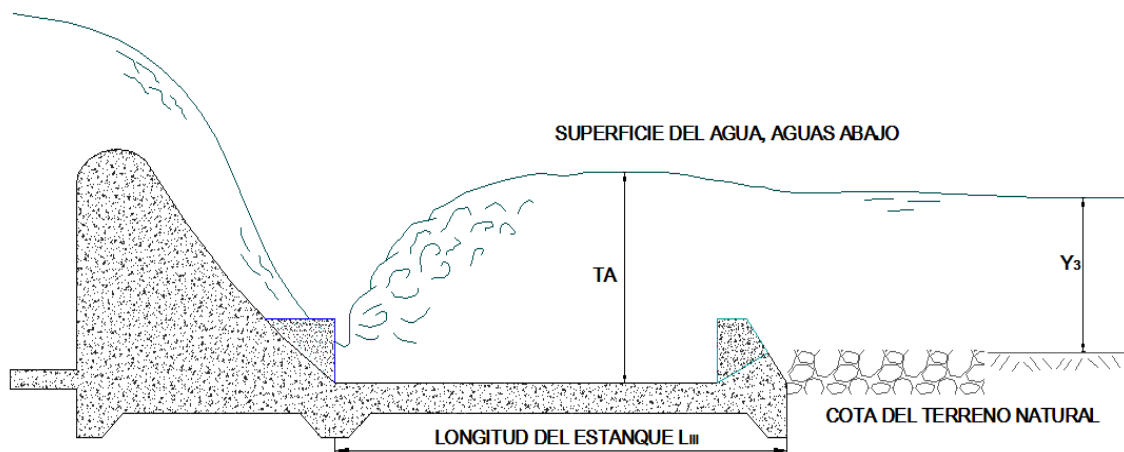
- Cara superior del umbral $= 0,04 \cdot h_4$
- Largo $= 2,04 \cdot h_4$

3.2.5 DISEÑO ESTANQUE TIPO III ($F_{R1} > 4,5$), ($V_1 > 15 \frac{m}{s}$)

Este estanque se desarrollo para cuencos disipadores de uso común en vertederos de presas altas, de presas de tierra y para estructuras de canales grandes. El estanque contiene dientes deflectores en la rápida del extremo de aguas arriba y un umbral dentado cerca del extremo de aguas abajo, no se utilizan dados amortiguadores debido a que las velocidades relativamente altas que entran al resalto pueden causar cavitación en dichos bloques.

Se utiliza este tipo de disipador par un número de Froude que está por encima de 4,5 o velocidades mayores a 15 m/s.

ESQUEMA



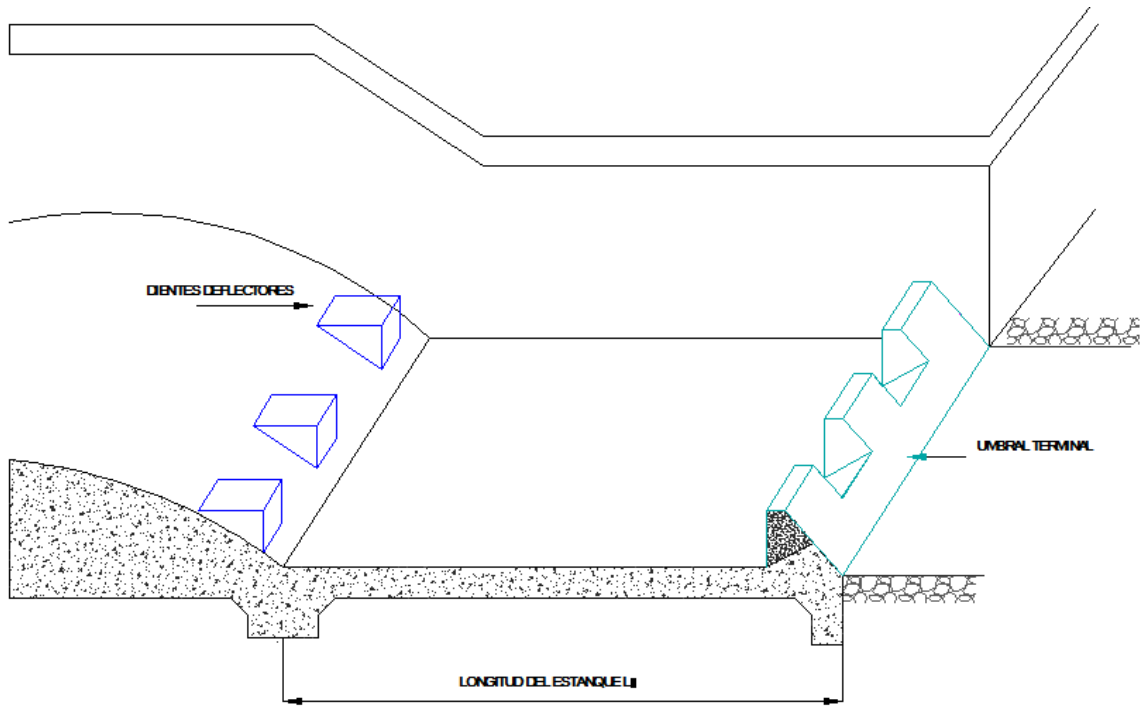


Figura 3.15. Esquema general de un Estanque Tipo III.

3.2.5.1 METODOLOGIA

Paso 1. Calcular el valor del tirante de agua en el estanque (TA).

$$TA = Y_1 \cdot (1,469 \cdot F_{R1} - 0,318)$$

Paso 2. Cálculo del tirante conjugado Y_2

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8F_{R1}^2 + 1} - 1 \right)$$

Paso 3. Cálculo de la longitud del estanque amortiguador tipo II (L_{II})

$$L_{III} = Y_2 \cdot (3,55 + 0,06 \cdot F_{R1} - 0,00015 \cdot F_{R1}^2)$$

Paso 4. Cálculo de las dimensiones de los dientes deflectores

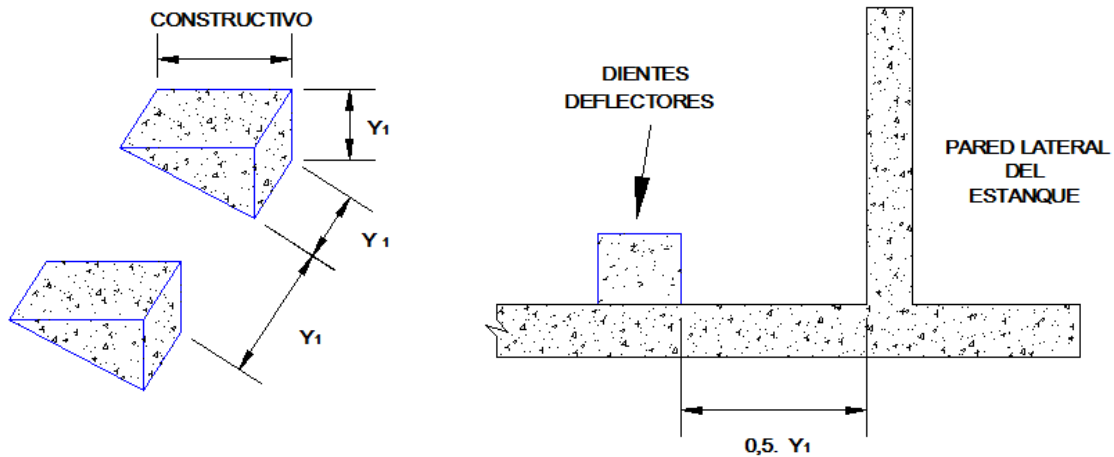


Figura 3.16. Dimensionamiento de dientes deflectores para un Estanque Tipo II Y Estanque Tipo III.

- Altura = Y_1
- Ancho = Y_1
- Largo = Constructivo (pasando una horizontal por la altura del diente hasta la altura de la superficie del cimacio o de la rápida)
- Espacio entre dientes = Y_1
- Espacio fraccional = $0,5. Y_1$

Paso 5. Calcular el número de dientes (n)

$$n = \frac{b}{2. Y_1}$$

Donde:

b = Ancho del estanque.

Aproximar al valor inmediato inferior y entero.

Paso 6. Cálculo del dimensionamiento del umbral terminal

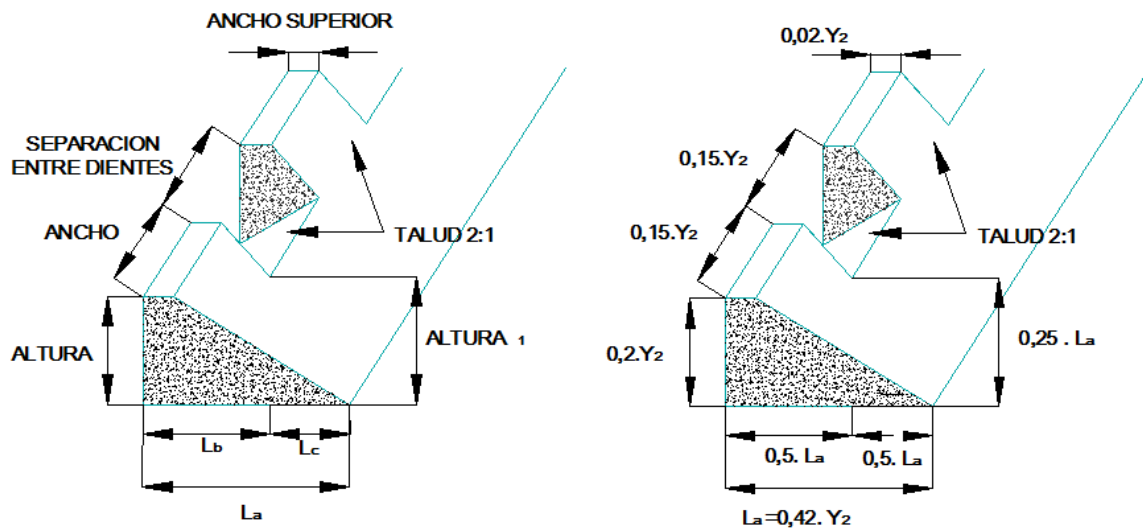


Figura 3.17: Dimensionamiento del umbral terminal para un Estanque Tipo III

- Longitud $L_a = 0,42.Y_2$
- Longitud $L_b = 0,50.L_a$
- Longitud $L_c = 0,42.Y_2$
- Altura = $0,20.Y_2$
- Altura $_1 = 0,25.Y_2$
- Ancho = $0,15.Y_2$
- Separación entre dientes = $0,15.Y_2$
- Ancho superior del diente = $0,02.Y_2$

3.2.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Diseñar un estanque amortiguador para disipar la energía al pie de un cimacio vertedero.

DATOS

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Caudal de diseño	Q	40	m ³ /s
Carga del flujo	H ₀	0,8	m
Altura a la salida del vertedero	P*	1,7	m
Ancho del vertedero	b	20	m
Altura del Vertedero	P	2	m
Cota de la superficie del agua aguas abajo para el gasto de diseño		2513,5	m

Suponemos que $P \neq P^*$

CALCULOS

Paso 1.Cálculo del tirante contraído (Y_1)

$$Y_1 = \left(\frac{E_0}{3}\right) \cdot \left[1 - 2 \cdot \cos(60^\circ) + \frac{\theta}{3}\right]$$

- $E_0 = P^* + H_0$

$$2+0,8=2,8 \text{ m}$$

- $q = \frac{Q}{b}$

$$\frac{40}{20} = 2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

- $\theta^0 = \arccos(1 - 0,73 \cdot q^2 \cdot E_0^{-3})$

$$\arccos(1 - 0,73 \cdot 2 * 2,8^{-3}) = 29,89^\circ$$

$$\left(\frac{2,8}{3}\right) \cdot \left[1 - 2 \cdot \cos(60^\circ) + \frac{29,89^\circ}{3}\right] = 0,29 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,29 \text{ m}$$

Paso 2. Cálculo de la velocidad a la entrada del estanque V_1

$$V_1 = \frac{q}{Y_1}$$

$$\frac{2}{0,29} = 6,82 \text{ m/s}$$

Paso 3. Cálculo del número de Froude a la entrada del estanque F_{R1}

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$$

$$\frac{6,82}{\sqrt{9,81 * 0,29}} = 4,04$$

Calculado en número de Froude se analiza el tipo de salto que se va a dar en el estanque, para saber el tipo de estanque que se va a diseñar:

$$2,5 \leq F_{R1} \leq 4,5 = \text{Salto oscilante, se diseña un ESTANQUE TIPO I.}$$

DISEÑO ESTANQUE TIPO I ($2,5 \leq F_{R1} \leq 4,5$)

CALCULOS

Paso 1. Calcular el valor del tirante de agua en el estanque (TA).

$$TA = Y_1 \cdot (1,539 \cdot F_{R1} - 0,471)$$

$$0,29 \cdot (1,539 \cdot 4,04 - 0,471) = 1,66 \text{ m}$$

Valor de la cota de fondo:

$$\text{Cota de fondo} = \text{Cota del agua aguas abajo} - TA$$

$$\text{Cota de fondo} = 2513,5 - 1,66$$

$$\text{Cota de fondo} = 2511,84 \text{ m}$$

Paso 2. Cálculo del tirante conjugado Y_2

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right)$$

$$\frac{0,29}{2} \left(\sqrt{8 \cdot 4,04_1^2 + 1} - 1 \right) = 1,52 \text{ m}$$

Paso 3. Cálculo de la longitud del estanque amortiguador tipo I (L_I)

$$L_I = Y_2 \cdot (1,5 + 1,768 \cdot F_{R1} - 0,471 \cdot F_{R1}^2)$$

$$1,52 \cdot (1,5 + 1,768 \cdot 4,04 - 0,471 \cdot 4,04^2) = 1,45 \text{ m}$$

Paso 4. Calcular el número de dientes (n)

$$n = \frac{(b + 2,5 \cdot Y_1)}{3,5 \cdot Y_1}$$

$$\frac{(20 + 2,5 \cdot 0,29)}{3,5 \cdot 0,29} = 20,42$$

Aproximar al valor inmediato inferior y entero **20 dientes**

Paso 5. Cálculo de las dimensiones de los dientes deflectores

- Altura = $2,0 \cdot Y_1$

$$2,0 \cdot 0,29 = \mathbf{0,50m}$$

- Ancho = Y_1

$$= \mathbf{0,29 m}$$

- Largo = $2,0 \cdot Y_1$

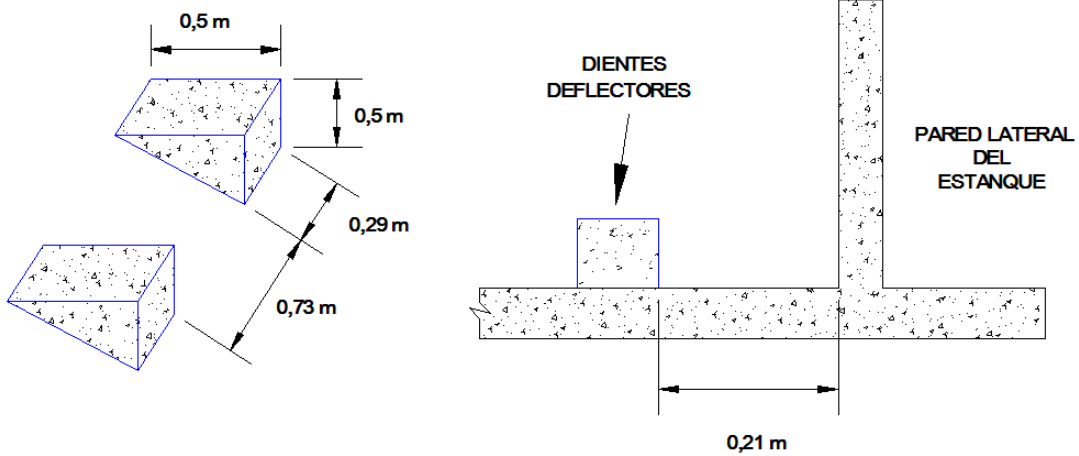
$$2,0 \cdot 0,29 = \mathbf{0,50m}$$

- Espacio entre dientes = $2,5 \cdot Y_1$

$$2,5 \cdot 0,29 = \mathbf{0,73m}$$

- Espacio fraccional = $\frac{[b - (3,5 \cdot Y_1 \cdot n - 2,5 \cdot Y_1)]}{2}$

$$\frac{[20 - (3,5 \cdot 0,29 \cdot 20 - 2,5 \cdot 0,29)]}{2} = \mathbf{0,21 m}$$



Paso 6. Cálculo del dimensionamiento del umbral terminal

- $0,004 \cdot Y_2$

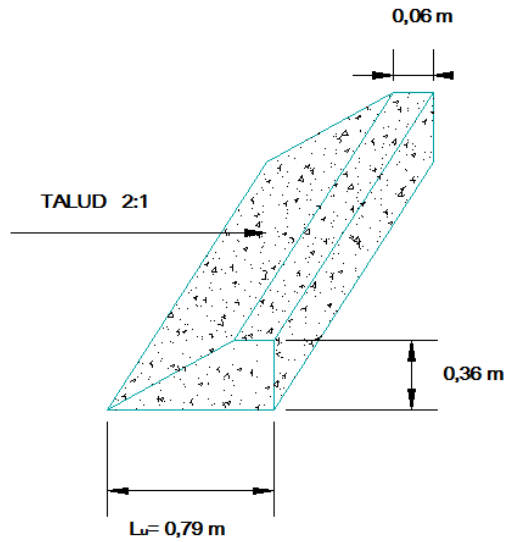
$$0,004 \cdot 1,520 = \mathbf{0,06m}$$

- $1,25 \cdot Y_1$

$$1,25 \cdot 0,29 = \mathbf{0,36 m}$$

- $L_u = 2,5 \cdot Y_1 + 0,04 \cdot Y_2$

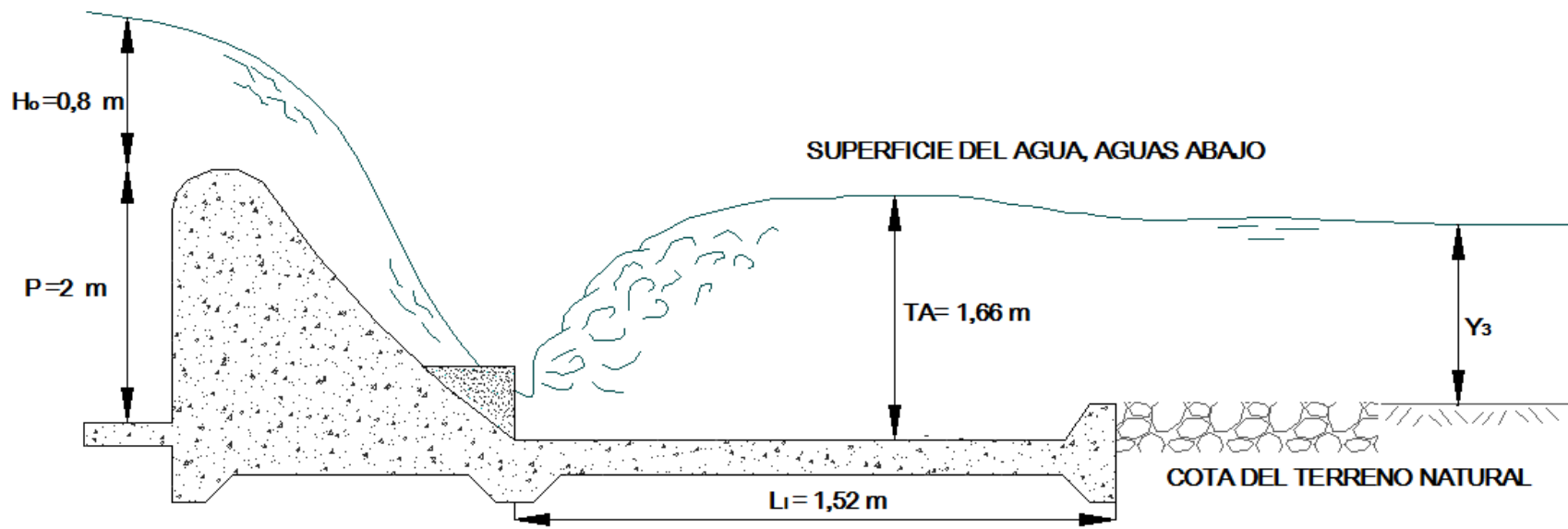
$$2,5 \cdot 0,29 + 0,04 \cdot 1,52 = \mathbf{0,79 m}$$

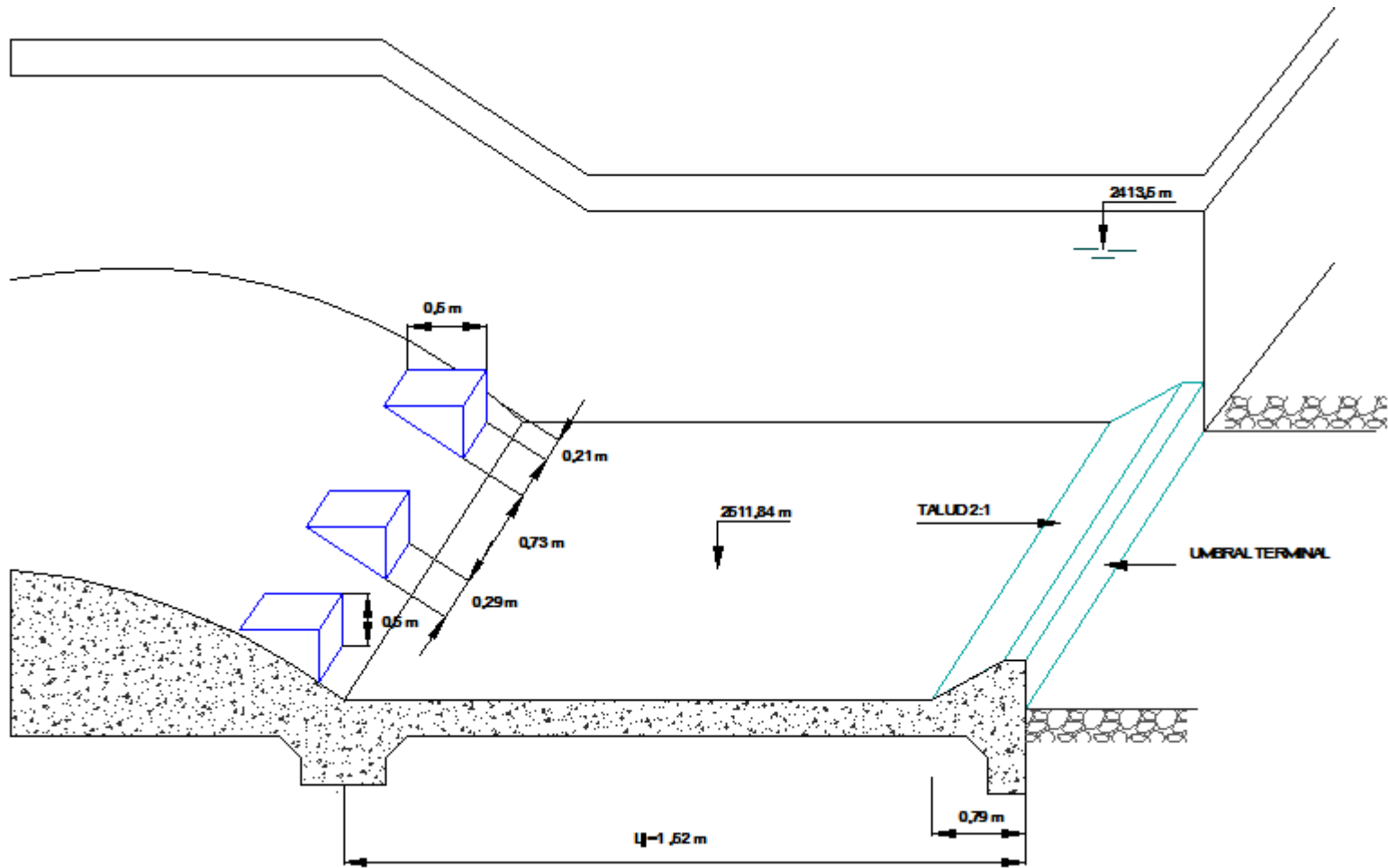


Paso 7. Resultados gráficos- Estanque amortiguador Tipo I (ANEXO 3.2: DISEÑO

ESTANQUE TIPO I ($2,5 \leq F_{R1} \leq 4,5$)

NOTA. Los valores obtenidos pueden ajustarse a dimensiones constructivas.





3.3. POZO AMORTIGUADOR

3.2.7 POZO AMORTIGUADOR UBICADO AL PIE DE UNA RÁPIDA

3.2.7.1 DESCRIPCION

En el cálculo de un pozo amortiguador que se ubica al pie de una rápida, se pueden presentar dos casos fundamentales, que están relacionados con el régimen de circulación que se tenga al final de la misma,

- Si al final de la rápida se alcanza el régimen uniforme, en el cálculo del pozo amortiguador no es necesario iterar pues el tirante que se obtendrá al inicio del pozo será siempre el mismo, independientemente de la cota de fondo que éste requiera.
- Si por el contrario el régimen de circulación al final de la rápida no resulta ser uniforme, entonces a la hora de calcular el pozo amortiguador, se deberá tener presente que en la medida en que se varía la cota de fondo de dicho pozo es necesario la prolongación de la rápida, razón por la cual el tirante entonces varía. Este último aspecto evidencia la necesidad de prolongar el cálculo de la curva superficial del flujo que circula por la rápida.

ESQUEMA

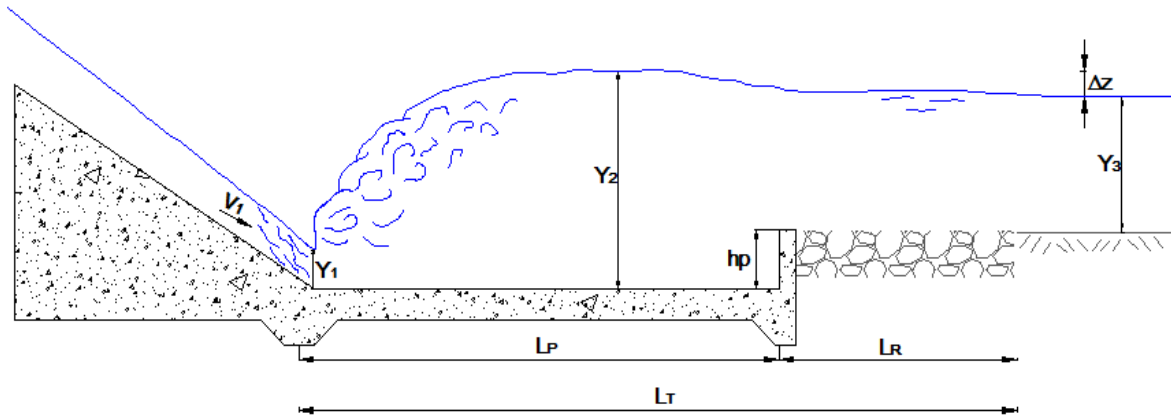


Figura 3.18: Esquema general de un Estanque Tipo III.

Donde:

Y_1 =Profundidad de circulación en la sección inicial del salto (m).

Y_2 =Profundidad de circulación en la sección después del salto (m).

Y_3 =Posición final la salida del salto (m).

L_p = Longitud del pozo (m)

Δz =Diferencia de flujo Y_2 y Y_3 (m).

h_p = Altura del escalón del pozo (m)

3.2.7.2 METODOLOGÍA POZO AMORTIGUADOR UBICADO AL PIE DE UNA RÁPIDA

A continuación se presenta propuesta para el diseño de un pozo amortiguador al pie de una rápida, cuyo régimen de circulación al finalizar la misma es gradualmente variado. Esta metodología ha sido concebida a partir de suponer conocidos los siguientes datos:

- Cota final de la rápida

- Caudal de diseño (Q)
- Ancho de la rápida(b)
- Aceleración de caída libre(g)
- Pendiente de la rápida(S)
- Tirante aguas abajo para el caudal de diseño (Y_3)
- Cálculo de la curva superficial de la rápida prolongada a una longitud mayor que la que se dispone hasta la cota concebida como final de la rápida (Y_1)

Paso 1. Cálculo de la tirante conjugada Y_2 .

A partir de la curva superficial de la rápida se conoce el tirante final de la rápida que será el mismo tirante a la entrada del pozo amortiguador Y_1 , entonces se procede a calcular el tirante conjugado Y_2 con la siguiente ecuación:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right)$$

Donde:

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$$

$$V_1 = \frac{Q}{b \cdot Y_1}$$

b es el ancho de la rápida

Paso 2. Se compara Y_2 con Y_3 para valorar si es necesario o no el uso del pozo

- Si $Y_2 \leq Y_3$ no se requiere pozo
- Si $Y_2 \geq Y_3$ si se requiere pozo

Paso 3. En caso de requerirse pozo amortiguador

Se procede al cálculo de la altura del escalón del pozo h_{py} para ello se debe conocer en qué lugar se encuentra el salto hidráulico:

- Cálculo de la altura del escalón para caso 1.

Cuando $Y_3 = Y_2$

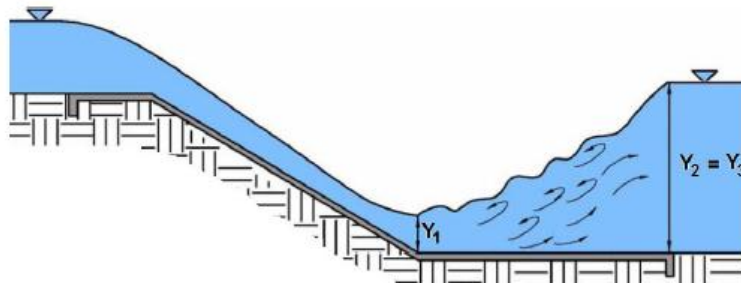


Figura 3.19: Salto hidráulico a la salida de la rápida

Fuente. Montaña, A; Salazar J. 2009. Actualización del material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de Obras Hidráulicas I. Trabajo Dirigido.

Donde el régimen que se tenga sea uniforme, se debe seguir los siguientes pasos:

- El tirante Y_1 no varía independientemente de la cota a la que se ubique el fondo del pozo amortiguador
- El tirante Y_2 es el mismo que se calculó en el paso 1
- La diferencia de altura Δz es:

$$\Delta z = \frac{V_{cansal}^2}{2g\phi p^2} - \frac{V_{pozo}^2}{2g\eta^2}$$

Donde:

ϕ_p = Coeficiente de pérdidas por el escalón del pozo (0,80-0,95)

g = Aceleración de caída libre

η =Factor de seguridad (1,00-1,10)

Para $Fr_1 < 4,5$ se asume $\eta = 1,1$

Para $Fr_1 > 4,5$ se asume $\eta = (1,0 - 1,05)$

V_{cansal} = Velocidad de canal de salida (m/s)

$$V_{cansal} = \frac{Q}{A_{cansal}} = \frac{Q}{b_V \cdot Y_3}$$

A_{cansal} = Área del canal de salida (m²)

Q = Caudal de diseño (m³/s)

V_{pozo} = Velocidad en el pozo (m/s)

$$V_{pozo} = \frac{Q}{A_{pozo}} = \frac{Q}{b_{pozo} \cdot Y_2}$$

b_{POZO} = Base del pozo igual al ancho de la rápida (m)

Y_2 = Conjugada del tirante al inicio del pozo

Con los datos $Y_1, Y_2, \Delta z$ y η se procede a calcular la altura del pozo $h_p = h_{cal}$

$$h_p = h_{cal} = \eta \cdot Y_2 - (Y_3 + \Delta z)$$

- Calculo de la altura del escalón para caso 2 y 3.

Caso 2. Cuando $Y_3 < Y_2$

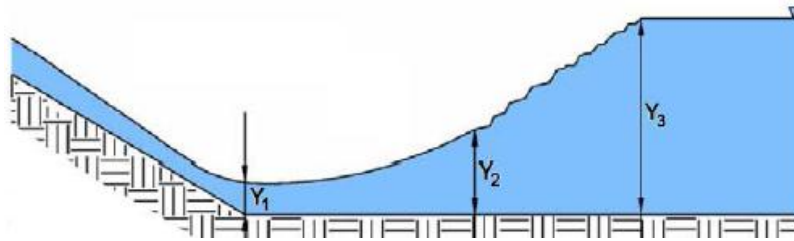


Figura 3.20: Salto hidráulico en un punto más debajo de la salida de la rápida.

Fuente. Montaño, A; Salazar J. 2009. Actualización del material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de Obras Hidráulicas I. Trabajo Dirigido.

Caso 3. Cuando $Y_3 > Y_2$

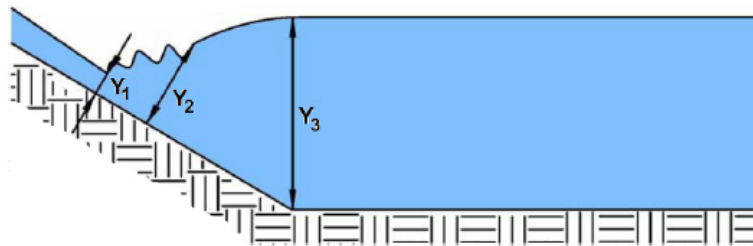


Figura 3.21: Salto hidráulico en un punto más debajo de la salida de la rápida.

Fuente. Montaño, A; Salazar J. 2009. Actualización del material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de Obras Hidráulicas I. Trabajo Dirigido.

Con el propósito de organizar los resultados que se deben ir obteniendo durante el proceso iterativo a seguir para el cálculo de la altura del escalón del pozo, se recomienda utilizar la siguiente tabla.

hsup (m)	Δx (m)	Y1(m)	Y2(m)	Δz (m)	hcalc	Erro Relativo
1	2	3	4	5	6	7

1) Suponer un valor de altura del pozo (Hsup)

2) Calcular la prolongación de la rápida

$$\Delta x = \frac{h_{sup}}{\sin \alpha}$$

Donde:

Δx =Prolongación de la rápida

α = Angulo de inclinación de la rápida; arctan(S).

3) Calcular la profundidad de circulación en la sección inicial del salto Y_1

Se debe tener como dato la curva superficial de la rápida y con el valor Δx calculado se obtiene el nuevo valor de Y_1 .

4) Calcular la profundidad de circulación después del salto:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right)$$

5) Cálculo de Δz :

$$\Delta z = \frac{V_{cansal}^2}{2g\phi p^2} - \frac{V_{pozo}^2}{2g\eta^2}$$

Donde:

ϕ_p = Coeficiente de pérdidas por el escalón del pozo (0,80-0,95)

g = Aceleración de caída libre

η =Factor de seguridad (1,00-1,10)

Para $Fr_1 < 4,5$ se asume $\eta = 1,1$

Para $Fr_1 > 4,5$ se asume $\eta = (1,0 - 1,05)$

V_{cansal} = Velocidad de canal de salida (m/s)

$$V_{cansal} = \frac{Q}{A_{cansal}} = \frac{Q}{b_V \cdot Y_3}$$

A_{cansal} = Área del canal de salida (m²)

Q = Caudal de diseño (m³/s)

V_{pozo} = Velocidad en el pozo (m/s)

$$V_{pozo} = \frac{Q}{A_{pozo}} = \frac{Q}{b_{pozo} \cdot Y_2}$$

b_{POZO} = Base del pozo igual al ancho de la rápida (m)

Y_2 = Conjugada del tirante al inicio del pozo

6) Cálculo de la altura del pozo calculado:

$$h_p = h_{cal} = \eta \cdot Y_2 - (Y_3 + \Delta z)$$

7) Cálculo del error relativo:

$$Error\ Relativo = \left| \frac{h_{sup} - h_{calc}}{h_{cal}} \right| < 1\%$$

Si no se cumple que el Error Relativo $< 1\%$, se procede a suponer un nuevo valor de h_{sup} . Resulta aconsejable asumir como nuevo valor de h_{sup} , el valor de la h_{calc} obtenida en (7). Se repite el proceso hasta cumplir con el requisito.

Paso 4. Cálculo de la longitud del pozo (L_p) y de la longitud de la risberma (L_R).

- La longitud del pozo se obtendrá de las siguientes ecuaciones:

$$L_p = 3.Y_2 \text{ si } q \leq 5m^3/s/m$$

$$L_p = L_s \text{ si } q > 5m^3/s/m$$

- La longitud total del pozo:

$$L_T = 9.(Y_2 - Y_1)$$

- La longitud de la risberma

$$L_R = L_T - L_p$$

3.3.1.3 EJEMPLO DE APLICACIÓN

DATOS:

Se proyecta un vertedero superficial para una descarga máxima $Q= 576 m^3/s$. Se desea realizar el diseño hidráulico de un pozo amortiguador al pie de una rápida rectangular con **régimen uniforme** de 60 m de ancho que tiene una salida a un canal trapezoidal de 80 m de plato y talud de 1:2 mediante una transición brusca. El tirante medio al final de la rápida Y_1 y el tirante en el canal de salida Y_3

$$Y_1 = 0,8 \text{ m}$$

$$Y_3 = 3,6 \text{ m}$$

De cálculo de la curva superficial se sabe que el valor del tirante al final de la rápida Y_3 y el tirante a la entrada Y_1 , con esto se procede a calcular el tirante conjugado Y_2 .

CÁLCULOS

Paso 1. Cálculo de la tirante conjugada Y_2 .

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right)$$

- $V_1 = \frac{Q}{b \cdot Y_1}$

$$\frac{576}{60 * 0,8} = 12 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- $Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$

$$\frac{12}{\sqrt{9,81 * 0,8}} = 4,28$$

$$Y_2 = \frac{0,8}{2} \left(\sqrt{8 * 4,28^2 + 1} - 1 \right)$$

$$Y_2 = 4,46 \text{ m}$$

Paso 2. Se compara Y_2 con Y_3 para valorar si es necesario o no el uso del pozo

- Si $Y_2 \leq Y_3$ no se requiere pozo
- Si $Y_2 \geq Y_3$ si se requiere pozo

$$Y_2 \geq Y_3$$

$$4,46 \geq 3,6 \text{ si requiere pozo}$$

Paso 3. Cálculo de la altura del escalón del pozo (h_p).

Como se conoce del problema que al final de la rápida se alcanza el régimen uniforme entonces se procede directamente a calcular la profundidad del escalón, pues el tirante Y_1 se mantendrá constante:

Se procede al cálculo de la altura del escalón del pozo h_p y para ello se debe conocer en qué lugar se encuentra el salto hidráulico:

$$\Delta z = \frac{V_{cansal}^2}{2g\phi p^2} - \frac{V_{pozo}^2}{2g\eta^2}$$

Donde:

$$\phi_p = 0,92$$

$$g = 9,81$$

$$\eta = 1,1 \text{ para } Fr_1 < 4,5 \text{ se asume } \eta = 1,1$$

- $V_{cansal} = \frac{Q}{A_{cansal}} = \frac{Q}{b_v \cdot Y_3}$

$$\frac{576}{60 * 3,6} = 2,67 \text{ m/s}$$

- $V_{pozo} = \frac{Q}{A_{pozo}} = \frac{Q}{b_{pozo} \cdot Y_2}$

$$\frac{576}{60 * 4,46} = 2,15 \text{ m/s}$$

$$\frac{2,67^2}{2 * 9,81 * 0,92^2} - \frac{2,15^2}{2 * 9,81 * 1,1^2} = \mathbf{0,23\ m}$$

Con los datos obtenidos procedemos a encontrar h_p

$$h_p = h_{cat} = \eta \cdot Y_2 - (Y_3 + \Delta z)$$

$$1,1 * 4,46 - (3,6 + 0,23) = 1,09\ m$$

$$\mathbf{h_p = 1,09\ m}$$

Paso 4. Cálculo de la longitud del pozo (L_p) y de la longitud de la risberma (L_R).

- $q = \frac{Q}{b}$

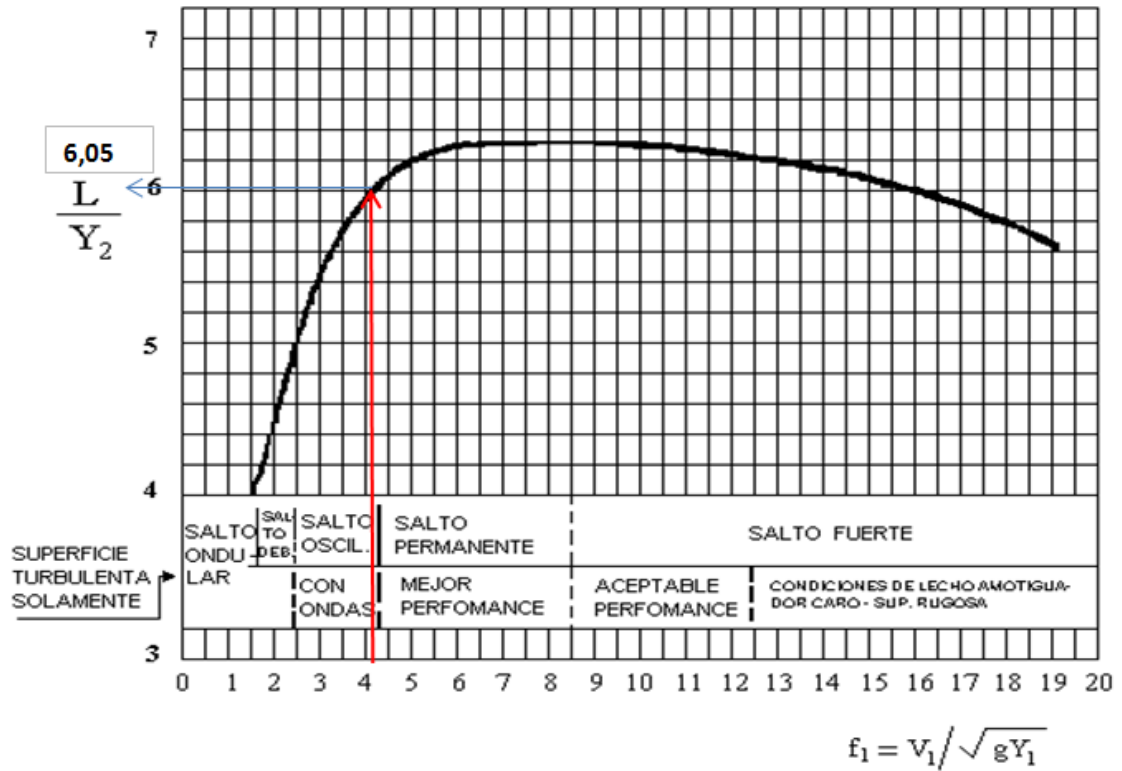
$$\frac{576}{60} = 9,6\ m^3/s/m$$

Como $q > 5\ m^3/s/m$

- $L_p = L_s$

Con $Fr_1 = 4,28$ chequear Figura 2.6: Relación adimensional para la longitud del resalto hidráulico

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} = \frac{L_s}{Y_2}$$



$$\frac{L_S}{Y_2} = 6,05$$

- $Fr_1 * Y_2 = L_S$

$$6,05 * 4,46 = 26,98 \text{ m}$$

$$L_S = L_p = \mathbf{26,98 \text{ m}}$$

La longitud total del pozo:

- $L_T = 9 \cdot (Y_2 - Y_1)$

$$9 \cdot (4,46 - 0,8) = \mathbf{32,94 \text{ m}}$$

La longitud de la risberma

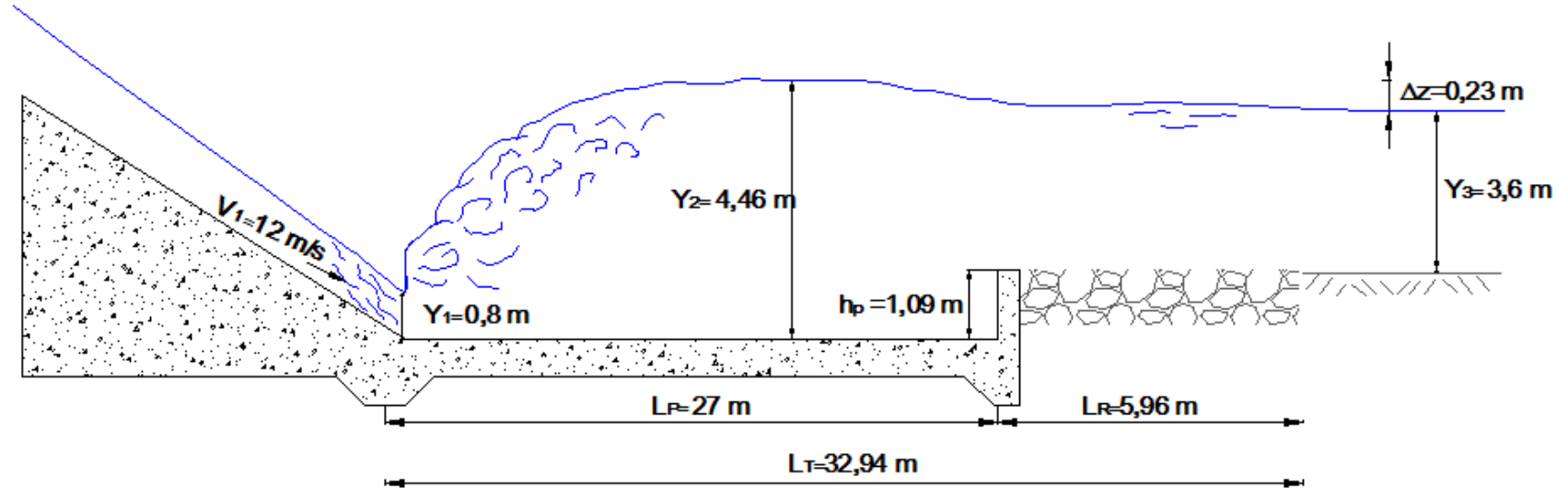
- $L_R = L_T - L_P$

$$32,94 - 26,98 = 5,96 \text{ m}$$

Paso 5. Resultados gráficos- (**ANEXO 3.3:** Pozo disipador al pie de una rápida).

NOTA. Los valores obtenidos pueden ajustarse a dimensiones constructivas.

POZO AMORTIGUADOR AL PIE DE UNA RÁPIDA- RESULTADOS.



ESCALA S/N

3.4. POZO AMORTIGUADOR EN UNA CAIDA VERTICALES.

3.3.2.1 DESCRIPCION

Cuando se requiere unir dos canales uno más alto que otro, se proyectan las caídas verticales, estas estructuras permiten disipar la energía del agua para el control del flujo de agua y minimizar el proceso de erosión en el cuerpo del canal.

En una caída el agua se precipita libremente formando un colchón de amortiguación y aguas abajo se produce un resalto hidráulico en donde se disipa parte de la energía que lleva el agua.

ESQUEMA

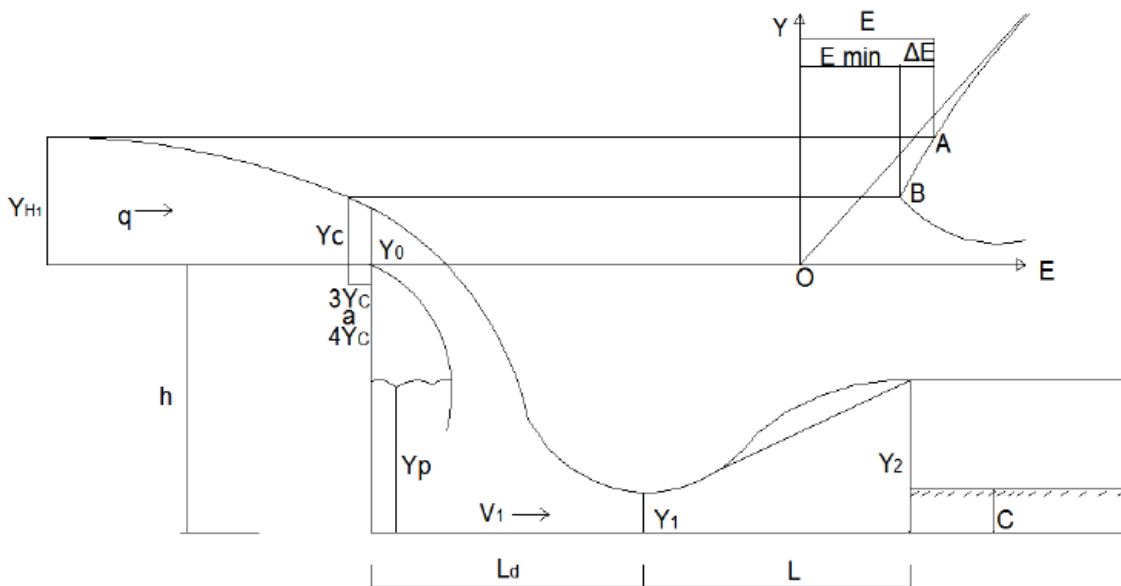


Figura 3.22: Esquema de una caída vertical.

Donde:

L_d =Longitud de caída (m)

Y_p =Profundidad del colchón amortiguador (m)

Y_1 = Profundidad inicial del resalto hidráulico (m)

Y_2 = Profundidad final del resalto hidráulico (m)

Y_c = Profundidad crítica (m)

L = Longitud de resalto hidráulico (m)

V_1 = Velocidad (m/s)

h = Desnivel (m)

3.3.2.2 METODOLOGÍA POZO AMORTIGUADOR EN UNA CAIDA VERTICALES.

Las caídas verticales pueden ser descritas mediante las funciones que se presentan a continuación y dependen del número de caída.

$$D = \frac{q^2}{g \cdot h^3}$$

Donde:

D = número de caídas

Q =caudal unitario (m³/s/m)

h =desnivel (m)

Las funciones asociadas a la ecuación anterior son:

$$L_d = 4,3 \cdot h \cdot D^{0,27}$$

$$Y_p = 1,0 \cdot h \cdot D^{0,22}$$

$$Y_1 = 0,54. h. D^{0,425}$$

$$Y_2 = 1,66. h. D^{0,27}$$

Donde:

L_d =Longitud de caída (m)

Y_p =Profundidad del colchón amortiguador (m)

Y_1 = Profundidad inicial del resalto hidráulico (m)

Y_2 = Profundidad final del resalto hidráulico (m)

- **Dimensionamiento del pozo amortiguador y longitud del resalto**

El dimensionamiento se realiza con base a la determinación del número de caída (D) y con las funciones siguientes:

$$L_d = 4,3. h. D^{0,27}$$

Donde:

L_d =Longitud de caída (m)

h= Desnivel (m)

D= número de caídas

$$Y_2 = 1,66. h. D^{0,27}$$

Donde:

Y_2 = Profundidad final del resalto hidráulico (m)

- **Profundidad del colchón**

$$C = \frac{L}{6}$$

La salida del colchón puede ser vertical o inclinada, en este último caso se puede utilizar un talud en contrapendiente de 4:1 o de 2:1.

- **Longitud de resalto**

A partir de la figura Relación adimensional para la longitud del resalto hidráulico

Los parámetros a determinar son:

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} \text{ vs } \frac{L}{Y_2}$$

3.3.2.3 EJEMPLO DE APLICACIÓN

DATOS

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Caudal	Q	0,1	m ³ /s
Velocidad	V1	0,93	(m/s)
Ancho	b	0,51	m
Profundidad crítica	Yc	0,15	m
Desnivel	h	1	m
Carga de velocidad Crítica	hvc	0.078	m

CALCULOS

- Numero de caída (D)

$$D = \frac{q^2}{g.H^3}$$

$$\frac{\left(\frac{0,10}{0,51}\right)^2}{9,81.1^3} = 0,00392$$

- Cálculo de la longitud de caída

$$L_d = 4,3. h. D^{0,27}$$

$$4,3 * 1 * 0,00392^{0,27} = \mathbf{0,96\ m}$$

- Cálculo de la profundidad del colchón de agua.

$$Y_p = 1,0. h. D^{0,22}$$

$$1,0 * 1 * 0,00392^{0,22} = \mathbf{0,29\ m}$$

- Cálculo de la altura secuente o inicio del resalto (Y_1)

$$Y_1 = 0,54. h. D^{0,425}$$

$$0,54 * 1 * 0,00392^{0,425} = \mathbf{0,05\ m}$$

- Cálculo de la altura secuente o terminación del resalto

$$Y_2 = 1,66. h. D^{0,27}$$

$$1,66 * 1 * 0,00392^{0,27} = \mathbf{0,37\ m}$$

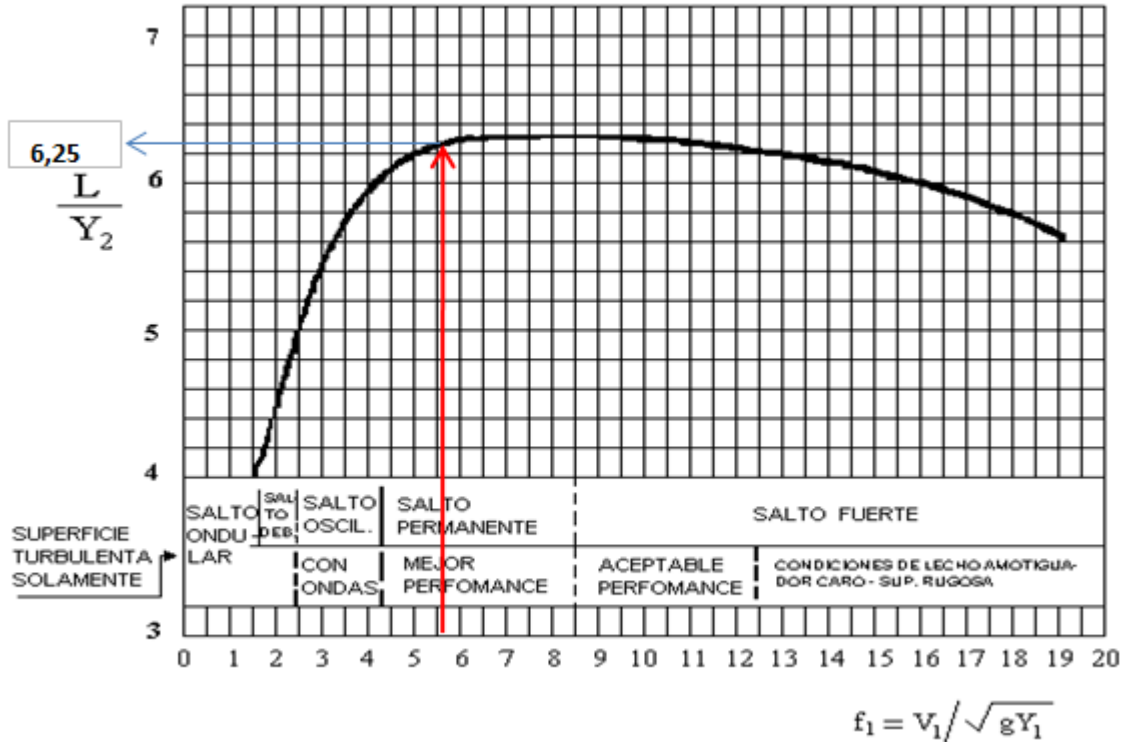
- Cálculo de la longitud de resalto (L)

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right)$$

$$\frac{0,37}{0,05} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right)$$

$$Fr_1 = \mathbf{5,57}$$

Con el valor de Fr_1 nos vamos a la Figura 2.6: Relación adimensional para la longitud del resalto hidráulico



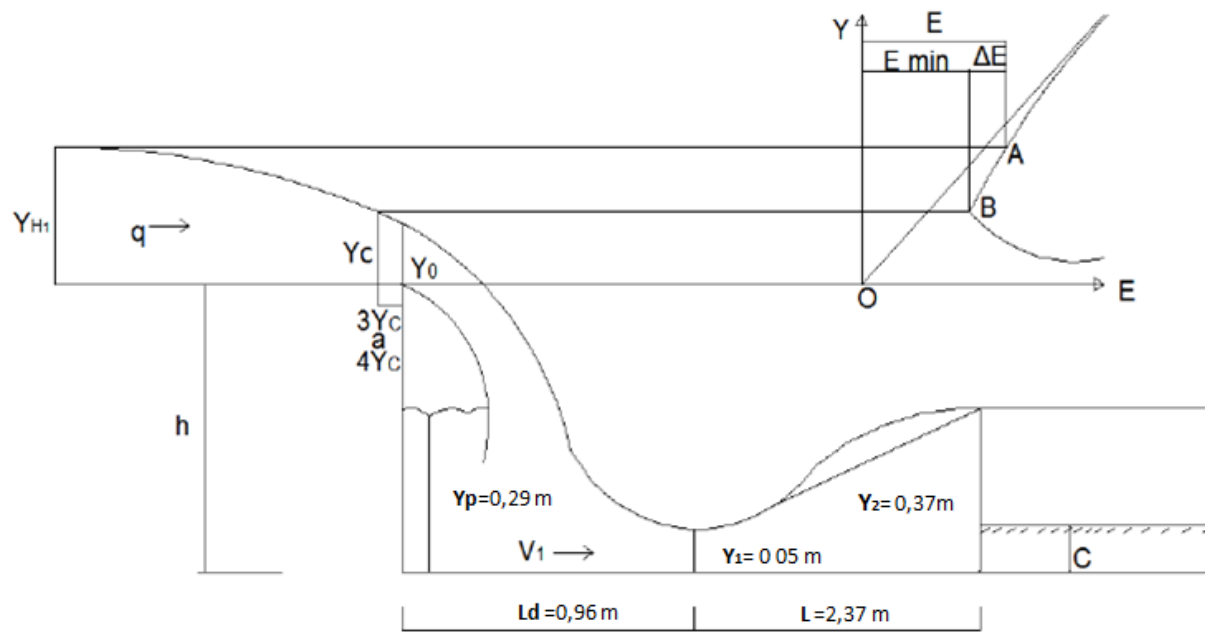
Donde $\frac{L}{Y_2} = 6,25$ por lo tanto:

$$L = 6,25 * 0,37$$

$$L = 2,31 \text{ m}$$

- Resultados gráficos- (**ANEXO 3.4:** Pozo disipador al pie de un vertedero de cimacio).

NOTA. Los valores obtenidos pueden ajustarse a dimensiones constructivas.



3.3.3 POZO AMORTIGUADOR UBICADO AL PIE DE UN VERTEDERO DE CIMACIO

3.3.3.1 DESCRIPCION

El uso de los pozos se basa en la ocurrencia del salto hidráulico que es realmente el encargado de la disipación de energía., de tal manera que el pozo en realidad es una estructura que contienen el salto.

Los vertederos de cimacio han resultado una solución satisfactoria cuando necesitamos de una estructura para controlar y regular los derrames de un vaso almacenados (embalse), o para regular el caudal que vierte sobre el mismo.

Para comenzar revisaremos algunas características del salto hidráulico, que es importante para el diseño del mismo:

El cálculo de un pozo amortiguador se basa en la obtención de la altura (h) del escalón del pozo capaz de garantizar, que la conjugada del tirante que se tiene al inicio del pozo coincida con el tirante de que se dispone aguas debajo de este, para de esa manera lograr la ocurrencia del salto hidráulico al pie de cimacio o la rápida según sea el caso.

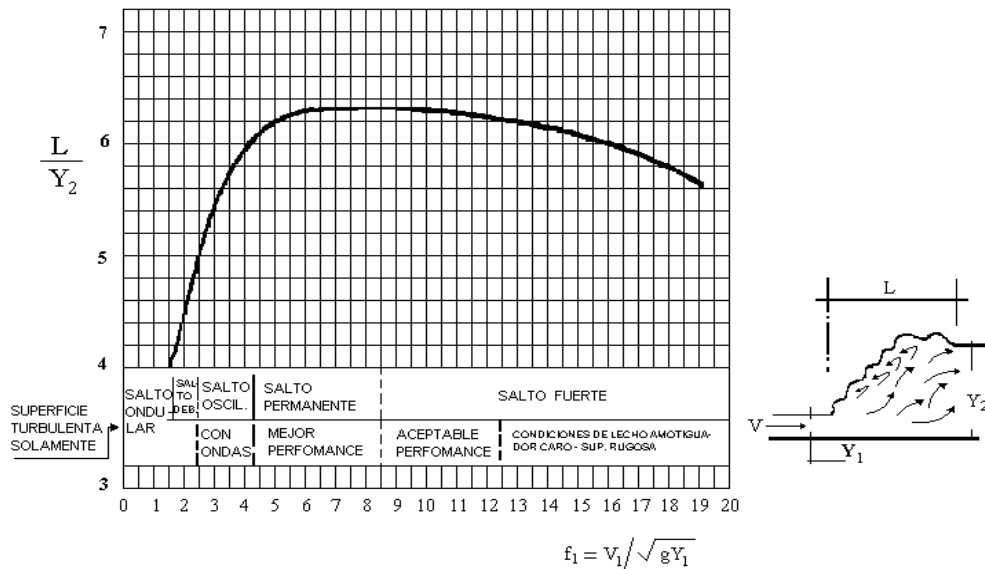


Figura 2.6. Relación adimensional para la longitud del resalto hidráulico

Fuente: Ven Te Chow (2004) "Hidráulica de canales abiertos".

- La condición fundamental para el cálculo de un pozo amortiguador es que $Y_2 > Y_3$.
- Para el cálculo de la altura del pozo se usa un cierto factor de seguridad como (η) que oscila entre 1,00 y 1,10 y tiene como objetivo, lograr un incremento en el valor de Y_2 para de esa manera tener una seguridad en el cálculo del escalón del pozo, con el propósito de garantizar siempre la ocurrencia del salto dentro de los límites establecidos para el pozo amortiguador.

Por lo tanto es frecuente en la práctica, utilizar como criterio de selección:

- Para $Fr_1 < 4,5$ se asume $\eta = 1,1$
- Para $Fr_1 > 4,5$ se asume $\eta = (1,0 - 1,05)$

ESQUEMA

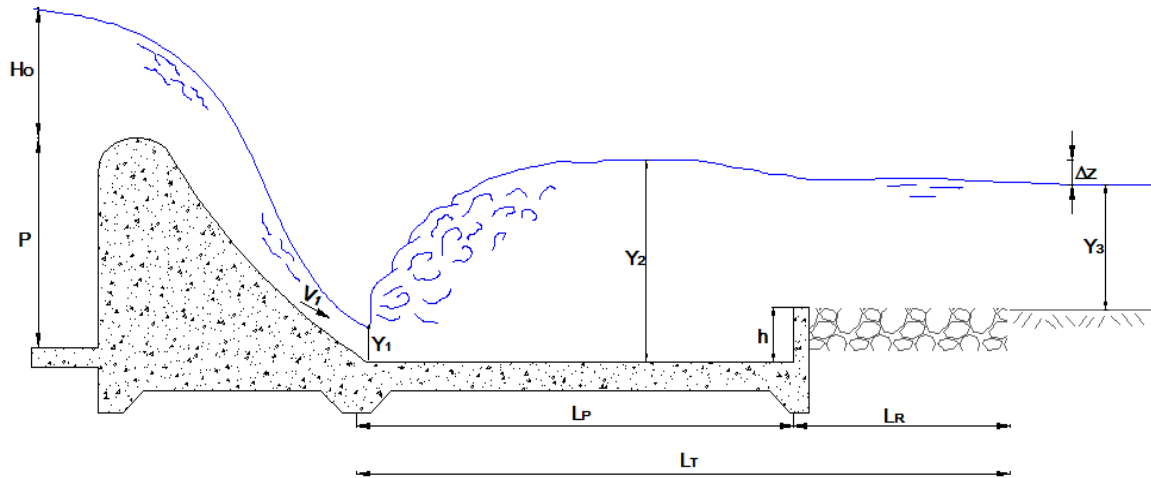


Figura 2.23: Esquema del pozo amortiguador

Donde:

Y_1 =Profundidad de circulación en la sección inicial del salto (m).

Y_2 =Profundidad de circulación en la sección después del salto (m).

Y_3 =Posición final la salida del salto (m).

L_p = Longitud del pozo (m)

Δz =Diferencia de flujo entre Y_2 y Y_3 (m).

P = Altura del vertedero (m).

P^* = Altura a la salida del vertedero (m).

H_0 = Carga del flujo (m)

h = Altura del escalón del pozo (m)

3.3.3.2 METODOLOGÍA POZO AMORTIGUADOR UBICADO AL PIE DE UN VERTEDERO DE CIMACIO

La siguiente metodología se realiza a partir de los siguientes datos conocidos:

- Caudal de diseño (Q)
- Carga del flujo (H_0)
- Altura a la salida del vertedero (P^*)
- Tirante de agua después del resalto (Y_3)

Paso 1. Cálculo del tirante contraído al pie del cimacio Y_1

$$Y_1 = \left(\frac{E_0}{3}\right) \cdot \left[1 - 2 \cdot \cos(60^\circ) + \frac{\theta^\circ}{3}\right]$$

Siendo:

$$\theta^\circ = \arccos(1 - 0,73 \cdot q^2 \cdot E_0^{-3})$$

$$q = \frac{Q}{L}$$

$$E_0 = P^* + H_0$$

Donde:

Y_1 =Profundidad de circulación en la sección inicial del salto (m).

E_0 = Energía específica.

θ° =Angulo de inclinación

q = Relación entre el caudal total y la longitud total ($m^3/s/m$).

Q = Caudal total (m^3/s).

L = Ancho del vertedero (m).

P^* = Altura a la salida del vertedero (m).

H_0 = Carga del flujo (m)

Paso 2. Cálculo de la tirante conjugada Y_2 .

La profundidad de circulación después del salto (Y_2), se calcula con:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right)$$

Donde adicionalmente se puede encontrar el número de Froude Fr_1 encontrando la velocidad V_1 con:

$$V_1 = \frac{Q}{b \cdot Y_1}$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$$

Paso 3. Comparar Y_2 con Y_3 .

- Si $Y_2 \leq Y_3$ no se requiere pozo
- Si $Y_2 \geq Y_3$ si se requiere pozo

Paso 4. En caso de requerirse pozo amortiguador

Se procede al cálculo de la altura del escalón del pozo $h = h_{calc}$

Con el propósito de organizar los resultados que se deben ir obteniendo durante el proceso iterativo a seguir para el cálculo de la altura del escalón del pozo, se recomienda utilizar:

hsup(m)	E_0 (m)	θ^0	Y_1 (m)	Y_2 (m)	Δz (m)	hcalc (m)	Error Relativo
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)

(1) Suponer un valor de altura del pozo (hsup)

(2) Calcular la energía cinética.

$$E_0 = H_0 + (P^* + h_{sup})$$

(3) Calcular el ángulo de inclinación

$$\theta^0 = \arccos(1 - 0,73 \cdot q^2 \cdot E_0^{-3})$$

(4) Calcular la profundidad de circulación en la sección inicial del salto

$$Y_1 = \left(\frac{E_0}{3}\right) \cdot \left[1 - 2 \cdot \cos\left(60^\circ + \frac{\theta^0}{3}\right)\right]$$

(5) Calcular la profundidad de circulación después del salto:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right)$$

(6) Calculo de Δz :

$$\Delta z = \frac{V_{cansal}^2}{2g\phi_p^2} - \frac{V_{pozo}^2}{2g\eta^2}$$

Donde:

ϕ_p = Coeficiente de pérdidas por el escalón del pozo (0,80-0,95)

V_{cansal} = Velocidad de canal de salida (m/s)

$$V_{cansal} = \frac{Q}{A_{cansal}} = \frac{Q}{b_V \cdot Y_3}$$

A_{cansal} = Área del canal de salida (m²)

Q = Caudal de diseño (m³/s)

$$V_{pozo} = \frac{Q}{A_{pozo}} = \frac{Q}{b_{pozo} \cdot Y_2}$$

b_{POZO} = Base del pozo (m)

Y_2 = Conjugada del tirante al inicio del pozo

g = Aceleración de caída libre

η = Factor de seguridad (1,00-1,10)

(7) Cálculo de la altura del pozo calculado:

$$h_{cal} = \eta \cdot Y_2 - (Y_3 + \Delta z)$$

(8) Cálculo del error relativo

$$Error\ Relativo = \left| \frac{h_{sup} - h_{calc}}{h_{cal}} \right| < 1\%$$

Si no se cumple que el Error Relativo $< 1\%$, se procede a suponer un nuevo valor de h_{sup} . Resulta aconsejable asumir como nuevo valor de h_{sup} , el valor de la h_{calc} obtenida en (7). Se repite el proceso hasta cumplir con el requisito.

Paso 5. Cálculo de la longitud del pozo (L_p) y de la longitud de la risberma (L_R).

La longitud del pozo se obtendrá de las siguientes ecuaciones:

$$L_p = 3.Y_2 \text{ si } q \leq 5m^3/s/m$$

$$L_p = L_s \text{ si } q > 5m^3/s/m$$

La longitud total del pozo:

$$L_T = 9.(Y_2 - Y_1)$$

La longitud de la risberma

$$L_R = L_T - L_p$$

3.3.3.3 EJEMPLO DE APLICACIÓN

DATOS:

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Caudal de diseño	Q	500	m ³ /s
Carga del flujo	Ho	2	m
Altura a la salida del vertedero	P*	1,2	m
Tirante de agua después del	Y ₃	2,2	m

resalto			
Longitud total del vertedero	L=b	86,36	m

CALCULOS:

Paso 1. Cálculo del tirante contraído al pie del cimacio Y_1

- $E_0 = P^* + H_0$

$$1,2+2=3,2 \text{ m}$$

- $q = \frac{Q}{L}$

$$\frac{500}{86,36} = 5,7896 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

- $\theta^0 = \arccos(1 - 0,73 \cdot q^2 \cdot E_0^{-3})$

$$\arccos(1 - 0,73 \cdot 5,7896^2 \cdot 3,2^{-3}) = 75,3296^\circ$$

- $Y_1 = \left(\frac{E_0}{3}\right) \cdot \left[1 - 2 \cdot \cos\left(60^\circ + \frac{\theta^0}{3}\right)\right]$

$$\left(\frac{3,2}{3}\right) \cdot \left[1 - 2 \cdot \cos\left(60^\circ + \frac{75,3296^\circ}{3}\right)\right] = 0,88 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,88 \text{ m}$$

Paso 2. Cálculo de la tirante conjugada Y_2

- $V_1 = \frac{Q}{b \cdot Y_1}$

$$\frac{500}{86,36 * 0,88} = 6,54 \frac{m}{s}$$

- $Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$

$$\frac{6,54}{\sqrt{9,81 * 0,88}} = 2,22$$

$$Y_2 = Y_1 \left(\frac{1}{2} \left(\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right) \right)$$

$$0,88 \left(\frac{1}{2} \left(\sqrt{8 * 2,22^2 + 1} - 1 \right) \right) = 2,37 m$$

$$Y_2 = 2,37 m$$

Paso 3. Comparar Y_2 con Y_3 .

- Si $Y_2 \leq Y_3$ no se requiere pozo
- Si $Y_2 \geq Y_3$ si se requiere pozo

$$Y_2 \geq Y_3$$

$$2,37 \geq 2,2 \text{ Requiere pozo}$$

Paso 4. Cálculo de la altura del escalón del pozo $h = h_{calc}$

(1) Suponer un valor de altura del pozo (h_{sup})

$$h_{sup} = 0,30 m$$

(2) Calcular la energía cinética.

$$E_0 = H_0 + (P^* + h_{sup})$$

$$2 + (1,2 + 0,3) = 3,5 \text{ m}$$

(3) Calcular el ángulo de inclinación

$$\theta^0 = \arccos(1 - 0,73 \cdot q^2 \cdot E_0^{-3})$$

$$\arccos(1 - 0,73 \cdot 5,7896^2 \cdot 3,5^{-3}) = 64,5775^\circ$$

(4) Calcular la profundidad de circulación en la sección inicial del salto

$$Y_1 = \left(\frac{E_0}{3}\right) \cdot \left[1 - 2 \cdot \cos(60^\circ) + \frac{\theta^0}{3}\right]$$

$$\left(\frac{3,5}{3}\right) \cdot \left[1 - 2 \cdot \cos(60^\circ) + \frac{64,5775^\circ}{3}\right] = 0,82 \text{ m}$$

(5) Calcular la profundidad de circulación después del salto:

$$V_1 = \frac{Q}{b \cdot Y_1}$$

$$\frac{500}{86,36 \cdot 0,82} = 7,03 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$$

$$\frac{7,03}{\sqrt{9,81 \cdot 0,82}} = 2,47$$

$$Y_2 = Y_1 \left(\frac{1}{2} \left(\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right) \right)$$

$$0,82 \left(\frac{1}{2} \left(\sqrt{8 * 2,47^2 + 1} - 1 \right) \right) = 2,499 \text{ m}$$

$$Y_2 = 2,499 \text{ m}$$

(6) Calculo de Δz :

$$V_{cansal} = \frac{Q}{A_{cansal}} = \frac{Q}{b_V \cdot Y_3}$$

$$\frac{500}{86,36 * 2,2} = 2,63 \text{ m/s}$$

$$V_{pozo} = \frac{Q}{A_{pozo}} = \frac{Q}{b_{pozo} \cdot Y_2}$$

$$\frac{500}{86,36 * 2,499} = 2,31 \text{ m/s}$$

ϕ_p = Coeficiente de pérdidas por el escalón del pozo 0,88

η = Factor de seguridad 1,1 (Fr < 4,5)

$$\Delta z = \frac{V_{cansal}^2}{2g\phi_p^2} - \frac{V_{pozo}^2}{2g\eta^2}$$

$$\frac{2,63^2}{2 * 9,81 * 0,88^2} - \frac{2,31^2}{2 * 9,81 * 1,1^2} = 0,229 \text{ m}$$

(7) Cálculo de la altura del pozo calculado:

$$h_{cal} = \eta \cdot Y_2 - (Y_3 + \Delta z)$$

$$1,1 * 2,499 - (2,2 + 0,229) = \mathbf{0,319\ m}$$

(8) Cálculo del error relativo

$$Error\ Relativo = \left| \frac{h_{sup} - h_{calc}}{h_{cal}} \right| < 1\%$$

$$\left| \frac{0,3 - 0,319}{0,319} \right| = 6,22 < 1\% \text{ NO CUMPLE}$$

Se procede a calcular un nuevo h_{sup} , para hacer más ágil el cálculo se realiza una tabla con iteración.

Tabla 3.2: Calculo de un nuevo h_{sup} .

hsup(m)	E_0 (m)	θ^0	Y_1 (m)	V_1 m/s	Fr_1	Y_2 (m)	Δz (m)	hcalc (m)	Error Rel. % < 1%	
0,300	3,500	1,127	64,579	0,823	7,036	2,477	2,500	0,230	0,320	6,197
0,320	3,520	1,116	63,964	0,819	7,067	2,493	2,508	0,231	0,327	2,144
0,327	3,527	1,113	63,751	0,818	7,078	2,499	2,510	0,232	0,330	0,763
0,329	3,529	1,112	63,690	0,818	7,081	2,500	2,511	0,232	0,330	0,372
0,330	3,530	1,111	63,660	0,817	7,083	2,501	2,511	0,232	0,331	0,177
0,331	3,531	1,111	63,630	0,817	7,084	2,502	2,512	0,232	0,331	0,018
0,335	3,535	1,108	63,509	0,817	7,090	2,505	2,513	0,232	0,332	0,793
0,340	3,540	1,106	63,359	0,816	7,098	2,509	2,515	0,233	0,334	1,753
0,380	3,580	1,085	62,181	0,809	7,159	2,542	2,531	0,235	0,348	9,119
0,390	3,590	1,080	61,893	0,807	7,174	2,550	2,534	0,236	0,352	10,880
0,400	3,600	1,075	61,607	0,805	7,189	2,558	2,538	0,237	0,355	12,610

Paso 5. Cálculo de la longitud del pozo (L_p) y de la longitud de la risberma (L_R).

La longitud del pozo se obtendrá de las siguientes ecuaciones:

$$L_p = 3 \cdot Y_2 \text{ si } q \leq 5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

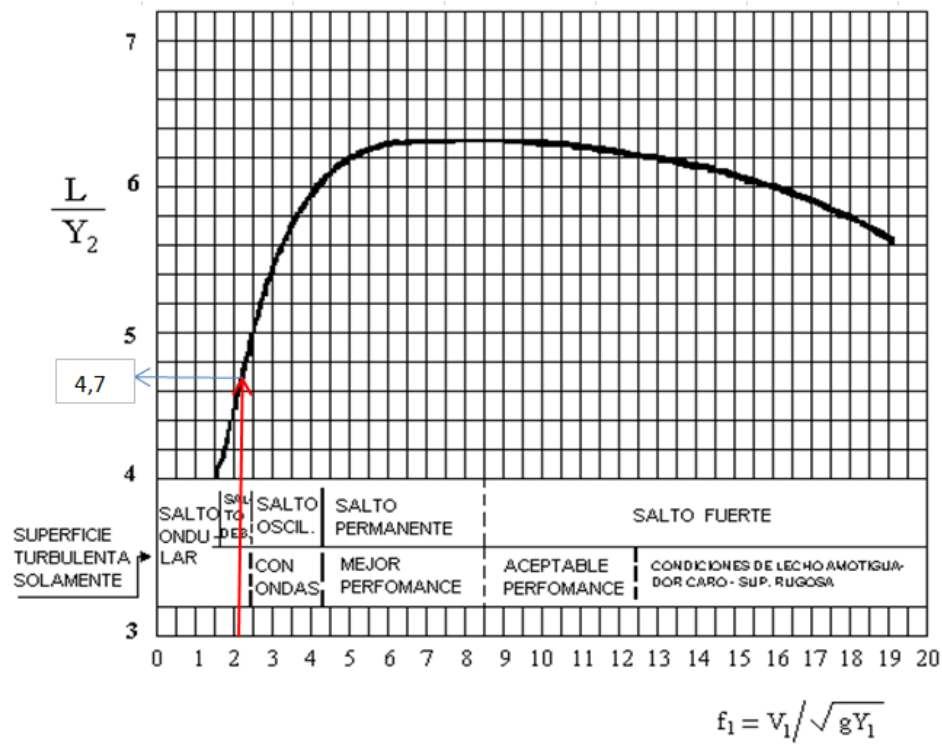
$$L_p = L_s \text{ si } q > 5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Como $q=5,7896 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

$$L_p = L_s$$

Con $Fr_1 = 2,22$ chequear Figura 2.6: Relación adimensional para la longitud del resalto hidráulico.

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} = \frac{L_s}{Y_2}$$



$$\frac{L_s}{Y_2} = 4,7$$

$$Fr_1 * Y_2 = L_s$$

$$4,7 * 3,27 = 11,14 \text{ m}$$

- La longitud total del pozo:

$$L_T = 9 \cdot (Y_2 - Y_1)$$

$$9 \cdot (2,37 - 0,822) = \mathbf{13,93 \text{ m}}$$

- La longitud de la risberma

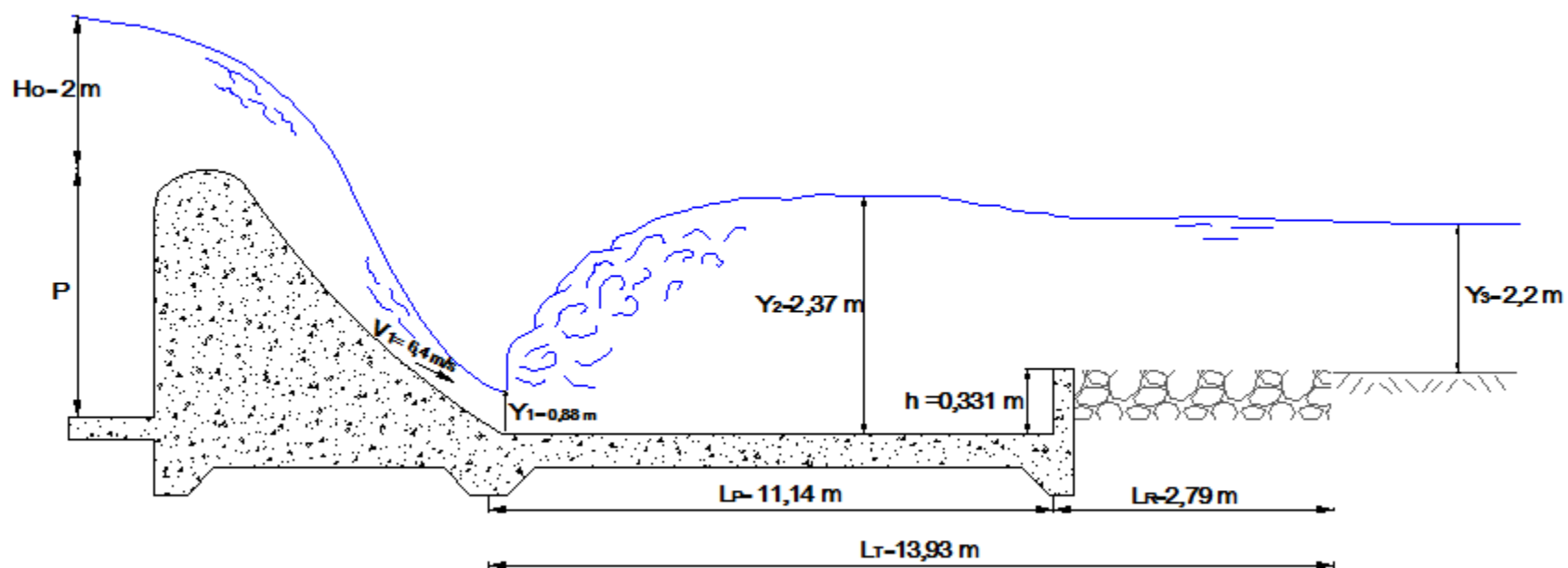
$$L_R = L_T - L_P$$

$$13,93 - 11,14 = \mathbf{2,79 \text{ m}}$$

Paso 6. Resultados gráficos- (**ANEXO3.5:** Pozo disipador al pie de un vertedero de cimacio).

NOTA. Los valores obtenidos pueden ajustarse a dimensiones constructivas.

POZO AMORTIGUADOR AL PIE DE UN VERTEDERO DE CIMACIO - RESULTADOS



ESCALA S/N

3.5. POZO DE BANDEJAS REJILLA – ORIFICIO

3.4.1 DESCRIPCION

Las bases de diseño son las mismas descritas anteriormente, cambiando únicamente la geometría de las bandejas. Creando de esta manera una solución adicional para el sistema de pozos de bandejas basada en un dissipador de energía tipo rejilla propuesto por la Bureau of Reclamation.

En esta estructura el fluido antes de pasar de nivel se separa en varias partes largas y delgadas debido a la presencia de las rejilla, cae de manera casi vertical aguas abajo donde la disipación se hace por la presencia de un resalto hidráulico. La longitud de la rejilla es efectiva cuando el fluido ha sido descargado totalmente por los orificios antes de llegar al extremo final.

CANAL DE APROXIMACION

El uso del dissipador de bandejas está limitado únicamente a una aproximación subcrítica. Es decir que para flujos rápidos de aproximación se debe prever una estructura de cambio de régimen aguas arriba. Se recomienda que el flujo subcrítico en el canal de aproximación tenga números de Froudes menores a 0.90

ANALISIS EN CADA BANDEJA

El efecto de las rejas longitudinales permite evitar ondulaciones en el flujo antes de la caída, donde la lámina vertiente se separa en varios segmentos largos y delgados que caen verticalmente en el estanque ubicado abajo, donde la disipación de energía se hace por turbulencia.

La inclinación dispuesta para cada bandeja ofrece por una parte, la introducción de aire en la estructura y también ayuda a mejorar las condiciones del flujo. Al formarse un colchón de agua, por la presencia de la inclinación en las bandejas, el flujo de caída libre choca contra esta masa de agua, provocando una disminución de su velocidad y estableciendo un flujo con régimen subcrítico sobre las bandejas.

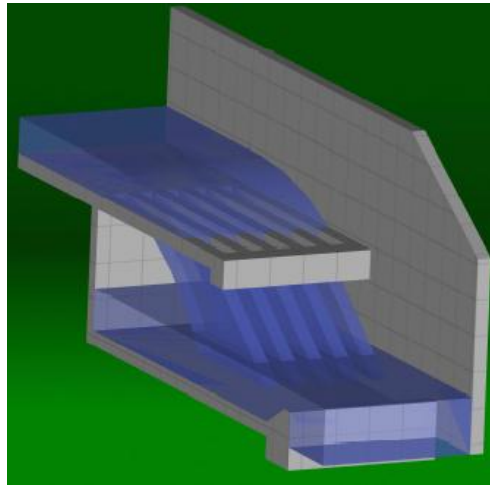


Figura 3.24: Flujo de caída en la bandeja con rejas

Fuente. Haro P, Jara M. 2006. Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad. Tesis de grado.

Según investigaciones , el flujo de caída en cada bandeja, presenta un similar comportamiento despues de una tercera bandeja hasta antes de la estructura de disipación al pie. Este último elemento debe ser introducido en la estructura para controlar la energía residual.

ANALISIS DEL FLUJO EN LA CAMARA DE SALIDA

En caso de caudales mínimos, la cámara de disipación al pie prevé un estrechamiento brusco de la sección transversal antes de la entrega al canal de salida. Para caudales de diseño y máximos, se observa una mezcla con una macroturbulencia media con introducción de aire que permite la disipación de la energía residual.

El dimensionamiento de la cámara al pie persigue los siguientes objetivos:

- Permitir que el flujo de ingreso al canal de entrada al pie de la estructura sea homogéneo y estable.
- Ofrecer la posibilidad de inspección de la estructura de cambio de nivel.

Para el cálculo del caudal máximo :

$$Q_{max} = 1.5 Q_d$$

3.3.4 DIMENSIONAMIENTO GEOMÉTRICO

La ecuación general para el dimensionamiento del pozo de bandejas es:

$$L_i = 0,142 * K * Q_d^{\frac{2}{5}}$$

Donde:

Q_d =Caudal de diseño en (l/s)

L_i =Dimensiones del Pozo de bandeja (según tabla)

K=Constantes de dimensionamiento para cada L_i .

Tabla 3.3: Constante K y descripción de los parámetros geométricos de las bandejas.

Li	DESCRIPCION	K
A	Ancho del pozo (m)	1.00
B	Separación de pared Frontal a Reja(m)	0.19
C	Largo de la Reja	0.260
D	Separación entre pared lateral y reja	0.05
E	Ancho de Reja	0.046
H	Altura entre bandejas	0.75

Fuente: Ven Te Chow (2004) “Hidráulica de canales abiertos”.

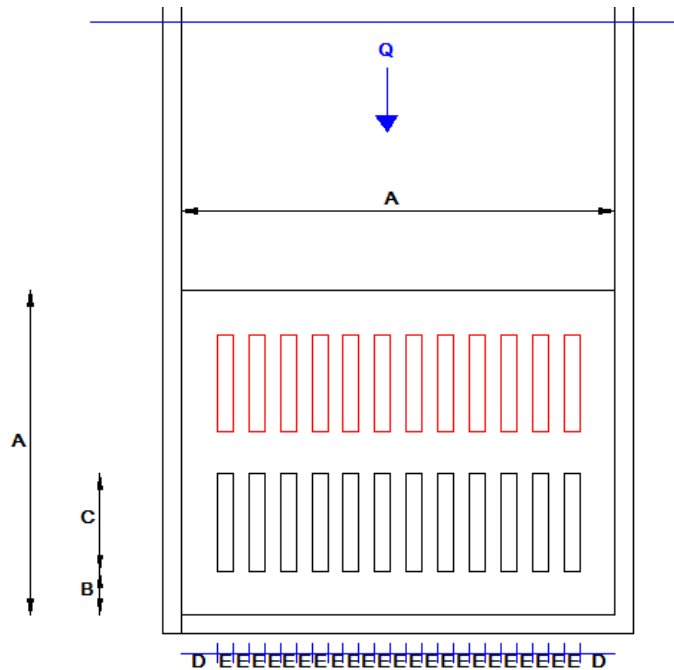


Figura 3.25: Variables geométricas de las bandejas.

A continuación se definen valores mínimos para cada dimensión L_i . Estos parámetros aseguran dimensiones constructivas y permiten la operación y mantenimiento de la estructura.

Tabla 3.4: Valores mínimos para las dimensiones L_i de la geometría de la bandeja.

L_i	Dimensión Mínima (m)
A	3.30
B	0.53
C	1.02
D	0.24
E	0.15
H	1.65

Fuente: Ven Te Chow (2004) "Hidráulica de canales abiertos".

Se propone el uso de un ábaco, para simplificar los cálculos. El ábaco funciona exclusivamente para caudal de diseño, introduciendo en las abscisas dicho valor mientras los datos restantes se reflejan en las ordenadas mostradas en **Figura 3.30. Ábacos de diseño para el pozo de bandejas**

DIMENSIONAMIENTO EN ELEVACIÓN DEL POZO DE BANDEJAS

La estructura en elevación consta de varias bandejas, dispuestas transversalmente en la vertical del pozo como se muestra en la fotografía. Se recomienda que el número de bandejas sea siempre par, para asegurar el vertido posterior en la cámara de disipación al pie.

$$N = \frac{\Delta z}{H}$$

Donde:

N = Número de Bandejas

Δz = Desnivel entre colectores

H =Altura entre bandejas

Para asegurar una correcta disipación de energía con caudales menores al 20% del caudal de diseño, en cada una de las bandejas se asigna una inclinación en contra pendiente de manera que se generan colchones de agua suficientes para amortiguar la energía en cada salto. La pendiente recomendada es del 5%, en dirección longitudinal a la dirección del flujo.

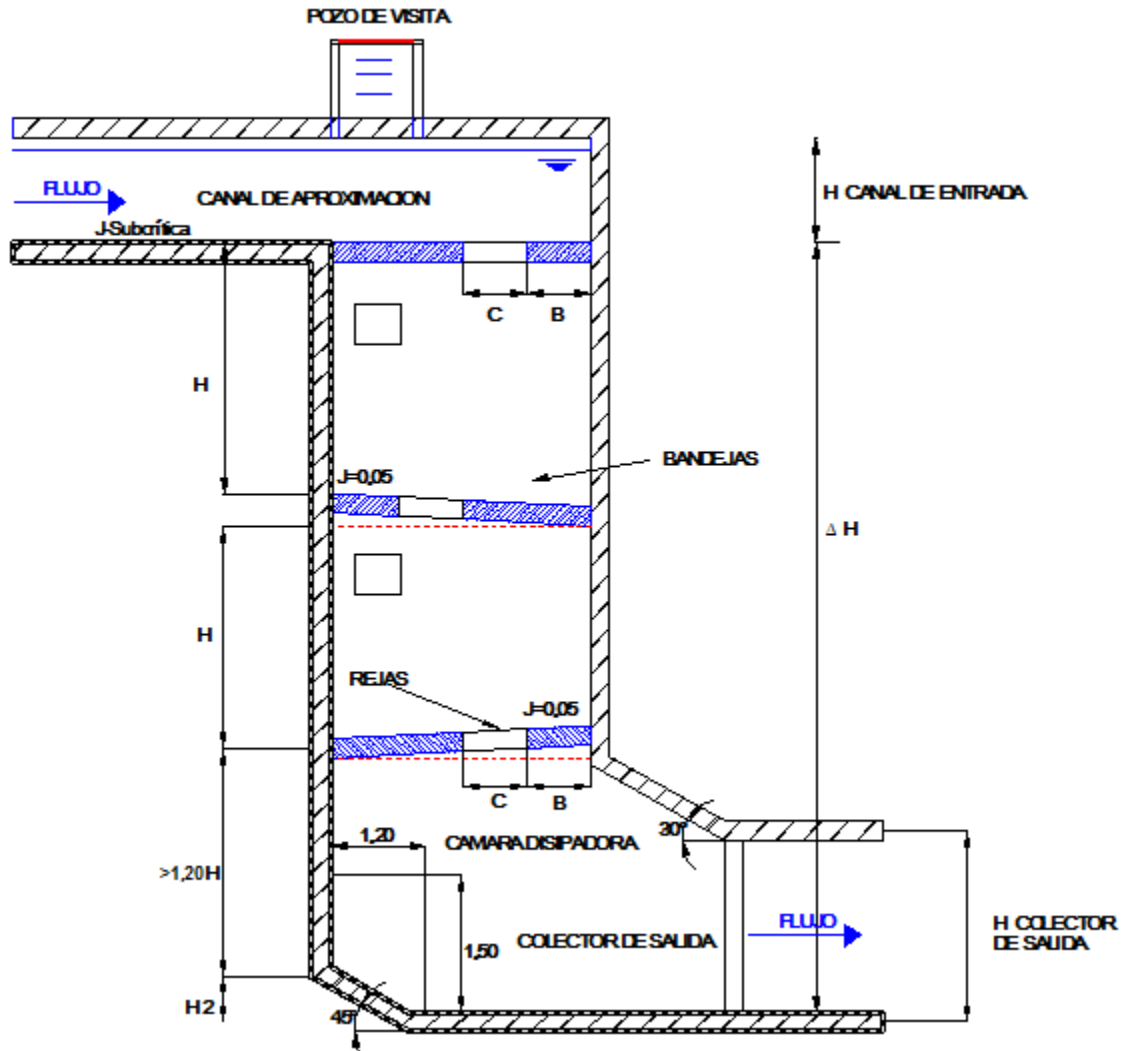


Figura 3.26: Variables de la geometría recomendada en elevación

CAMARA DISIPADORA AL PIE

Para el diseño, se recomienda que la altura mínima de la cámara disipadora sea 1.20 veces la altura de las bandejas.

$$H_{\min \text{ cámara}} = 1.20 H$$

H= Altura entre bandejas

Se recomienda adicionalmente una altura con pendiente de 45 grados para ajustar la altura total con una H2, de caída del pozo. Por lo tanto la altura total de la cámara de disipación se encuentra en los siguientes rangos:

$$1.20 H < H_t < 2.0 H$$

$$H_t = N.H + 1.2H$$

$$H_2 = \Delta z - H_t$$

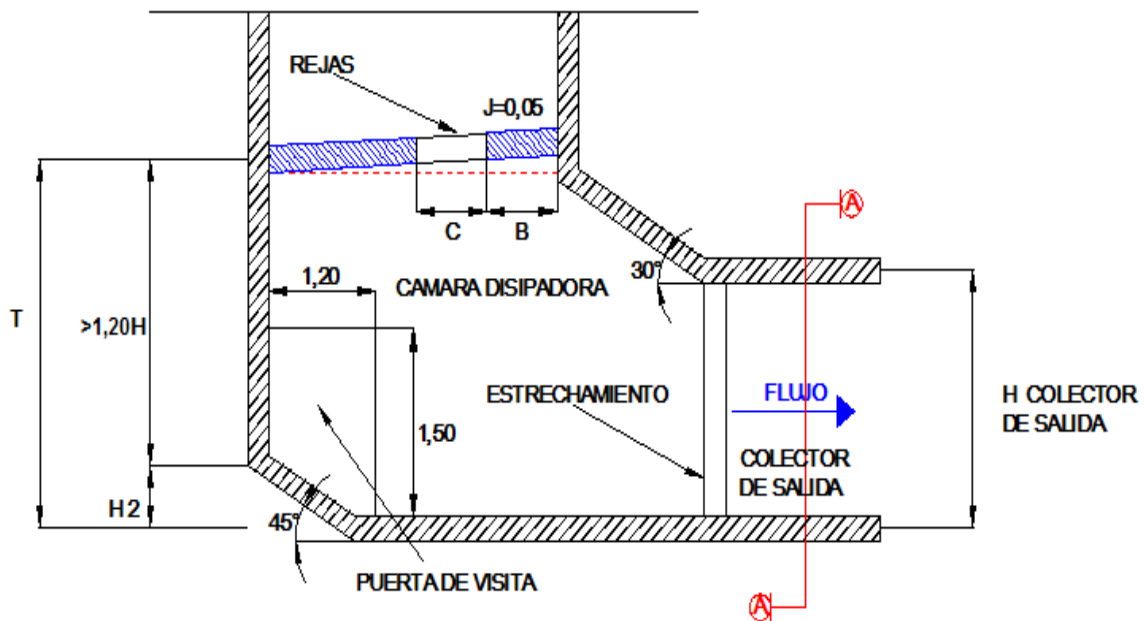


Figura 3.27: Corte vertical de la Cámara de Disipación

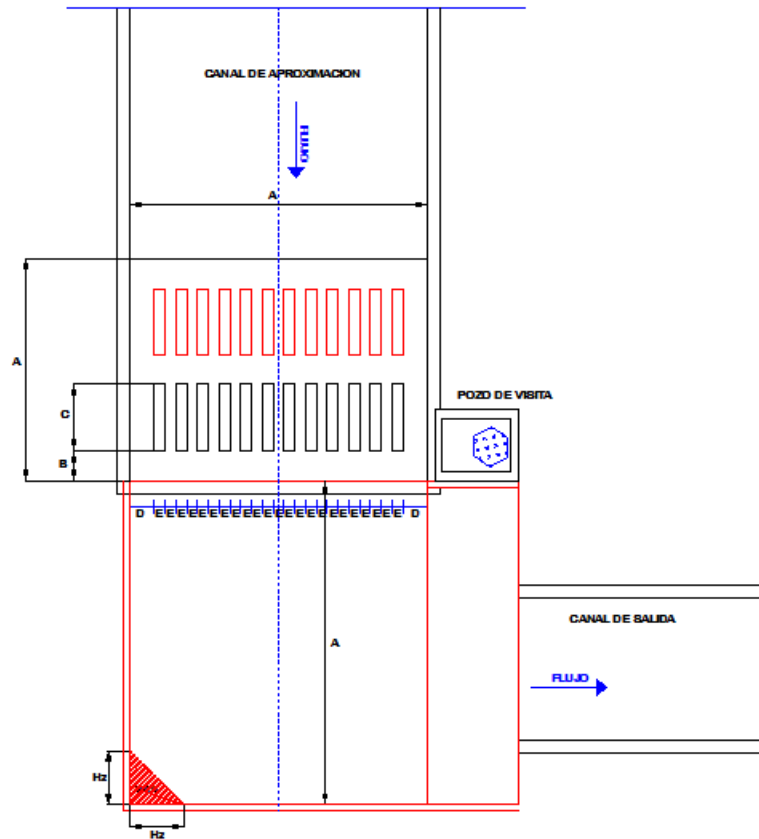


Figura 3.28: Corte A-A de la Cama de Disipación

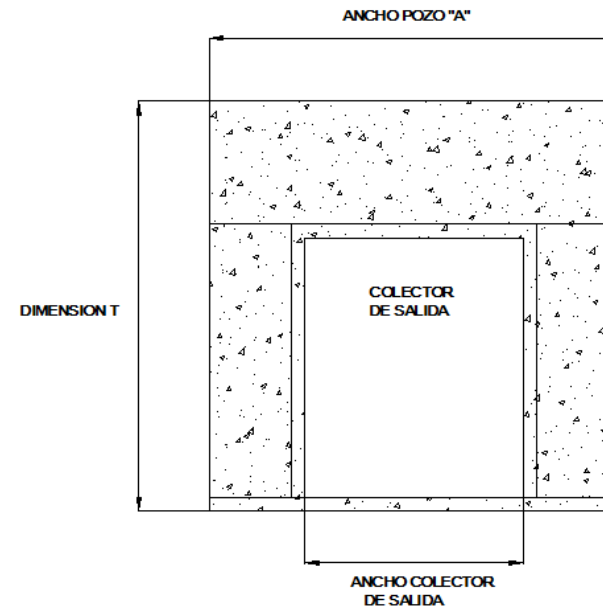


Figura 3.29: Vista en planta del modelo

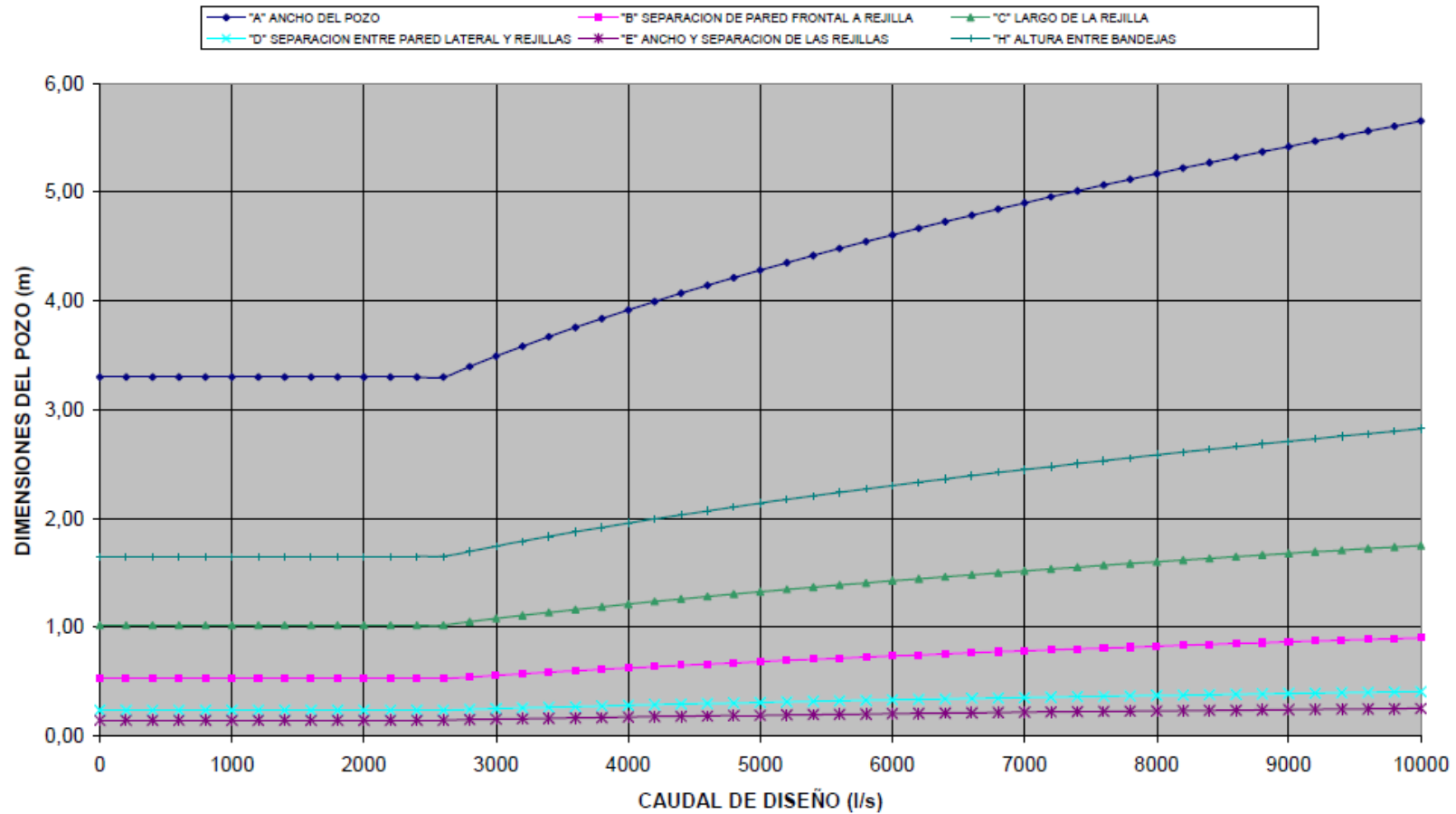


Figura 3.30: Ábacos de diseño para el pozo de bandejas

Fuente. Haro P, Jara M. 2006. Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad. Tesis de grado.

3.3.5 EJEMPLO DE APLICACIÓN

DATOS

DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD
Caudal de diseño	Qd	l/s
Ancho del canal de aproximación	b	m
Desnivel entre colectores	Δz	m
Inclinación de las bandejas	J	%

VALORES CALCULADOS

DESCRIPCIÓN	SIMBOLO	UNIDAD
Caudal unitario	q	m ³ /ms
Número de bandejas	N	
Ancho del pozo	A	m
Separación de la pared frontal a rejilla	B	m
Largo de rejilla	C	m
Separación entre la pared lateral y rejilla	D	m
Ancho de rejilla	E	m
Altura entre bandejas	H	m
Altura total calculada	Ht	m
Dimensión constructiva	H2	m
Caudal máximo	Qmax	l/s

CÁLCULOS

Tabla 3.5: Resultados Pozo de Bandejas.

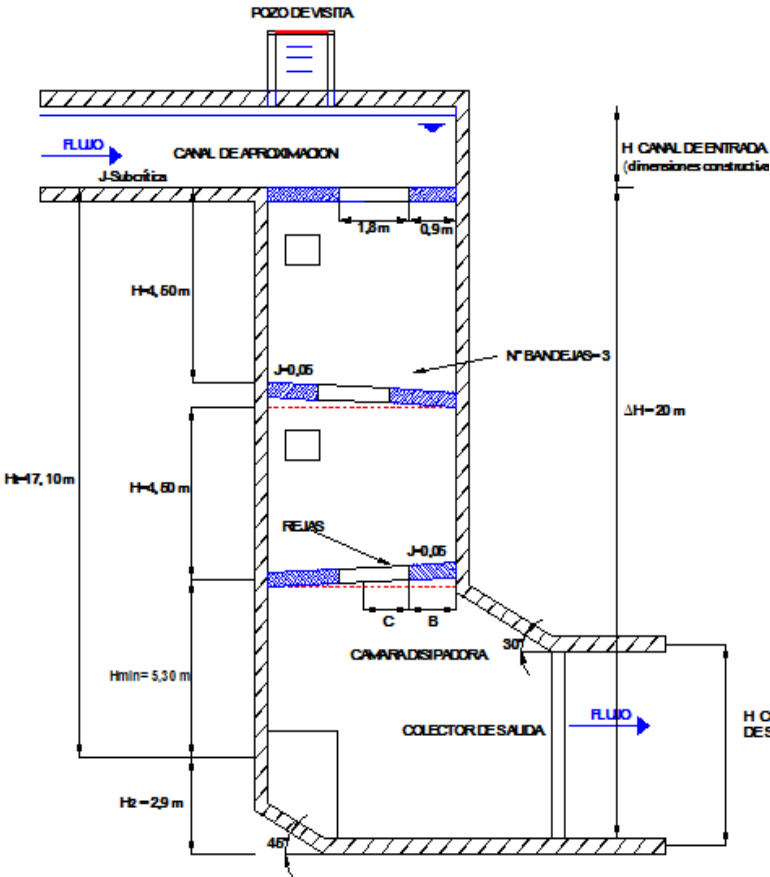
DENOMINACIÓN	SIMBOLO	UNIDAD	EXPRESION	OBSERVACION	DISEÑO	DISEÑO FINAL
Caudal de diseño	Qd	l/s		Datos de diseño que depende de las características de cada proyecto	10000	
Ancho del canal de aproximación	b	m			4	
Desnivel entre colectores	Δz	m			20	
Inclinación de las bandejas	J	%			5%	
Caudal unitario	q	m ³ /ms	$q = \frac{Q_d}{b}$	Tomar en cuenta la compatibilidad de unidades	2,5	
Ancho del pozo	A	m		Ver Abaco . Y chequearTabla. Valores mínimos para las dimensiones Li de la geometría de la bandeja.	5,65	5,65
Separación de la pared frontal a rejilla	B	m			0,9	0,9
Largo de rejilla	C	m			1,8	1,8
Separación entre pared lateral y rejilla	D	m			0,45	0,45
Ancho de rejilla	E	m			0,25	0,25
Altura entre bandejas	H	m			4,48	4,5
Altura mínima de cámara disipadora	Hmin	m	$H_{\text{mínimo}} = 1,20H$		5,376	5,3
Número de bandejas	N	m	$N = \frac{\Delta z}{H}$	El numero de bandejas debe aproximarse hacia un número impar 1.20 es el valor de altura de la última bandeja (cámara de disipación)	4,44	3
Altura total calculada	Ht	m	$H_t = N \cdot H + 1,20H$		17,1	
Ajuste del desnivel	H2	m	$H_2 = \Delta z - H_1$	Valor cuyo calculo se requiere cuando Ht es menor Δz	2,9	
Caudal máximo	Qmax	l/s	$Q_{\text{max}} = 1,5 Q_d$		15000	

Los valores del ancho del pozo y la altura entre bandejas se pueden ajustarse a dimensiones constructivas.

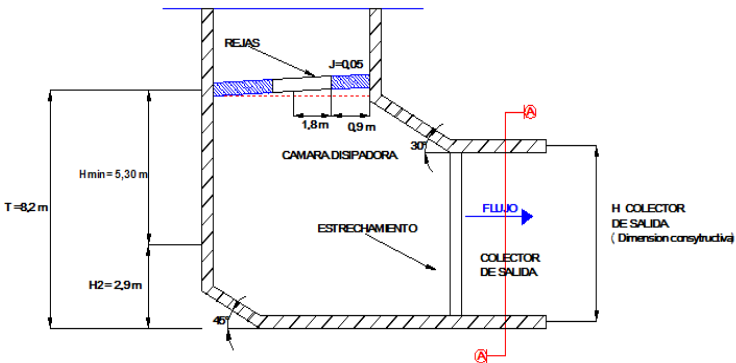
Resultados gráficos- (ANEXO 3.6: Pozo de Bandejas).

NOTA. Los valores obtenidos pueden ajustarse a dimensiones constructivas.

VISTA EN ELEVACION DEL POZO DE BANDEJAS

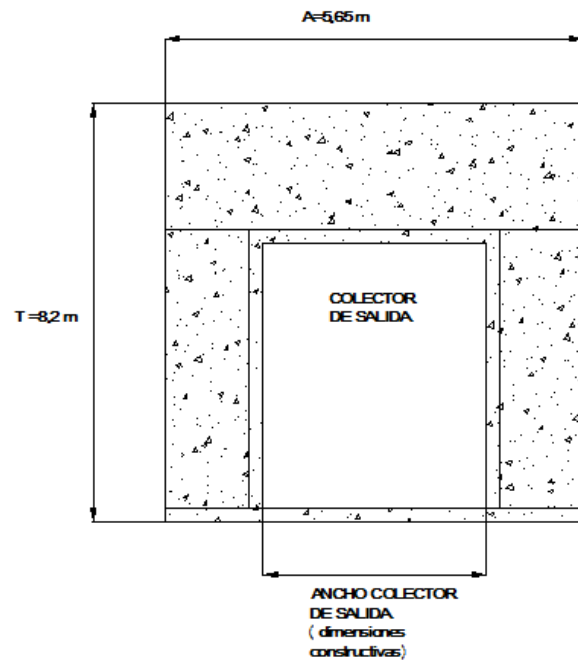


DETALLE CAMARA DE DISIPACION

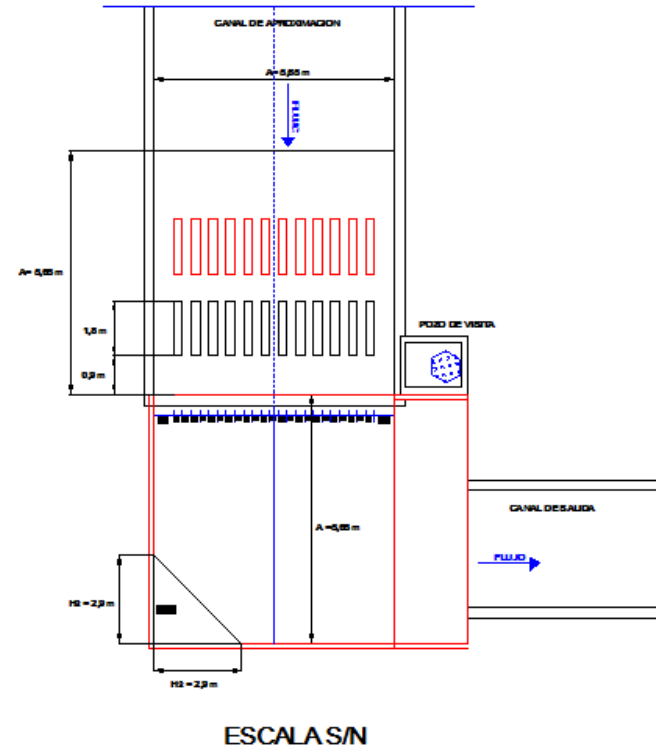


H COLECTOR DE SALIDA (dimension constructiva)

CORTE A-A CAMARA DE DISIPACION.



VISTA EN PLANTA DEL POZO DE BANDEJAS



3.6. SALTO ESQUI.

3.5.1 DESCRIPCION

Este tipo de disipador se utiliza para grandes descargas, principalmente en los vertederos. Ésta se hace directamente sobre el río. Se utilizan unos trampolines para hacer saltar el flujo hacia un punto aguas abajo reduciendo así la erosión en el cauce y el pie de la presa.

En este sistema, la energía es disipada por tres acciones por el contacto agua-aire (parte de la energía es disipada en el aire), por la turbulencia del agua y por la fricción del flujo con el cauce del río.

La trayectoria del chorro depende de la descarga, de su energía en el extremo y del ángulo con el que sale del trampolín.

El uso del trampolín como elemento disipador de la energía del flujo que circula por un aliviadero, ha resultado siempre de mucha utilidad.

Existen dos modelos, **sumergido y estriado**, ambos con igual funcionamiento hidráulico y con las mismas características, que difieren únicamente en la forma de salir el agua.

Esquí sumergido: puede ser perjudicial debido al desgaste que produce en las superficies de concreto, causado por el material que regresa a lo largo del borde del deflector debido al remolino en el fondo.

Esquí estriado: este tipo de dissipador es más eficiente que el dissipador esquí liso, ya que la corriente de agua es dividida por las estrías acelerando la dispersión de energía, el dissipador tipo esquí estriado puede o no ser sumergido dependiendo las profundidades del cauce.

El número de Froude en la entrada del y trampolín debe ser de:

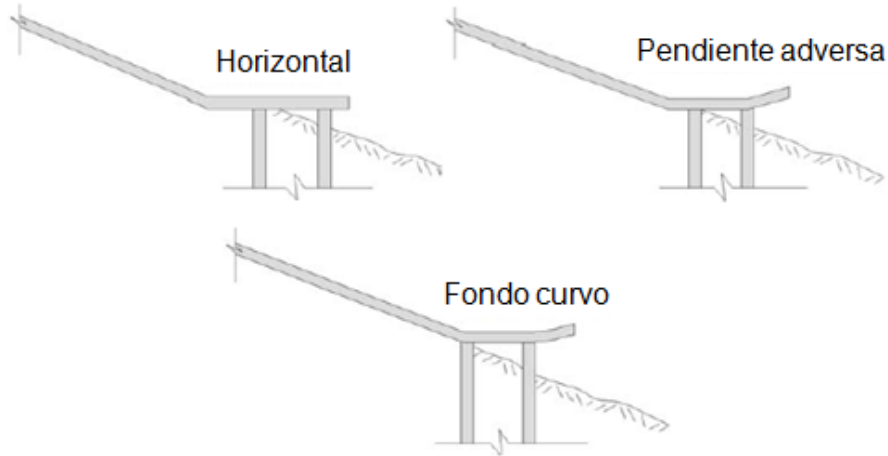
$$7 < F_{R1} < 39$$

La presente metodología para el diseño de este dissipador fue llevado a cabo por Dr. Juan E. González, que ha llevado estudios sobre este tema durante siete años mediante investigaciones sistemáticas en el laboratorio de modelos hidráulicos del ISPJAE.- Bolivia.

3.5.2 CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO PARA EL DISEÑO DE UN TRAMPOLIN EN UN SALTO ESQUI ESTRIADO.

Geometría de un trampolín: Es variable y depende del punto de vista en que se analice en planta o en perfil.

- En perfil se puede clasificar en :



- En planta se puede clasificar en:

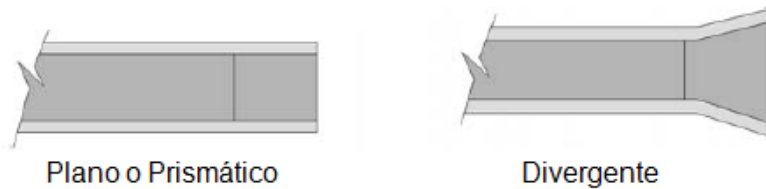


Figura 3.31: Geometría de un trampolín.

No es lógico el uso de trampolines convergentes ya que esto implicaría el aumento en el gasto específico sobre el trampolín y con ello un aumento de la socavación aguas abajo.

DISPOSITIVOS USADOS EN UN TRAMPOLÍN

Es muy frecuente el uso de dientes deflectores con el fin de fragmentar el chorro y a su vez airearlo. Existen distintos tipos de dientes deflectores y estos pueden ser clasificados como:

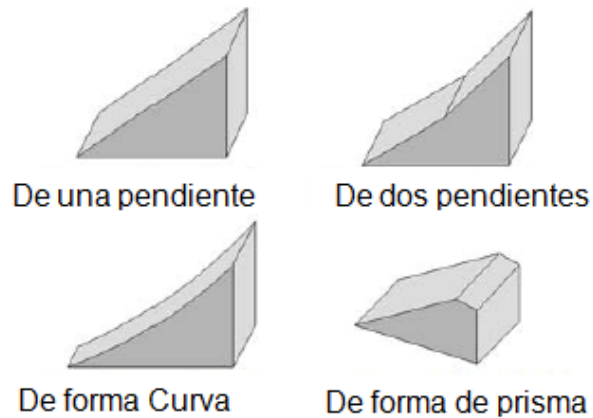


Figura 3.32: Clasificación dientes deflectores

UBICACIÓN DEL TRAMPOLÍN

Se debe tener en cuenta que:

- Se deberá ubicar el trampolín siempre por encima del nivel del agua del canal de evacuación para que la descarga del flujo se realice libremente. Si no ocurre esto la estructura podría destruirse.
- La posición final del trampolín deberá garantizar una velocidad en el chorro, para que el flujo sea lanzado lo más lejos posible de la obra.
- Se debe tener presente que cuando el chorro al caer sobre el agua lo haga con una inclinación $\beta = 30^\circ - 35^\circ$

CIMENTACIONES DE LOS TRAMPOLINES

Los trampolines pueden estar sujetos por pilotes o dentellones. En el caso de los pilotes se toma con frecuencia como factor de seguridad la longitud, que no deberá ser nunca menor que la profundidad del cono de socavación.

TIRANTES EN EL TRAMPOLÍN

En el trampolín se asumen que el tirante de circulación es igual al tirante que llega a la entrada.

ESQUEMA

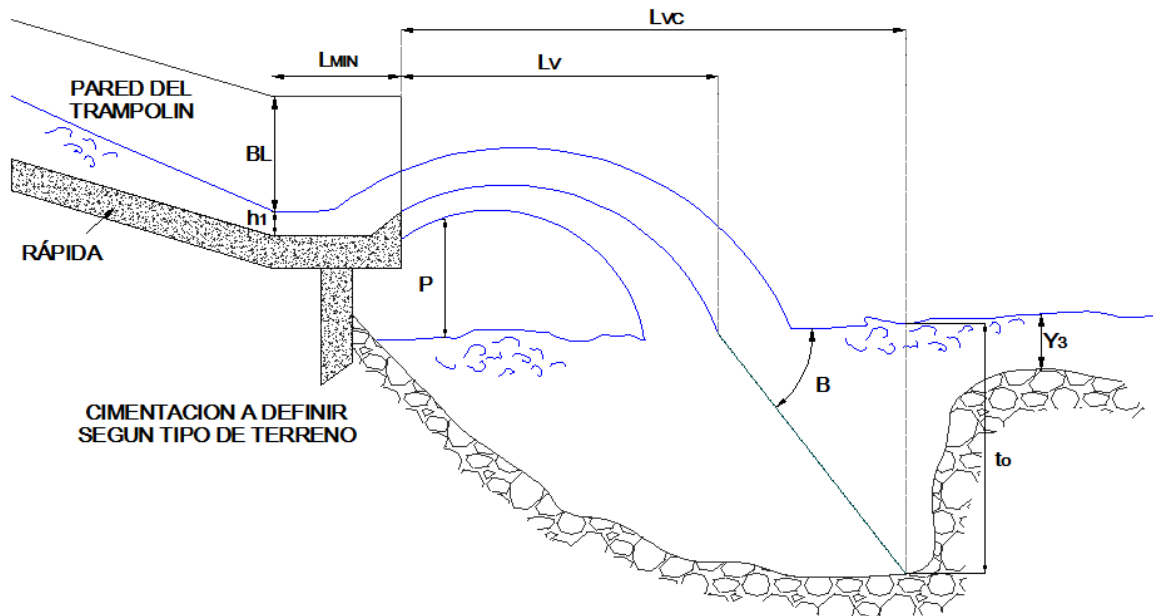


Figura 3.33: Esquema Disipador Salto Esquí

Donde:

h_1 =Tirante al final de la rápida (m).

L_{min} =Longitud mínima del trampolín (m).

P =Distancia vertical medida desde el fondo del trampolín hasta la superficie libre del agua, aguas abajo (m).

β =Inclinación chorro ($^\circ$).

L_V =Longitud de vuelo del flujo (m).

L_{Vc} =Longitud de vuelo del flujo por el cono (m).

BL = Borde libre (m).

t_o =Longitud del cono (m).

3.5.3 METODOLOGIA DE UN TRAMPOLIN EN UN SALTO ESQUI ESTRIADO.

La siguiente metodología que se va a exponer parte de conocer:

- Caudal de diseño (Q)
- Ancho de la rápida (b)
- Distancia vertical medida desde el fondo del trampolín hasta la superficie libre del agua, aguas abajo (P).
- Tirante al final de la rápida (h_1).

Paso 1. Cálculo de la velocidad y el número de Froude a la entrada del trampolín.

$$V_1 = \frac{Q}{b \cdot h_1}$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$$

Paso 2. Comprobar si F_{R1} cumple con la restricción:

$$7 < F_{R1} < 39$$

Paso 3. Cálculo del F_{R1max} para conocer si se producirá o no cavitación en los deflectores:

$$F_{R1max} = \frac{4,32 \cdot (h_1 + H_{atm} - H_V)}{h_1}$$

Con:

$$H_{atm} - H_V \approx 10 \text{ m}$$

Si cumple que $F_{R1} < F_{R1max}$ entonces se podrá usar deflectores pues no existe peligro de que ocurra cavitación en ellos.

Paso 4. Cálculo del dimensionamiento del trampolín y los deflectores.

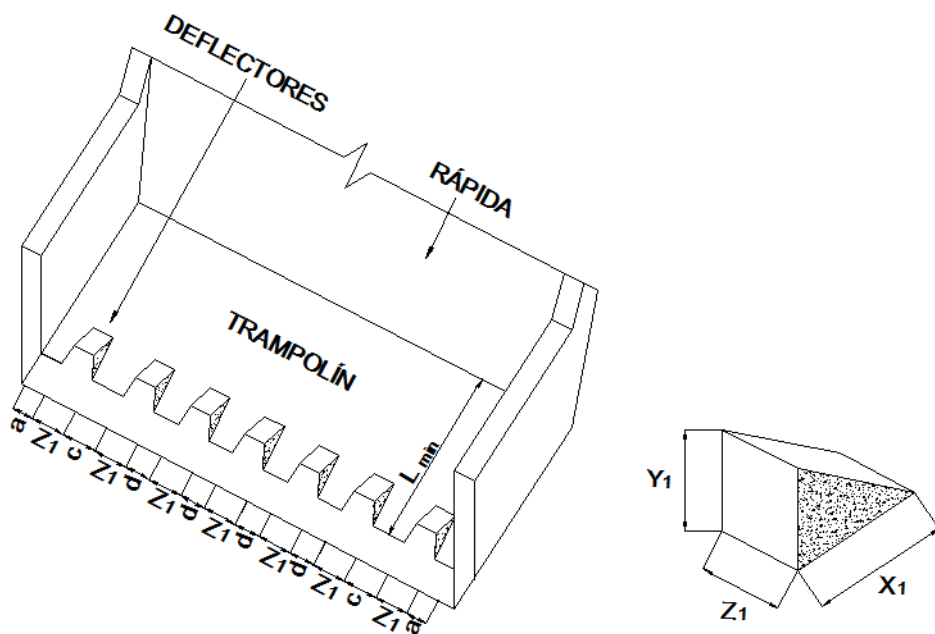


Figura 3.34: Dimensionamiento del trampolín y los deflectores en un Salto Esquí.

- Longitud del trampolín

$$L_{min} = 4. h_1$$

- Altura del deflector

$$Y_1 = (0,3\sim 0,4). h_1$$

- Longitud del deflector

$$X_1 = 2. Y_1$$

- Ancho del deflector

$$Z_1 = X_1$$

- Número de deflectores (b ancho rápida)

$$n = \frac{0,5. b}{Z_1}$$

Al mometo de encontrar n se deberá seleccionar un número impar de deflectores , para garantizar la colocación de uno de ellos en el eje del trampolín.

- Ubicación deflectores (a, c y d)

$$a = 0,25. Z_1$$

$$c = Z_1$$

$$d = \frac{b - (2,5 + n) \cdot Z_1}{n - 3}$$

- Altura de las paredes

$$h = h_1 + BL$$

Donde:

BL= borde libre:

$$BL = 0,6 \cdot h_1$$

Paso 4. Cálculo de la geometría del flujo.

- Longitud de vuelo del flujo (L_V)

$$L_V = \left[\frac{V_1^2 \cdot \text{sen}(\emptyset) \cdot \text{cos}(\emptyset)}{g} + V_1 \cdot \text{cos}(\emptyset) \cdot \sqrt{\frac{V_1^2 \cdot \text{sen}^2(\emptyset)}{g^2} + \frac{2(P + h_1)}{g}} \right] \cdot K$$

Donde:

V_1 =Velocidad de flujo (m/s).

$K = 0,9$ (Según recomendaciones del USBR).

g = Aceleración de la gravedad.

\emptyset =Angulo medio de salida del flujo.

$$\emptyset = \frac{\Psi + \Psi_i}{2}$$

(Ψ, Ψ_i) Se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 3.6: Valores de (Ψ, Ψ_i) para el cálculo del ángulo medio del flujo

Y1/h1	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
ψ	11,5°	12,5°	13,5°	14,5°	15,4°	16,3°	17,0°
ψi	7°	9°	10°	10,8°	11,7°	12,5°	13,3°

Fuente. Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas- Centro de investigaciones hidráulicas José Antonio Echeverría.

- Inclinación del flujo, respecto a la superficie de la lámina aguas abajo (β).

$$\beta = \arctan\left(\sqrt{\tan^2(\phi) + \frac{2 \cdot g \cdot (P + h_1)}{V_1^2 \cdot \cos^2(\phi)}}\right)$$

- Longitud de vuelo por el cono (L_{vc})

$$L_{vc} = L_v + \frac{t_o}{\tan(\beta)}$$

Paso 5. Cálculo de la profundidad del cono (t_o), esto se realizará en el caso de trampolín con deflectores por medio de las siguientes expresiones.

- **PARA SUELOS SUELTOS (Gravas, arenas, etc)**

Según AMIROV:

$$t_o = K_o \cdot Z_o^{0,25} \cdot h_{cr}^{0,75}$$

Donde:

$$K_o = K_d \cdot K_\beta \cdot K_a \cdot K_e \cdot K_{def}$$

K_d = coeficiente que tiene en cuenta el material del lecho agua abajo

y se calcula como:

$$K_d = \frac{4,10}{\left[1 + \frac{d_{90}}{d_0}\right]^{0,3}}$$

d_{90}, d_0 se sustituyen en milímetros, Amirov recomienda utilizar

$$d_0 = 0,2 \text{ mm}$$

K_β = coeficiente que tiene en cuenta el ángulo de inclinación del flujo

aguas abajo:

$$K_\beta = 4,43 \cdot \left(\frac{\beta}{90^\circ}\right)^{0,20} \text{ si } \beta < 30^\circ$$

$$K_\beta = 4,29 \cdot \left(\frac{Z_0}{h_{cr}}\right)^{0,05} \text{ si } \beta > 30^\circ$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$$

K_a = coeficiente de aireación del flujo

$$K_a = 0,903 \cdot \left(\frac{h_{cr}}{Z_0}\right)^{0,15}$$

$$Z_0 = P + h_1 + \frac{V_1^2}{2 \cdot g}$$

K_e = 0,70 coeficiente de estructura

K_{def} = 0,70 coeficiente del deflector.

Según STUDIENNICHNIKOV:

$$t_0 = K_d \cdot K_\beta \cdot K_a \cdot K_e \cdot K_{def} \cdot Z_0^{0,25} \cdot h_{cr}^{0,75}$$

$K_d, K_\beta, Z_0, h_{cr}$ Se calcula como AMIROV

$$K_a \cdot K_e \cdot K_{def} = 0,70$$

Según MIRTSJULAVA:

$$t_0 = \left(\frac{3 \cdot \eta \cdot U_{en} \cdot b_0}{w} \right) \cdot \frac{\text{sen}(\beta)}{1 - 0,175 \cot(\beta)} + 0,25 \cdot t$$

Donde:

η = Coeficiente de turbulencia; 1,5 para laboratorios, 2 para naturaleza.

U_{en} = Velocidad de entrada en el bief inferior.

$$U_{en} = \sqrt{V_1^2 + 2g \cdot (P + h_1)}$$

b_0 = Ancho del flujo al entra al bief.

$$b_0 = 0,8 \cdot \frac{q}{U_{en}}$$

W = Velocidad de arrastre de las partículas sueltas

$$W = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot (\gamma_p) \cdot d_{90}}{1,75 \cdot \gamma_0}}$$

Donde:

γ_p = Peso específico del suelo.

γ_0 = Peso específico del agua aerada = 0,5 ton/m³

d_{90} = Tamaño del agregado que corresponde al 90% que pasa.

t = Tirante de agua en el canal de salida.

- **PARA CUALQUIER TIPO DE SUELO.**

Según VIZGO:

$$t_0 = A \cdot K \cdot q^{0,5} \cdot Z_0^{0,25}$$

Donde:

A= Coeficiente de aireación

$$A = 0,55 + 0,30 \cdot \left(\frac{q}{Z_0}\right)$$

K= Coeficiente que toma en cuenta el tipo de suelo y β , según la siguiente tabla:

Tabla 3.7: Coeficiente K según el tipo de suelo y β

Suelo/ β	0°	12°	25°	40°	60°	90°
muy débil	1,4	1,8	2,4	2,8	3,3	4,5
otros	1,4	1,7	2	2,4	2,7	3,3

Fuente. Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas- Centro de investigaciones hidráulicas José Antonio Echeverría.

Según LOPARDO:

$$t_0 = 2,5 \cdot \phi \cdot Z_0 \cdot Z_{00}^{0,25}$$

Donde:

$\phi = 1,3$ (Factor de seguridad)

Z_{00} = Número de caídas

$$Z_{00} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot Z_0^3}}$$

- **PARA SUELOS COHESIVOS O ARCILLOSOS**

Según MIRT SJULAVA:

$$t_o = \left(\frac{8,3 \cdot U_{en} \cdot b_o}{V_{\Delta}} - 7,5 \cdot b_o \right) \cdot \frac{\text{sen}(\beta)}{1 - 0,175 \cdot \text{cot}(\beta)} + 0,25 \cdot t$$

Donde:

$$V_{\Delta} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot m}{0,3 \cdot \gamma_0 \cdot n} \cdot [(\gamma_p - \gamma_o) \cdot + 1,25 \cdot (c_f^c \cdot K \cdot P_d + P_h)]}$$

m= Cantidad de azolves (lodo o basura)

m= 1 (cuando no hay azolves)

m=1,6 (cuando hay azolves)

d= Diámetro promedio de los agregados. Varía de 3 a 5mm,
generalmente se toma d=3.

$c_f^c=0,035$. C (C cohesión del terreno).

K= 0,5

P_d =Presión dinámica de los agregados.

$$P_d = \frac{1,88 \cdot \gamma_0 \cdot \alpha \cdot V_{\Delta}^2 \cdot \text{sen}(\beta)}{g}$$

$$P_h = \alpha \cdot \gamma_0 \cdot t_o$$

Como podemos ver tenemos varias expresiones que son complejas para obtener una solución directa pues el número de incógnitas es grande lo cual implica entrar en un proceso iterativo, a continuación se presenta pasos para la ejecución de las iteraciones para obtener resultados mas rápidos.

1. Hacer que $P_h = P_d = 0$
2. Determinar: V_Δ
3. Calcular : $t_{0inicial}$
4. Calcular: P_d y P_h a través de sus expresiones respectivas
5. Calcular : t_{0final} con los valores de P_h y P_d
6. Comprobar que : $|t_{0inicial} - t_{0final}| \leq 1m$

Si cumple, entonces $t_0 = t_{0final}$.

Si no cumple se deberá proceder a la segunda iteración.

Importante:

Debe tener en cuenta que las expresiones de **Vizgo y Mirtsjulava** son para trampolines sin dientes. Para los trampolines que tengan dientes y sean calculados con las expresiones de estos dos autores, los resultados deberán multiplicarse por un factor igual a **0,70**

3.5.4 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se desea proyectar en un vertedero que evacua un caudal $Q= 600 \text{ m}^3/\text{s}$, un trampolín prismático horizontal y con dientes deflectores, para la disipación de la energía. Se conoce además que el ancho de la rápida es de 30 m y el tirante al final de la misma h_1 es 1,2 m.

Para el cálculo de la geometría del flujo se conoce que la altura de caída P es 3m, el tirante del agua en el canal de salida Y_3 es de 2 m y el lecho aguas abajo está constituido de grava con $d_{90} = 5 \text{ cm}$.

Paso 1. Cálculo de la velocidad y el número de Froude a la entrada del trampolín.

- $V_1 = \frac{Q}{b \cdot h_1}$

$$\frac{600}{30 * 1,20} = 16,66 \text{ m/s}$$

- $Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$

$$\frac{16,66}{\sqrt{9,81 * 1,20}} = 4,85$$

Paso 2. Comprobar si F_{R1} cumple con la restricción:

- $7 < F_{R1} < 39$

$$7 < 4,85 < 39 \text{ *Cumple*}$$

Paso 3. Cálculo del F_{R1max} para conocer si se producirá o no cavitación en los deflectores:

- $F_{R1max} = \frac{4,32 \cdot (h_1 + H_{atm} - H_V)}{h_1}$

Con:

$$H_{atm} - H_V \approx 10 \text{ m}$$

$$\frac{4,32 \cdot (1,20 + 10)}{1,20} = \mathbf{40,32}$$

Como $F_{R1} < F_{R1max}$ ($4,85 < 40,32$) entonces se podrá usar deflectores pues no existe peligro de que ocurra cavitación en ellos.

Paso 4. Cálculo del dimensionamiento del trampolín y los deflectores.

- Longitud del trampolín

$$L_{min} = 4 \cdot h_1$$

$$4 * 1,2 = \mathbf{4,8 \text{ m}}$$

- Altura del deflector

$$Y_1 = (0,3 \sim 0,4) \cdot h_1$$

$$0,35 * 1,2 = \mathbf{0,42 \text{ m}}$$

- Longitud del deflector

$$X_1 = 2 \cdot Y_1$$

$$2 * 0,42 = \mathbf{0,84 \text{ m}}$$

- Ancho del deflector

$$Z_1 = X_1$$

$$Z_1 = 0,84 \text{ m}$$

- Número de deflectores (b ancho rápida)

$$n = \frac{0,5 \cdot b}{Z_1}$$

$$\frac{0,5 * 30}{0,84} = 17,85$$

Se selecciona un número impar de deflectores , para garantizar la colocación de uno de ellos en el eje del trampolín = **17**

- Ubicación deflectores (a, c y d)

$$a = 0,25 \cdot Z_1$$

$$0,25 * 0,84 = 0,21 \text{ m}$$

$$c = Z_1$$

$$c = 0,84 \text{ m}$$

$$d = \frac{b - (2,5 + n) \cdot Z_1}{n - 3}$$

$$\frac{30 - (2,5 + 17) * 0,84}{17 - 3} = 0,96 \text{ m}$$

- Altura de las paredes

BL= borde libre:

$$BL = 0,6 \cdot h_1$$

$$0,6 * 1,2 = 0,72 \text{ m}$$

$$h = h_1 + BL$$

$$1,2 + 0,72 = 1,92 \text{ m}$$

Paso 4. Cálculo de la geometría del flujo.

- Longitud de vuelo del flujo (L_V)

$$L_V = \left[\frac{V_1^2 \cdot \text{sen}(\phi) \cdot \text{cos}(\phi)}{g} + V_1 \cdot \text{cos}(\phi) \cdot \sqrt{\frac{V_1^2 \cdot \text{sen}^2(\phi)}{g^2} + \frac{2(P + h_1)}{g}} \right] \cdot K$$

Donde:

$$V_1 = 16,66 \text{ (m/s)}.$$

$$K = 0,9 \text{ (Según recomendaciones del USBR).}$$

Calculo de ϕ = Angulo medio de salida del flujo.

$$\frac{Y_1}{h_1} = \frac{0,42}{1,2} = 0,35$$

Y1/h1	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
Ψ	11,5°	12,5°	13,5°	14,5°	15,4°	16,3°	17,0°
Ψ_i	7°	9°	10°	10,8°	11,7°	12,5°	13,3°

$$\phi = \frac{\Psi + \Psi_i}{2}$$

$$\frac{12,5^\circ + 9^\circ}{2} = 10,75^\circ$$

$$L_V = \left[\frac{16,66^2 \cdot \text{sen}(10,75) \cdot \text{cos}(10,75)}{9,81} + 16,66 \cdot \text{cos}(10,75) \cdot \sqrt{\frac{16,66^2 \cdot \text{sen}^2(10,75)}{9,81^2} + \frac{2(3 + 1,2)}{g}} \right] \cdot 0,9$$

$$L_V = 19,08 \text{ m}$$

- Inclinación del flujo, respecto a la superficie de la lámina aguas abajo (β).

$$\beta = \arctan\left(\sqrt{\tan^2(\phi) + \frac{2 \cdot g \cdot (P + h_1)}{V_1^2 \cdot \text{cos}^2(\phi)}}\right)$$

$$\arctan\left(\sqrt{\tan^2(10,75) + \frac{2 * 9,81(3 + 1,2)}{16,66^2 \cdot \cos^2(10,75)}}\right) = 30,37^\circ$$

$$\beta = 30,37^\circ$$

Paso 5. Cálculo de la profundidad del cono (t_o), esto se realizará en el caso de trampolín con deflectores por medio de las siguientes expresiones.

Como dato sabemos que aguas abajo del trampolín se encuentra con un suelo suelto grava, para el cálculo se utiliza la expresión de **AMIROV**:

$$t_o = K_o \cdot Z_o^{0,25} \cdot h_{cr}^{0,75}$$

-

$$Z_o = P + h_1 + \frac{V_1^2}{2 \cdot g}$$

$$3 + 1,2 + \frac{16,66^2}{2 * 9,81} = 18,35 \text{ m}$$

- $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$

$$\sqrt[3]{\frac{600^2}{9,81 * 30^2}} = 3,44 \text{ m}$$

- $K_o = K_d \cdot K_\beta \cdot K_a \cdot K_e \cdot K_{def}$

Donde:

$$K_d = \frac{4,10}{\left[1 + \frac{d_{90}}{d_0}\right]^{0,3}}$$

$d_0 = 0,2 \text{ mm}$ Recomendado por Amirov

$$d_{90} = 5 \text{ cm}$$

$$\frac{4,10}{\left[1 + \frac{50}{0,2}\right]^{0,3}} = \mathbf{0,7814}$$

$$K_\beta = 4,29 \cdot \left(\frac{z_0}{h_{cr}}\right)^{0,05} \text{ si } \beta > 30^\circ$$

$$4,29 \cdot \left(\frac{18,35}{3,44}\right)^{0,05} = \mathbf{4,66}$$

$$K_a = 0,903 \cdot \left(\frac{h_{cr}}{z_0}\right)^{0,15}$$

$$0,903 \cdot \left(\frac{3,44}{18,35}\right)^{0,15} = \mathbf{0,73}$$

$K_e = 0,70$ coeficiente de estructura

$K_{def} = 0,70$ coeficiente del deflector.

$$K_o = 0,7814 * 4,66 * 0,73 * 0,7 * 0,7$$

$$K_o = \mathbf{1,31}$$

Calculo de t_0

$$t_0 = 1,31 * 18,35^{0,25} * 3,44^{0,75}$$

$$t_0 = \mathbf{6,86 \text{ m}}$$

- Longitud de vuelo por el cono

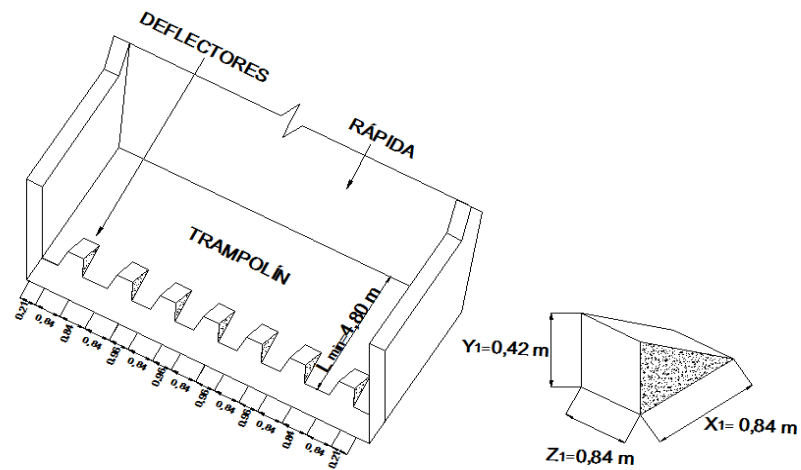
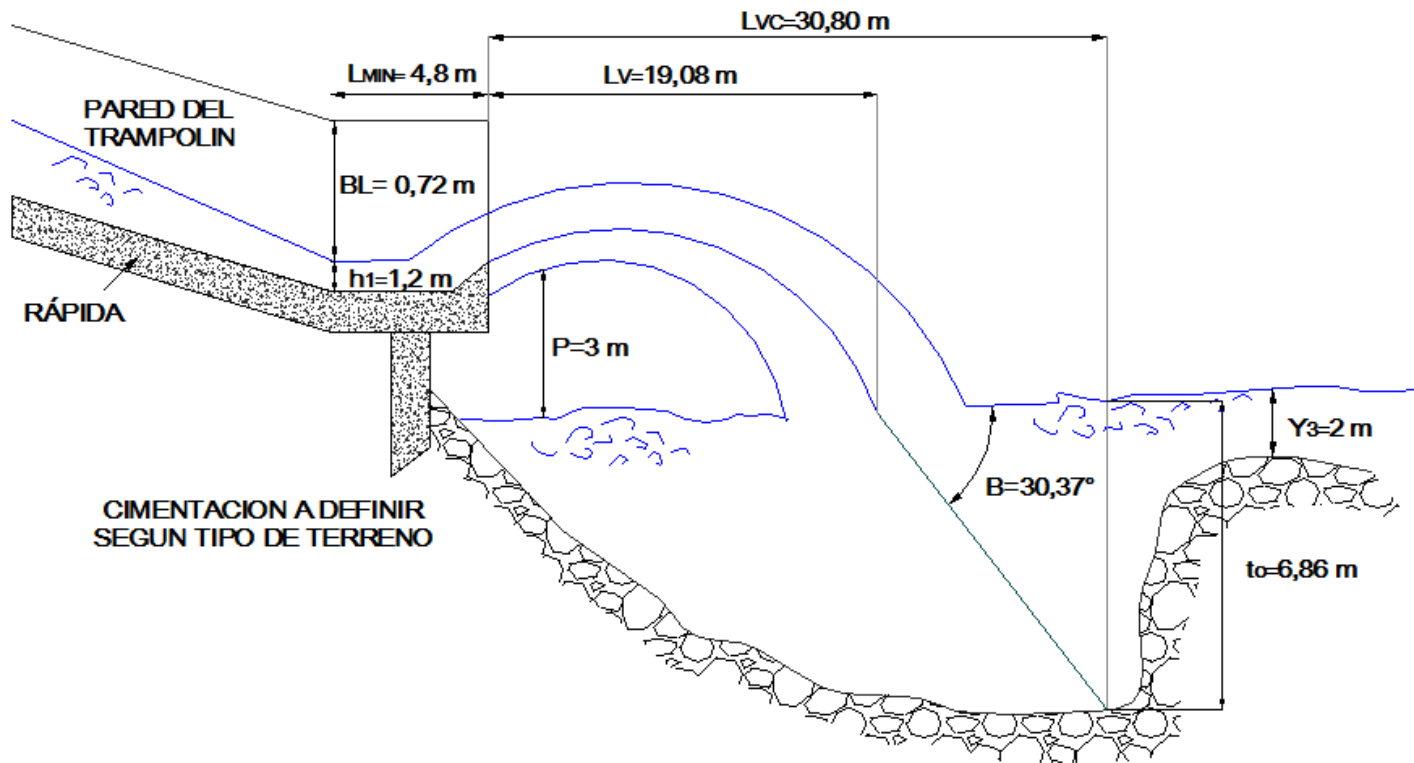
$$L_{VC} = L_V + \frac{t_o}{\tan(\beta)}$$

$$19,08 + \frac{6,86}{\tan(30,37)} = \mathbf{30,80\ m}$$

Paso 6. Resultados gráficos (**ANEXO 3.7:** Salto Esquí Estriado).

NOTA. Los valores obtenidos pueden ajustarse a dimensiones constructivas.

Esquema general de resultados del dissipador Salto Esquí Estriado.



3.7. VERTEDERO A VORTICE

3.5.5 DESCRIPCION DEL FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

En el diseño de las estructuras denominadas descargadores a vórtice es importante revisar la eficiencia del sistema para toda la serie de caudales de operación incluyendo los caudales mínimos sanitarios de manera que se garantice la formación y la presencia del flujo helicoidal.

Aspectos relacionados con el buen funcionamiento de la estructura:

- Mantenimiento de un núcleo de aire estable en la cámara de entrada (caracol) y en el tubo vertical.
- Suficiente ventilación para los caudales máximos en la cámara de disipación.
- La expulsión del aire introducido a lo largo del movimiento helicoidal.

En principio existen, dos tipos de configuraciones en los vertederos a vórtice, en función al tipo de régimen en el canal de aproximación, es decir para flujos subcríticos y supercríticos. Inicialmente se diferenciaban los tipos de vertederos a vórtice según la forma de la planta de la cámara de entrada circular, caracol, espiral, tangencial y por sifón.

CANAL DE ENTRADA O DE APROXIMACIÓN

El tipo de flujo que circula por este canal determina las características hidrodinámicas del descargador a vórtice. Para garantizar la estabilidad del flujo en el canal se debe cumplir con:

En el caso de flujo subcrítico, se requiere que $FR < 0.75$, Las características hidrodinámicas en el canal de aproximación serán controladas por la descarga en el tubo vertical, desde aguas abajo.

Para el flujo supercrítico se recomienda que $Fr > 1.30$, en este caso es importante analizar la posibilidad de que las altas velocidades en el canal de aproximación den lugar a perturbaciones (sobreelevaciones) en la superficie libre del agua que pueden ser transportadas agua abajo con la consecuente afectación al proceso de disipación de energía .

CAMARA DE ENTRADA

La configuración de la cámara de entrada permite que la lámina del flujo permanezca confinada a la geometría del caracol garantizando la entrada de un flujo helicoidal al tubo vertical donde se produce la disipación de energía.

Es importante recalcar que el canal de aproximación debe entregar un flujo estable a la cámara de entrada para que se presente un buen funcionamiento.

TUBO VERTICAL O POZO

EL diseño del diámetro del tubo vertical debe garantizar tanto la presencia de un núcleo de aire, que permita la disipación, así como el mantenimiento del flujo helicoidal adecuado; es decir con un paso óptimo respecto de la longitud del tubo.

La disipación de energía en esta parte de la estructura se produce por: la fricción del flujo con las paredes del tubo; cambio continuo de dirección y un incremento notable de la longitud de recorrido.

CAMARA DE DISIPACION AL PIE

Los principales objetivos que se deben dar en la cámara al pie del tubo vertical son:

- Garantizar la estabilidad del flujo helicoidal de caída proporcionando la ventilación suficiente del núcleo de aire en el tubo vertical.
- Disipar la energía residual al pie del tubo vertical (se coloca un estrechamiento a la salida de la cámara de disipación para asegurar la formación del colchón de aguas que permita la disipación de energía residual.

- Permitir que el flujo de ingreso al canal de entrada al pie de la estructura, sea homogéneo y estable.
- Permitir el cambio de dirección entre los canales de llegada y salida del descargador a vórtice.
- Ofrecer la posibilidad de inspección de la estructura de cambio de nivel.

CANAL DE ENTREGA

El canal de entrega puede tener cualquier forma en su sección transversal; siempre que la transición entre la pared de agua debajo de la cámara y el canal garantice un flujo controlado. El requerimiento principal del canal de entrega es que el flujo no presente caudales pulsatorios de la mezcla de agua aire.

3.5.6 DIMENSIONAMIENTO GEOMÉTRICO

CANAL DE ENTRADA O DE APROXIMACION

El canal de entrada debe tener una sección rectangular para facilitar la transición adecuada al flujo helicoidal en el caracol. En determinados casos el ancho de canal debe ser variable con sección menor a la final para:

- Provocar una aceleración que permita condiciones aceptables al inicio del movimiento helicoidal.
- Que la lámina de agua, para caudales pequeños, se mantenga adherida a la pared interior del tubo vertical.

CAMARA DE ENTRADA

a) Dimensionamiento geométrico para **régimen subcrítico**

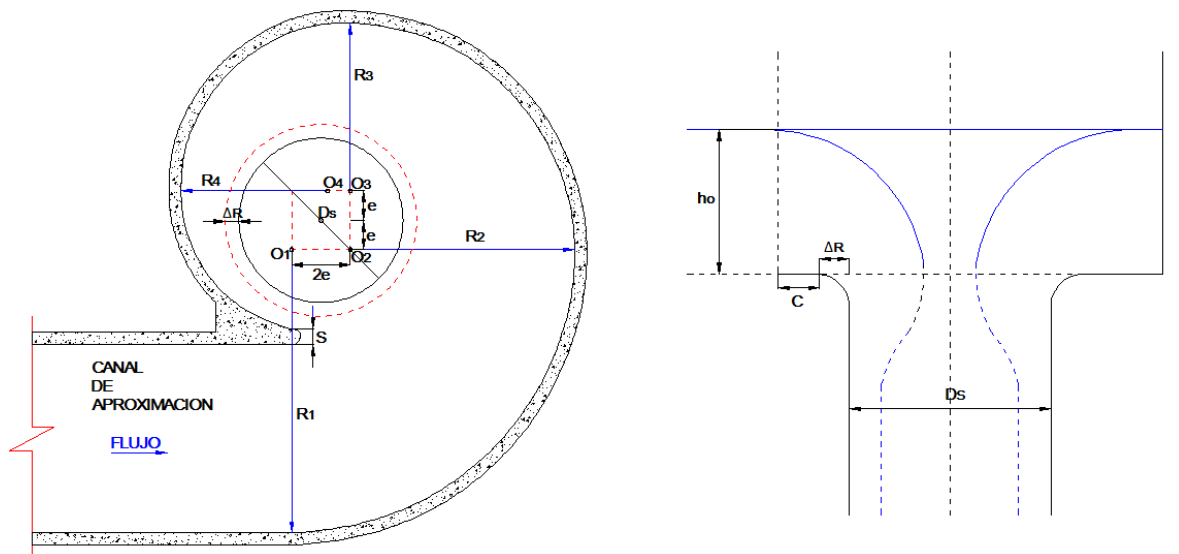


Figura 3.35: Geometría de la cámara de entrada para flujo subcrítico

La magnitud base para la configuración de este tipo de cámara es el diámetro D_s del tubo vertical cuya apertura controla las características del flujo de aproximación subcrítico.

Las dimensiones de la cámara se obtienen utilizando las expresiones:

$$a = 0.5 Ds + \Delta R + c + s + 0.5b$$

$$R4 = 0.5Ds + \Delta R + c + e$$

$$R3 = R4 + e$$

$$e = (b + s)/7$$

$$R2 = R4 + 3e$$

$$R1 = R4 + 5e$$

Donde:

b=ancho del colector de entrada

Ds=diámetro del tubo vertical o pozo

$\Delta R, s, c$ =dimensiones estructurales

Se debe satisfacer además:

$$1 \leq \frac{a}{Ds} \leq 1.25$$



Fotografía 3.6: Vista superior de la cámara de entrada para flujo subcrítico.

Fuente. Haro P, Jara M. 2006. Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad. Tesis de grado.

b) Dimensionamiento geométrico para **régimen supercrítico**

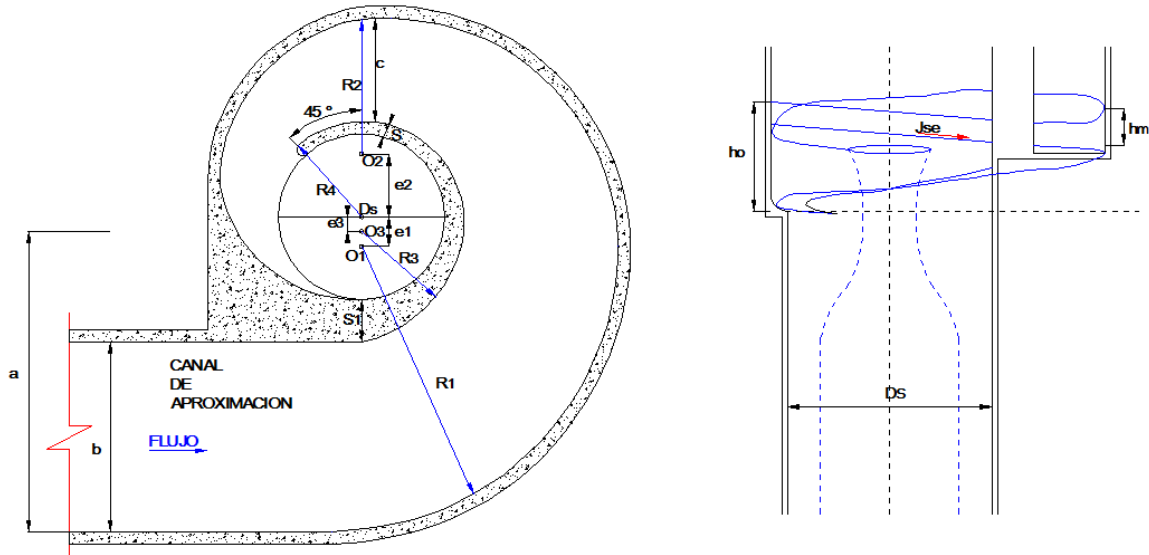


Figura 3.36: Geometría de la cámara de entrada para flujo supercrítico

Las dimensiones de la cámara se obtienen utilizando las expresiones:

$$R4 = 0.5Ds + s$$

$$R3 = (0.5Ds + s + a - b)/2$$

$$R2 = \frac{Ds+s+c}{2}$$

$$R1 = \frac{0.5Ds+s+a+c}{2}$$

$$e1 = a - R1$$

$$e2 = 0.5Ds + s + c - R2$$

$$e3 = a - b - R3$$

$$s1 = a - b - 0.5Ds$$

Se debe satisfacer además:

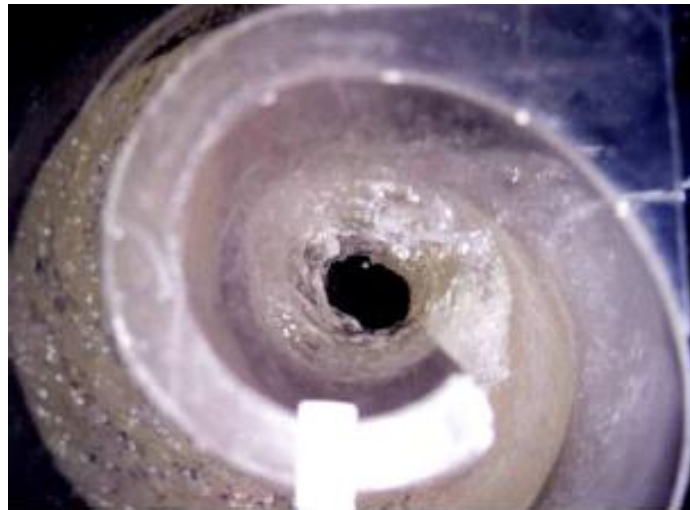
$$(0.5D_s + s + c) \leq a \leq (1.5D_s + s)$$

$$0.4D_s \leq b \leq D_s$$

$$0.4D_s \leq c \leq D_s$$

El valor de la pendiente J_{se} es mayor que la de la J_{so} y varía entre el 5% y el 30%; mientras que las magnitudes a, c, s, J_{se} son parámetros definidos por el cálculo estructural.

El contorno de la cámara de entrada para flujo supercrítico no es límite para la masa de agua por lo que en la configuración se diseña en forma de un tobogán con paredes altas que permiten controlar la sobreelevación del nivel de agua.



Fotografía 3.7: Vista superior de la cámara de entrada para flujo supercrítico.

Fuente. Haro P, Jara M. 2006. Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad. Tesis de grado.

TUBO VERTICAL O POZO

El diámetro del tubo vertical se calcula mediante la relación empírica:

$$D_s = n \left(\frac{Qd^2}{g} \right)^{1/5}$$

Donde el factor n depende de la geometría de la cámara de entrada y varía entre 0,83 hasta 2. En el caso de los modelos ensayados en la EPN, se determinó que el valor $n=1,25$ es recomendable para los tipos del flujo de aproximación.

El valor Qd representa el caudal de diseño, para el cual queda determinada toda la geometría de la estructura. La selección de este caudal obedece a los requerimientos de cada proyecto en particular. El valor del caudal máximo (Q_{max}) que puede ser aceptado en el tubo vertical sin que produzca una grave reducción en el núcleo de aire y permita mantener la presión atmosférica en la superficie libre del flujo helicoidal. En el caso del flujo de aproximación subcrítico, Q_{max} se calcula con la expresión:

$$Q_{max} = 4 \left(\frac{D_s}{2} \right)^3 \cdot \sqrt{\frac{5g}{b}}$$

Para caudales inferiores al valor de Q_{max} , es posible determinar la curva de descarga con respecto a la profundidad de flujo en el canal, mediante la relación:

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{\pi \sqrt{2y}}{\sqrt{\frac{1}{\mu^2} - \left(\frac{\pi \cdot D_s}{2 \cdot a \cdot y} \right)^2}}$$

Donde :

$$Q_0 = \sqrt{\frac{g \cdot a}{b} \cdot \left(\frac{Ds}{2}\right)^5} \quad y \quad y = \frac{h}{h_0} \quad \text{siendo} \quad h_0 = \frac{a \cdot Ds}{2b}$$

u = coeficiente de contracción característico del tipo de cámara de entrada.

Por razones de estabilidad del flujo helicoidal de caída, se recomienda que el diametro seleccionado para la construccion de la estructura este siempre en el rango : $Ds \leq Defec \leq 1.5Ds$

Para el caso del flujo de aproximacion supercrítico, debe considerarse que el control desde la entrada al tubo vertical desaparece y que las condiciones hidrodinámicas dependen exclusivamente del radio de curvatura de la paredes de la cámara espiral. Aparece entonces en este caso , una onda permanente en la pared interior, ubicada en la sección αM , que produce una elevación de la superficie libre igual a h_M , como se esquematiza en la figura:

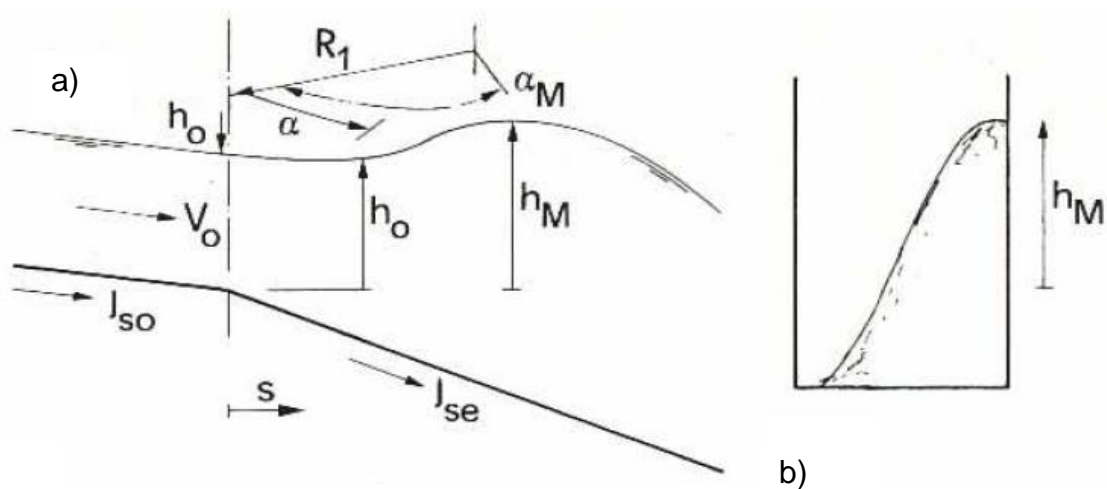


Figura 3.37: Perfil longitudinal (a);Seccion transversal del flujo supercritico en la cámara espiral(b).

Fuente. Haro P, Jara M. 2006. Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad. Tesis de grado.

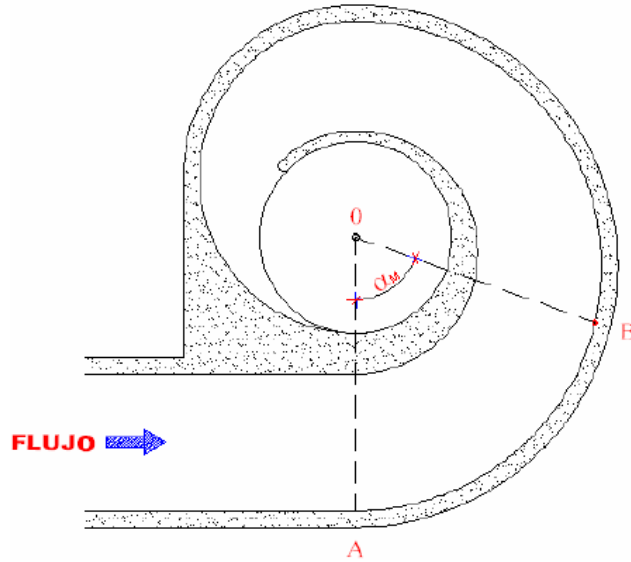


Figura 3.38: Identificación en planta de α_M para vórtice supercrítico

Fuente. Haro P, Jara M. 2006. Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad. Tesis de grado.

El valor de la sobreelevación h_M se evalúa con la relación experimental:

$$\frac{h_M}{R_1} = (0,15 \cdot Fr_0 + 1,10) \left(\frac{2bh_0^2}{R_1^3} - \frac{J_{so}}{2} \right)$$

La ubicación de la sobreelevación se determina por:

$$\frac{\alpha_M}{Fr_0} = 75 \cdot \sqrt{\frac{h_0}{R_1}}$$

Para evaluar el porcentaje de disipación de energía se calcula, en primer lugar, la velocidad V_{fin} que alcanza el flujo en la sección final del tubo vertical, bajo la

estimación correcta del coeficiente λ de fricción o del coeficiente n de la ecuación de Manning, que consideren el movimiento helicoidal, estable con cambio continuo de alineación y con introducción de aire.

$$V_{fin} = \left[\left(\frac{1}{n} \right)^{3/5} \cdot \left(\frac{Q}{\pi \cdot D_S} \right)^{2/5} \right] \cdot \left[Tgh \left(\frac{L_S}{L_{S\ ext}} \right) \right]$$

El valor de L_S representa la longitud efectiva del tubo vertical. El valor de $L_{S\ ext}$ representa la longitud del tubo vertical, a partir de la cual se descuelga el flujo del contorno y desaparece el movimiento helicoidal del flujo principal.

$$L_{S\ ext} = \left(\frac{3}{g} \right) \cdot \left[\left(\frac{1}{n} \right)^{6/5} \cdot \left(\frac{q}{P \cdot D_S} \right)^{4/5} \right]$$

Para completar el diseño del tubo vertical se debe considerar el caudal de aire Q_a requerido para garantizar una completa ventilación del flujo de agua en su caída vertical, mediante la siguiente relación:

$$Q_a = 0.04 \cdot \left(\frac{Z}{D_S} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{V_{fin} \cdot \pi \cdot D_S^2}{4} - Q \right)$$

Para $Q \leq Q_{MAX}$

Si se expresa la relación $\beta = \frac{Q_a}{Q}$ en función del parámetro $q_s = \frac{Q \cdot n}{\pi \cdot D_S^{8/3}}$ se obtiene la curva señalada en la figura que permite la valoración de la eficiencia de una determinada longitud L_S del tubo vertical.

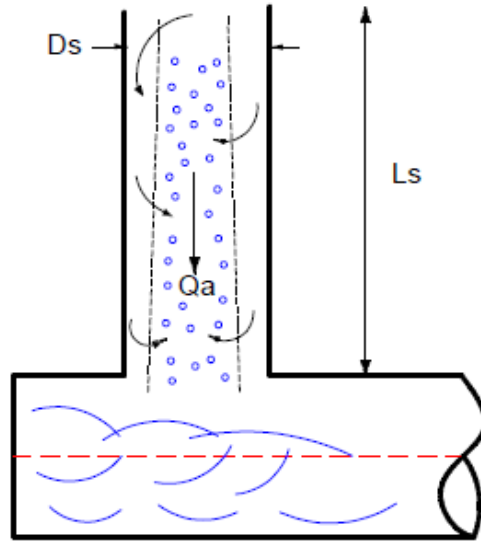


Figura 3.39: Variación del parámetro de ventilación $\beta = \frac{Q_a}{Q}$ en función de la longitud relativa del tubo vertical.

Fuente . Haro P, Jara M. 2006. Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad. Tesis de grado.

Para la consideración de Q_a se puede utilizar ábacos de diseño como el que se muestra en la siguiente figura, estos ábacos pueden generarse utilizando la expresión:

$$\beta = \frac{1}{\pi} \cdot \left[q \cdot \left(1 + 66 \cdot \frac{D_s}{L_s} \right)^{1/2} \right]^{-1/2} - 1$$

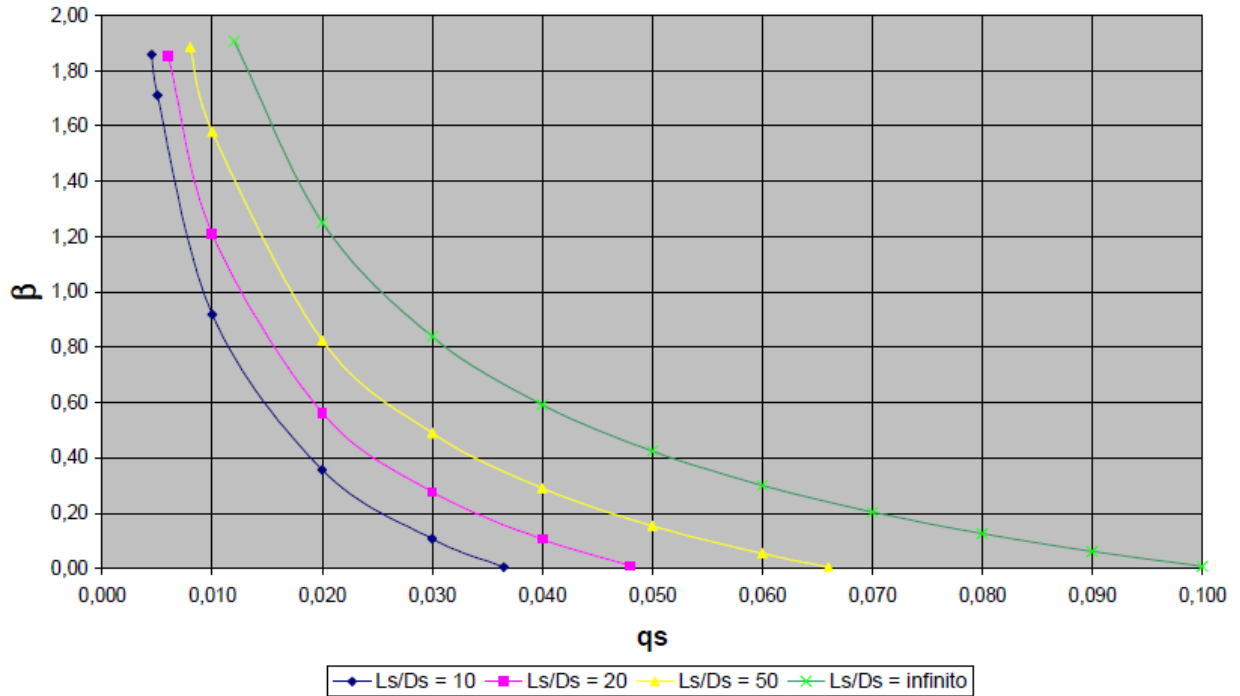


Figura 3.40: Ingreso de aire a un Descargador a Vórtice.

Fuente.. Haro P, Jara M. 2006. Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad. Tesis de grado.

CAMARA DE DISIPACION AL PIE.

La geometría básica de la cámara se basa en las siguientes expresiones:

$$4 \leq St/Ds < 6$$

$$2 \leq Bt/Ds < 3$$

$$2 \leq Tt/Ds < 3$$

Si bien estas longitudes parecen excesivas, se demostró que son necesarias para garantizar la estabilidad del flujo aguas abajo.

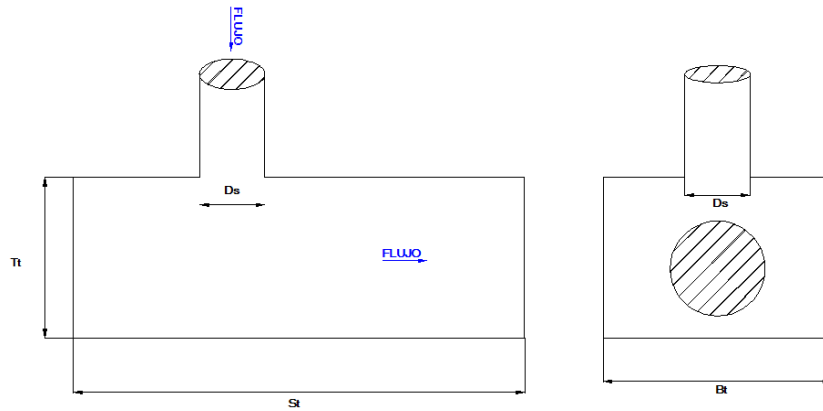


Figura 3.41: Esquema de la cámara al pie del tubo vertical

En el interior de la cámara se deben disponer de obstáculos como los que se van a señalar a continuación, estos ayudan a conseguir una adecuada disipación de energía y las condiciones para el flujo estable y homogéneo agua abajo.

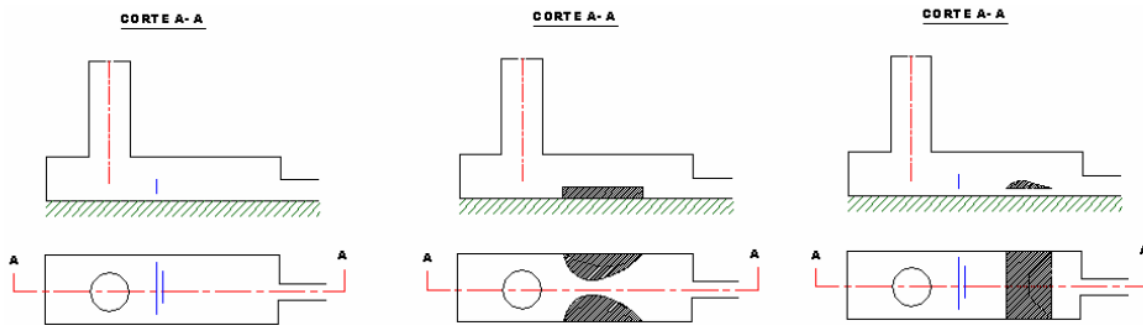


Figura 3.42: Variantes para mejorar la disipación de energía

Fuente. Villanueva, S. 2009. Desarrollo de un modelo hidráulico a escala reducida de un Vertedero a Vórtice para el equipamiento del laboratorio de Hidráulica en la Universidad San Francisco de Quito Tesis Sergio Villanueva

Es importante señalar la inclinación de 45° en la pared de aguas debajo de la cámara, lo que permite la exclusión del aire antes de su ingreso al canal de

entrega y su adecuada expulsión a través del tubo de aireación, en el caso de que sea necesario.

CANAL DE ENTREGA

El canal de entrega puede tomar cualquier forma de sección transversal. En determinadas ocasiones se dispone de un estrechamiento en la sección final de la cámara y de tipo abocinada con ventilación suficiente para mejorar el flujo en el canal de entrega.

3.5.7 EJEMPLO DE APLICACIÓN VERTEDERO A VORTICE CON FLUJO SUBCRÍTICO

DATOS DE DISEÑO

DESCRIPCION	SÍMBOLO	UNIDAD
Caudal de diseño	Qd	m ³ /s
Factor η	η	-
Ancho de canal de aproximación	b	m
	ΔR	m
Dimensiones constructivas	c	m
	s	m

VALORES CALCULADOS

DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD
Caudal Unitario	q	m ² /s
Diámetro del pozo	Ds	m
Cámara de entrada	a	m
	e	m
Radios de Curvatura	R1	m
	R2	m
	R3	m
	R4	m
Cámara de disipación	St	m
	Bt	m
	Tt	m
Caudal referencial	Qo	m ³ /s
Caudal máximo	Qmax	m ³ /s
Profundidad referencial	ho	m
Profundidad de flujo en la cámara	h	m

CALCULOS

Tabla 3.8: Resultados Vertedero a Vórtice con Flujo Subcrítico

DENOMINACION	SIMBOLO	UNIDAD	OBSERVACION	EXPRESION	DISEÑO	
Caudal de diseño	Qd	m ³ /s	Datos de diseño que depende de las características de cada proyecto		0,08	
Ancho de canal de aproximación	b	m				0,3
Factor η	η					1,25
Dimensiones constructivas	ΔR	m				0,02
	c	m				0,02
	s	m			0,02	
Caudal unitario	q	m ³ /ms		$q = \frac{Q_d}{b}$	0,20	
Diámetro del pozo(tubo vertical)	Dscal	m	Si el valor obtenido con la expresión es mínimo puede ajustarse a dimensiones constructivas	$D_s = \left(\frac{Q_d^2}{g} \right)^{1/3}$	0,29	
Diámetro del pozo ajustado	Ds	m			0,28	
Cámara de entrada	a	m		$a = 0,5 D_s + \Delta R + c + s + 0,3 D_s$	0,35	
	a/Ds		Debe satisfacer $1 \leq a/D_s \leq 1,25$		1,25	
	e	m		$e = (b + s)/7$	0,05	
	R4	m		$R_4 = 0,5 D_s + \Delta R + c + s$	0,23	
	R3	m		$R_3 = R_4 + a$	0,41	
	R2	m		$R_2 = R_3 + 3a$	0,36	
Cámara de disipación	R1	m		$R_1 = R_2 + 5a$	0,45	
	St	m		$4 \cdot D_s \leq S_t < 6 \cdot D_s$	1,68	
	Bt	m		$2 \cdot D_s \leq B_t < 3 \cdot D_s$	0,84	
Capacidad de la estructura	Tt	m		$2 \cdot D_s \leq T_t < 3 \cdot D_s$	0,84	
	Qo	m ³ /s		$Q_o = \sqrt{\frac{g \cdot a}{b} \left(\frac{D_s}{2} \right)^3}$	0,02	
	Qmax	m ³ /s		$Q_{max} = \frac{2}{3} \sqrt{g} \left(\frac{D_s}{2} \right)^3 \sqrt{\frac{5}{b}}$	0,14	
	Q/Qo		Para esta expresión se considera el valor del caudal de diseño.		4	
	ho	m		$h_o = \frac{a \cdot D_s}{2b}$	0,16	
h	m		$h = h_o \left(0,607 \sqrt{\frac{Q}{Q_o}} + 0,10 \right)$	0,48		

CALCULO PARA LA PROFUNDIDAD DEL FLUJO EN LA CAMARA.

Tabla 3.9: Profundidad del flujo en la cámara Vertedero a Vórtice con Flujo Subcrítico.

h/h_0	VALORES	Q/Q_0	VALORES
$y = \frac{h}{h_0}$	1	$Q = \frac{0,37}{\sqrt{h - 0,37}}$	0,86
	2		1,55
	3		2,27
	4		2,91

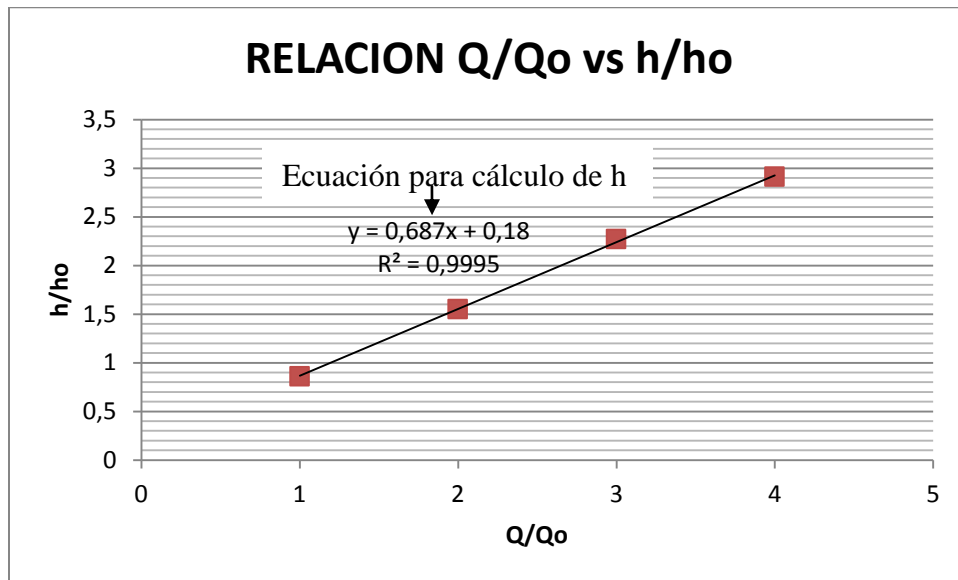
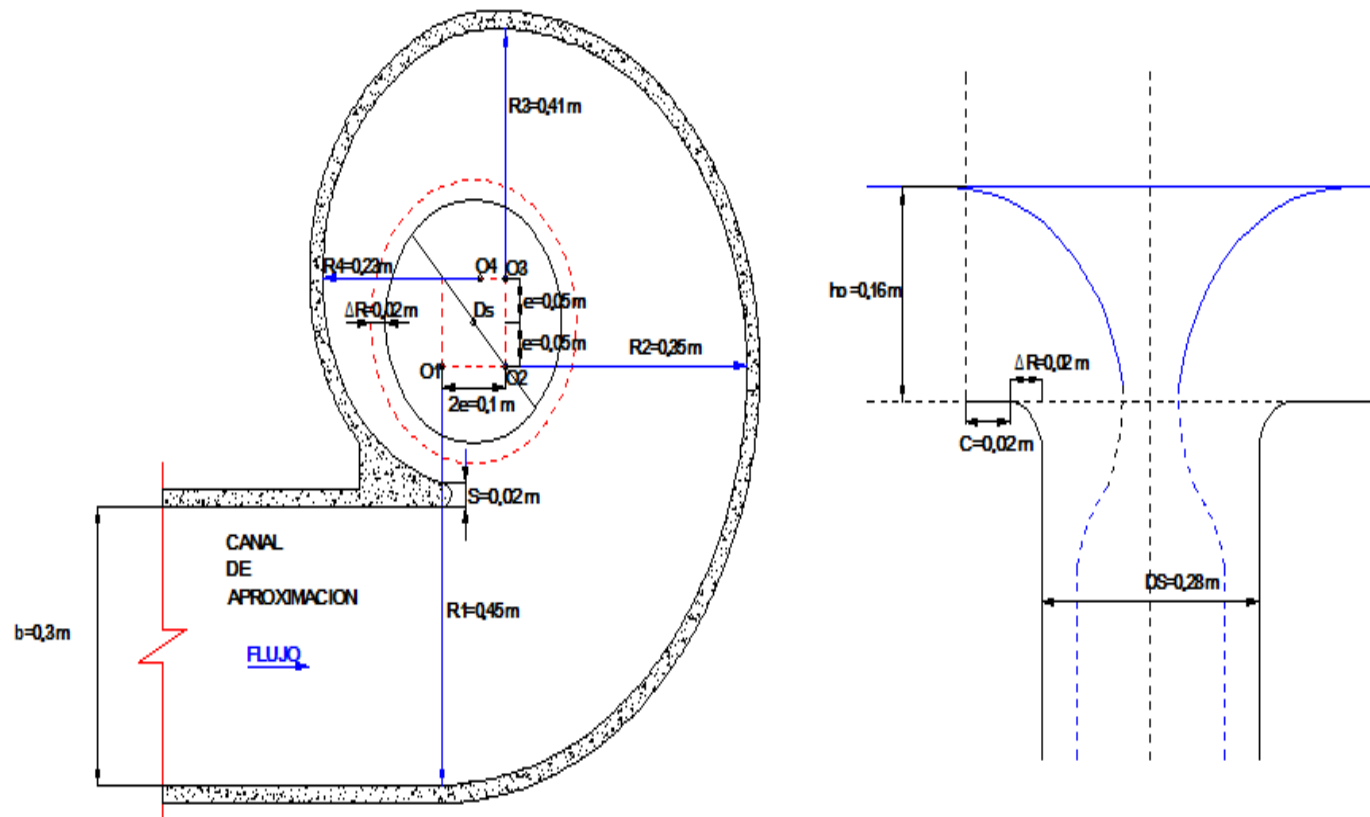


Gráfico 3.1: Relación RELACION Q/Q₀ vs h/h₀

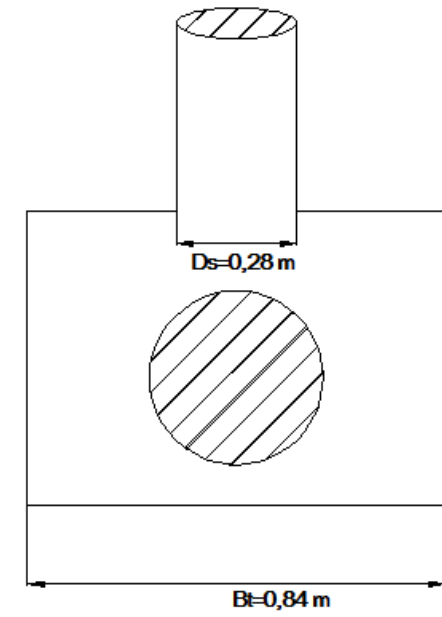
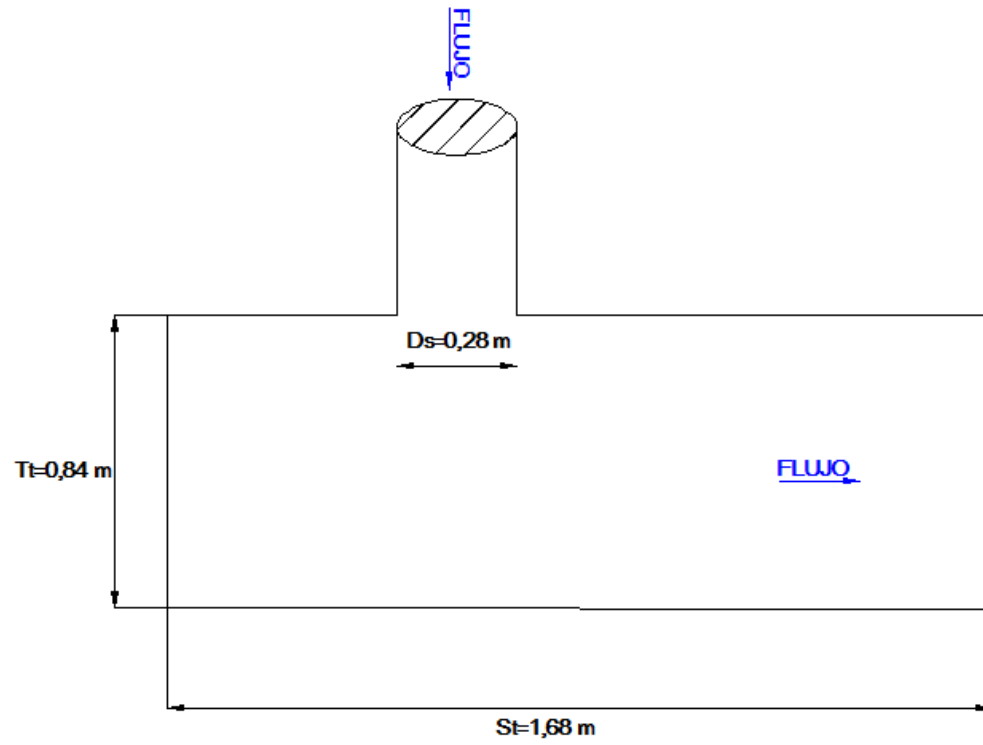
Resultados gráficos, (ANEXO3.8: Vertedero a Vórtice con flujo Subcrítico).

NOTA. Los valores obtenidos pueden ajustarse a dimensiones constructivas.

VERTEDERO A VORTICE CON FLUJO SUBCRÍTIC- RESULTADOS



GEOMETRIA CAMARA DISIPADORA.



3.5.8 EJEMPLO DE APLICACIÓN VERTEDERO A VORTICE CON FLUJO SUPERCRÍTICO

DATOS DE DISEÑO

DESCRIPCION	SÍMBOLO	UNIDAD
Caudal de diseño	Qd	m ³ /s
Factor η	η	-
Ancho de canal de aproximación	b	m
Pendiente del canal de aproximación	Jso	m/m
Dimensiones constructivas	c	m
	s	m
	s1	m
Pendiente de la cámara de entrada	Jse	m/m

VALORES CALCULADOS

DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD
Caudal Unitario	q	m ² /s
Profundidad en el canal de aproximación	ho	m
Froude del flujo de aproximación	Fr	

Diámetro del pozo	Ds	m
Cámara de entrada	a	m
	e1	m
	e2	m
	e3	m
Radios de curvatura	R1	
	R2	m
	R3	m
	R4	m
Sobreelevación en la cámara de entrada	hm	m
Cámara de disipación	St	m
	Bt	m
	Tt	m

CALCULOS

Tabla 3.10: Resultados Vertedero a Vórtice con Flujo Supercrítico

DENOMINACION	SIMBOLO	UNIDAD	OBSERVACION	EXPRESION	DISEÑO	
Caudal de diseño	Qd	m³/s	Datos de diseño que depende de las características de cada proyecto		0,13	
Ancho de canal de aproximación	b	m				0,25
Pendiente del canal de aproximación	Jso	m/m				0,02
Pendiente de la cámara de entrada	Jse	m/m				0,18
Factor η	η					1,25
Dimensiones constructivas	C	m				0,2
	S	m				0,02
	S1	m			0,08	
Caudal unitario	q	m³/ms		$q = \frac{Q_d}{b}$	0,52	
Diametro del pozo(tubo vertical)	Dscal	m		$D_{sc} = \left(\frac{Q_d^2}{g} \right)^{1/3}$	0,35	
Diametro del pozo ajustado	Ds	m			0,35	
Profundidad del canal de aproximación	ho	m		$h_o = \frac{1.48}{b}$	0,35	
Froude del flujo de aproximación	Fr		Se calcula con cualquier ecuación de flujo uniforme	$Fr = \frac{V}{\sqrt{2gh_o}}$	1,42	
Cámara de entrada	a	m	Debe satisfacer	$a = b + s + \frac{D_s}{2}$	0,51	
		m	$0.5D_s + s + e$		0,40	
		m	$1.5D_s + s$		0,55	
		m	$0.4D_s$		0,14	
	R4	m		$R4 = 0.5D_s + s$	0,20	
	R3	m		$R3 = \frac{0.5D_s + s + a + a - b}{2}$	0,23	
	R2	m		$R2 = \frac{D_s + s + e}{2}$	0,29	
	R1	m		$R1 = \frac{0.5D_s + s + s + e}{2}$	0,45	
	e1	m		$e1 = a - R1$	0,06	
	e2	m		$e2 = 0.5D_s + s + s - R2$	0,11	
e3	m		$e3 = a - b - R3$	0,03		
	hm	m		$h_m = \left(\frac{1.48}{g} + 1.10 \right) \left(\frac{Q_d^2}{b^3} \right)^{1/3}$	0,11	
Cámara de disipación	St	m		$4. D_s \leq St < 6. D_s$	2,1	
	Bt	m		$2. D_s \leq Bt < 3. D_s$	1,05	
	Tt	m		$2. D_s \leq Tt < 3. D_s$	1,05	

El valor de ho fue calculado utilizando la ecuación de Manning, con un coeficiente de rugosidad de 0,009.

$$v = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- V es la velocidad normal (vn) del flujo uniforme (m/s)
- n es el coeficiente de rugosidad (depende de las características de las paredes del canal)
- R_h es el radio hidráulico de la sección del canal (m)

- S es la pendiente del fondo del canal, que corresponde a las pérdidas por fricción distribuidas a lo largo del tramo del canal considerado (m/m).

Para el Froude (Fr) del flujo de aproximación

Recuerde que para que el flujo sea supercrítico se debe cumplir que el índice conocido como Número de Froude sea 1 ($F > 1$).

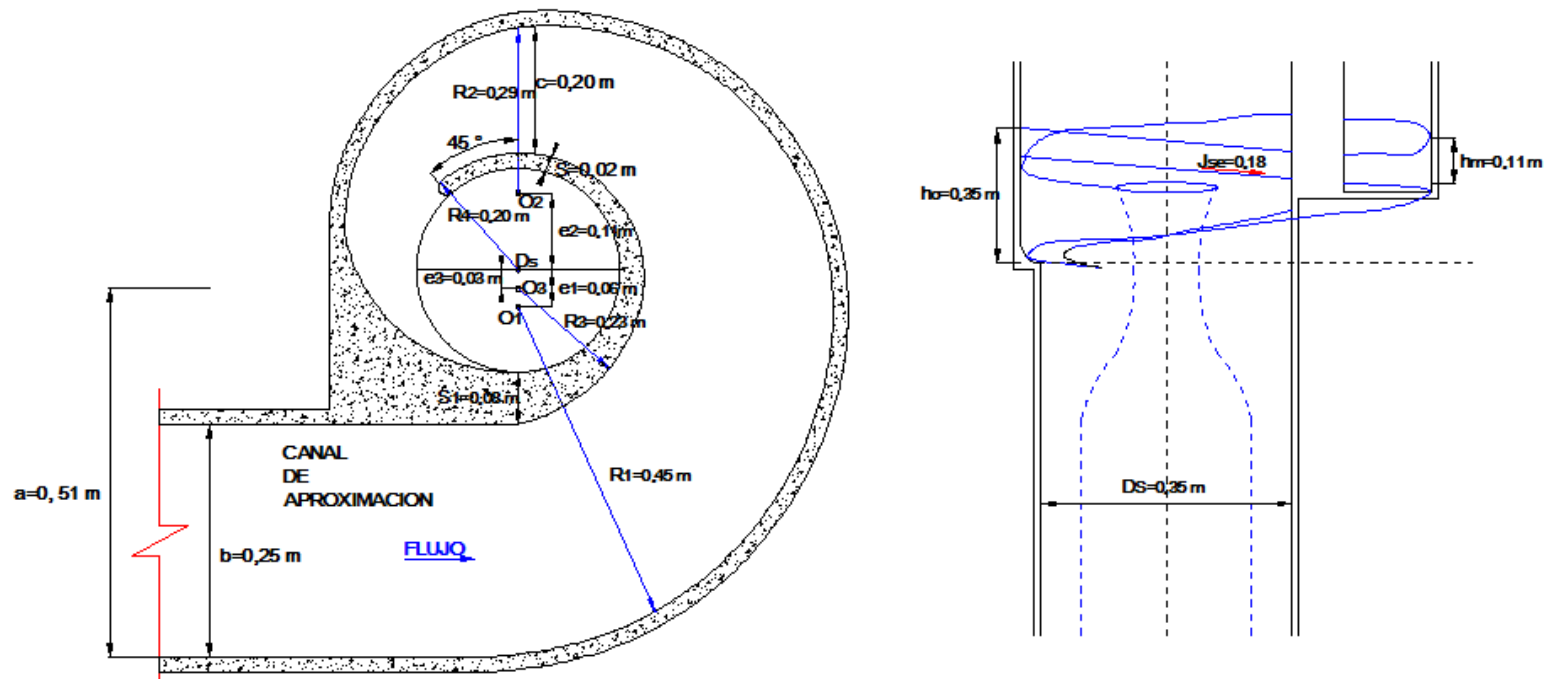
$$Fr = \frac{v}{\sqrt{2gh_0}}$$

Donde g es la aceleración de la gravedad; v es la velocidad del flujo y h_0 es la profundidad del canal de aproximación.

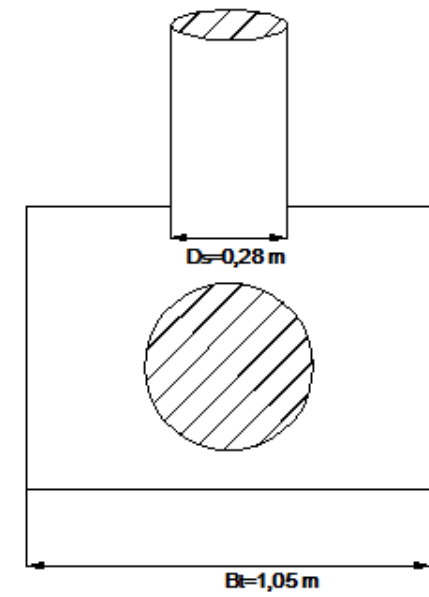
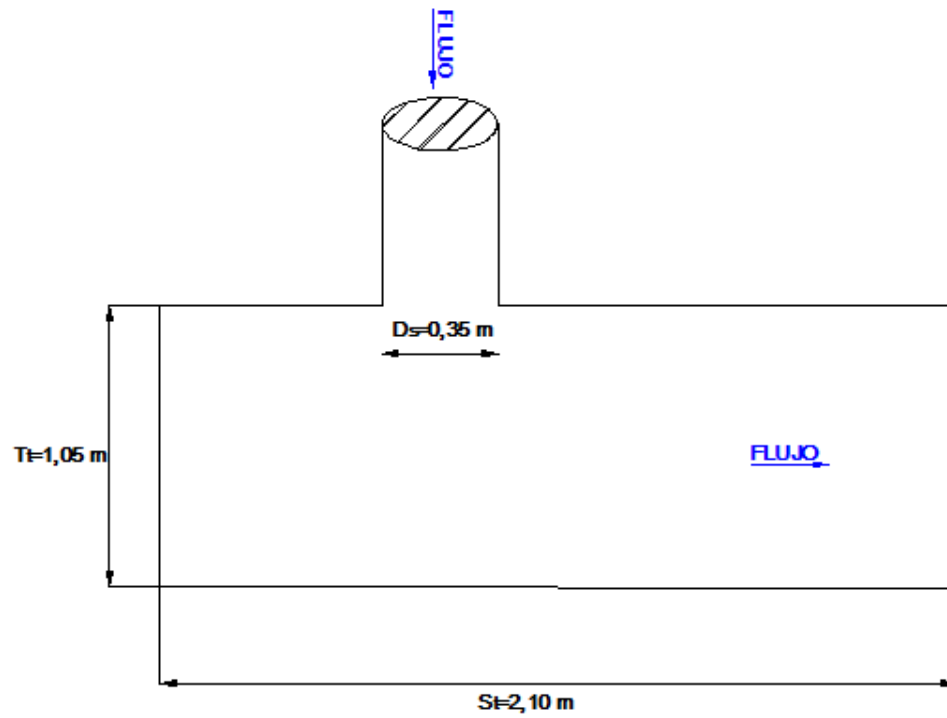
Resultados gráficos (ANEXO 3.9: Vertedero a Vórtice con flujo Subcrítico).

NOTA. Los valores obtenidos pueden ajustarse a dimensiones constructivas.

VERTEDERO A VORTICE CON FLUJO SUPERCRÍTICO



GEOMETRIA CAMARA DISIPADORA



CAPÍTULO IV

4.1. CONCLUSIONES

- Para escoger la estructura de disipación hidráulico se deben considerar los siguientes puntos de vista:

Hidráulico

- a. Régimen del flujo en el colector de aproximación
- b. Entrega del flujo aguas abajo
- c. Caudal de diseño
- d. Eficiencia de la disipación

Sanitario

- a. Programas de operación y mantenimiento
- b. Aireación requerida
- c. Caudal de diseño

Estructural

- a. Estabilidad global
- b. Efectos de abrasión
- c. Compresiones laterales y tensiones
- d. Esbeltez de la estructura(efectos de pandeo)
- e. Efectos de punzonamiento concentrados
- f. Vibración

Económicos

- a. Relación de costos
 - b. Materiales de construcción
 - c. Operación y mantenimiento
 - d. Tecnología de construcción
- Para el diseño se deben tomar en cuenta los criterios para áreas grandes y áreas pequeñas, considerando condiciones de:
 - a. Permeabilidad,
 - b. Intensidades de lluvia.
 - c. Factor costo-eficiencia
 - d. Topografía existente
 - e. Geología y geotecnia de la zona.

- f. Materiales disponibles en la zona o en el mercado más cercano
- g. Disponibilidad de mano de obra calificada
- h. Tecnología.

Lo mencionado anteriormente tomando la selección de datos más actualizados o apropiados para el área de estudio.

- Los disipadores de energía son estructuras indispensables en toda obra hidráulica que almacene energía. En caso de ausencia las mismas fallarían por erosión o socavación.
- El presente texto guía (manual), puede ser utilizado por diseñadores, docente y estudiantes, permitiendo incrementar el tiempo de consultas de carácter avanzado, sobre aspectos puntuales del diseño.
- Dada la amplitud del tema de estas Obras Hidráulicas, se procuró limitar el alcance de cada sección a lo mínimo necesario, sin llegar a una extensión excesiva de los temas.
- Las condiciones topográficas, geológicas, clase y volumen de excavación, revestimiento, permeabilidad, resistencia a la cimentación, estabilidad de taludes y otros son condiciones de emplazamiento que determinan el tipo y componentes de la estructura.

- Una correcta interpretación de la información de soporte para el diseño de las obras hidráulicas, asegura el éxito del funcionamiento de estas estructuras.

4.2. RECOMENDACIONES

- Considerar a este manual como única fuente para el diseño sería un error, por lo que se recomienda la consulta en diferentes fuentes de información bibliográfica.
- Actualizar el contenido del presente manual, debe ser una tarea permanente, considerando la modernización pedagógica, académica y científica sobre los temas tratados.
- Escoger el tipo de disipador depende de su funcionalidad y simplicidad en la construcción y mantenimiento.
- Combinar y modificar los elementos de los disipadores propuestos es posible siempre y cuando se tenga un conocimiento profundo sobre el tema y se realicen modelos hidráulicos con las modificaciones propuestas.
- Considerar estructuras que no han fallado en otras obras es una buena práctica en la ingeniería hidráulica

- Prevenir y mitigar los impactos ambientales negativos, incluyendo prácticas de conservación de suelos, programas de supervisión y mantenimiento de la obra, cumplimiento de las Leyes, Normas Oficiales y Especificaciones es parte del diseño de las obras de disipación de energía.

4.3. BIBLIOGRAFIA

- Chow, M. M. (1994). *Hidrología Aplicada*. Mc.Graw.Hill.
- Chow, V. T. (1982). *Hidráulica de los canales abiertos*. Diana.
- Custodio, L. (1976). *Hidrología Subterránea*. Barcelona: Omega.
- French, R. (1988). *Hidráulica de los canales abiertos*. Mc.Graw.Hill.
- Groundwater., B. (1978). *Hydrology*. Mc.Graw.Hill.
- Haro P, J. M. (2006). Manual Básico de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo gravedad. Tesis de Grado.
- Helweg, O. (1992). *Recursos Hidráulicos*. Limusa.
- J, J. (2012). Estudio del modelo hidráulico de las estructuras de salida de los túneles en el aprovechamiento Hidroeléctrico Soplora. Tesis de Grado.
- Linsley, K. P. (1986). *Hidrología para ingenieros*. Mc.Graw Hill.
- Novak, P. *Estructuras Hidráulicas*.

- Ortiz, F. (2010). Modelo Hidráulico Físico de Disipadores de Energía, como ayuda de aprendizaje de la materia de Hidráulica. Tesis de Grado. Pichincha, Ecuador.
- P, L. (2006). Optimización Técnico - Económica del Pozo de Bandejas como disipador de energía. Tesis de Grado.
- Reclamation, U. o. (1984). *Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators*. E.E.U.U.
- V, B. (2007). Criterios para el diseño de descargas de sistemas de drenaje pluvial en el área metropolitana de Guatemala. Trabajo de Graduación.
- W, S. (1993). *Principios de la Hidráulica*.
- <http://fluidos.eia.edu.co/obrashidraulicas/articulos/articulopagppal.html>
- <http://es.scribd.com/doc/93281511/48896432-Manual-de-Drenaje-Invias>
- <http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc1747/doc1747-1.pdf>
- <http://es.scribd.com/doc/7859592/Diseno-de-caidas-verticales>
- "http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4919/1/425_VERTE DOR%20DE%20EMBUTIDO%20Y%20CAIDA%20LIBRE.pdf"