



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

**CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE DESCARGAS DE SISTEMAS DE  
DRENAJE PLUVIAL, EN EL ÁREA METROPOLITANA DE GUATEMALA**

**Víctor Samuel Brizuela Martínez**

Asesorado por el Ing. Mario Alberto Rojas Valle

Guatemala, marzo de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS



FACULTAD DE INGENIERÍA

**CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE DESCARGAS DE SISTEMAS DE  
DRENAJE PLUVIAL EN EL ÁREA METROPOLITANA DE GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**VÍCTOR SAMUEL BRIZUELA MARTÍNEZ**

ASESORADO POR EL ING. MARIO ALBERTO ROJAS VALLE

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, MARZO DE 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero Spínola de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Byron Pivaral Albarizaes
EXAMINADOR	Ing. Calixto Santiago Monteagudo Cordero
EXAMINADOR	Ing. José Gabriel Ordóñez Morales
SECRETARIO	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**Criterios para el diseño de descargas de sistemas de drenaje pluvial para el área metropolitana de Guatemala,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 26 de julio de 2005.

Víctor Samuel Brizuela Martínez

## **AGRADECIMIENTOS A:**

Dios, Ingeniero de la vida:

Creaste el puente más largo que existe, entre tú y yo, sé que luego de ese puente los caminos que has preparado para mí son rectos y lo que ha de venir es aún mejor.

Mis padres:

Por su apoyo y motivación desde el inicio, por creer en mí y guiarme hacia el camino correcto. Seguiré su ejemplo.

El Ingeniero Rojas:

Gracias por su asesoría y mucho más que eso.

El Departamento de estudios y proyectos de EMPAGUA:

Gracias por toda su ayuda con información, material y apoyo humano.

# ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES</b>	V
<b>GLOSARIO</b>	VII
<b>RESUMEN</b>	IX
<b>OBJETIVOS</b>	XI
<b>INTRODUCCIÓN</b>	XIII
<b>1 PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE HIDRÁULICA E HIDROLOGÍA</b>	<b>1</b>
1.1 Clasificación de flujo en canales abiertos	1
1.1.1 Descripción del flujo según el conducto	1
1.1.2 Tipos de flujo	2
1.1.2.1 Flujo permanente y flujo no permanente. Criterio: tiempo	2
1.1.2.2 Flujo uniforme y flujo variado. Criterio: espacio	2
1.1.2.3 Flujo uniforme permanente	2
1.1.3 Estados de flujo	3
1.1.3.1 Efecto de la viscosidad	3
1.1.3.2 Efecto de la gravedad	5
1.1.4 Regímenes de flujo	5
1.2 Canales abiertos y sus propiedades	7
1.2.1 Clases de canales abiertos	7
1.2.2 Geometría del canal	8
1.2.3 Elementos geométricos de una sección de canal	9
1.2.4 Medición de la velocidad	11
1.2.5 Coeficientes de distribución de velocidad	12

1.3	Principios de energía y <i>momentum</i>	13
1.3.1	Ecuación de continuidad	13
1.3.2	Ecuación de la energía	14
1.3.3	Energía específica	15
1.3.4	<i>Momentum</i> o impulso del flujo	17
1.3.5	Fuerza específica	18
1.3.6	Fenómenos locales	19
1.3.6.1	Caída hidráulica	19
1.3.6.2	La caída libre	20
1.3.6.3	Resalto hidráulico	21
1.4	Volumen de las aguas pluviales	24
1.4.1	Escurrimiento	24
1.4.2	Caudales de tormentas	25
1.4.3	Cantidades de lluvia máxima	25
1.4.4	Curvas de precipitación – intensidad	26
1.4.5	Fórmulas para la intensidad de lluvia	26
1.4.6	Método racional para el cálculo del escurrimiento	27
1.4.7	Selección de valores	28
2	<b>PARÁMETROS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE DESCARGAS</b>	29
2.1	Intensidad de lluvia	29
2.1.1	Metodología de análisis	30
2.1.2	Datos de las Curvas DIF en forma tabular para la estación INSIVUMEH	32
2.2	Caudales	33
2.3	Velocidades	34
2.4	Características del entorno del punto de descarga	38
2.5	Materiales a utilizar en la construcción de descargas	39
2.5.1	Concreto ciclópeo	39
2.5.2	Concreto armado	40

<b>3</b>	<b>REVISIÓN Y ESTUDIO DE DISEÑOS ACTUALES DE DESCARGAS</b>	<b>41</b>
3.1	Descarga de drenaje pluvial	41
3.2	Visitas a descargas	42
3.2.1	Descarga Las Buganvillas (puente Belice)	43
3.2.2	Descarga El Tesoro	48
3.2.3	Descarga 10-13-14 (Campo Marte)	52
<b>4</b>	<b>DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS PARA DESCARGA</b>	<b>57</b>
4.1	El resalto hidráulico como disipador de energía	57
4.1.1	Aplicabilidad de la fórmula de resalto hidráulico	58
4.2	Tipos básicos de disipadores de energía	59
4.2.1	Concavidad disipadora con escalón positivo	59
4.2.2	Disipador con umbral continuo y discontinuo (dentado)	60
4.2.3	Disipador aguas abajo de una estructura de caída libre	61
4.2.4	Disipador con bloques de impacto o con umbrales	63
4.2.5	Disipador con ensanchamiento	64
4.3	Diseños generalizados para descargas	64
4.3.1	Disipador SAF	65
4.3.2	Disipador USBR II	69
4.3.3	Disipador USBR III	70
4.3.4	Disipador de vertedero con caída recta	73
4.3.5	Disipador USBR VI.	75
	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>79</b>
	<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>81</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>83</b>



# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1	Regímenes de flujo	6
2	Curva de energía específica	16
3	Caída libre	20
4	Resalto hidráulico representado por curvas de energía específica	21
5	Tipos de resalto	23
6	Curvas Duración – Intensidad – Frecuencia, Estación INSIVUMEH	32
7	Desarrollo urbano y uso del suelo de la Ciudad de Guatemala	37
8	Descarga y disipador Las Baganvillas	45
9	Resalto hidráulico en descarga Las Baganvillas	46
10	Efluente de disipador Las Baganvillas	47
11	Caudal de salida con lluvia pequeña	50
12	Caída de descarga	50
13	Caudal con lluvia moderada	51
14	Caída del flujo con lluvia moderada	51
15	Descarga y disipador 10-13-14	54
16	Disipador 10-13-14	54
17	Cambios de regímenes	58
18	Escalón positivo	59
19	Disipador con umbral continuo y discontinuo	60
20	Disipador de caída libre	62
21	Bloques de impacto	63
22	Disipador con ensanchamiento	64
23	Disipador SAF	67

24	Disipador SAF	68
25	Disipador USBR II	70
26	Disipador USBR III	71
27	Altura de bloques de impacto y umbral	72
28	Disipador de caída libre con rejillas	75
29	Disipador USBR VI	76
30	Disipador USBR VI en funcionamiento	78
31	Disipador USBR VI en funcionamiento, vista desde arriba	78

## **TABLAS**

I	Tipos de flujo	3
II	Regímenes de flujo	6
III	Valores de C	28
IV	Datos DIF Estación INSIVUMEH	32
V	Dimensiones para el disipador USBR VI	77

## GLOSARIO

<b>Cavitación</b>	Efecto de corrosión debido a la formación de vacíos parciales creados por el movimiento de un fluido a altas velocidades.
<b>Cuenco disipador</b>	Estructura hidráulica diseñada para disipar la energía excedente en un conducto de agua.
<b>Drenaje pluvial</b>	Drenaje cuya función es conducir las aguas de lluvia.
<b>Efluente</b>	Flujo que sale hacia el exterior.
<b>Profundidad secuente</b>	Profundidad del agua en un canal después del resalto hidráulico.
<b>Talud</b>	Inclinación de una pared o terreno.
<b>Tirante</b>	Profundidad del agua en determinado punto en un canal.
<b>Viscosidad</b>	Propiedad de un fluido a oponerse a fuerzas que se le apliquen.



## RESUMEN

Para diseñar una descarga de drenaje pluvial es necesario tomar en cuenta distintos factores. Para comenzar, es necesario conocer las propiedades del flujo que se conduce por el sistema de drenaje, este flujo se considera como el que fluye en un canal abierto, siempre que la tubería no alcance en ningún punto el 100% de su capacidad. Una de las propiedades importantes del flujo en canales abiertos es su energía y su *momentum* que están directamente relacionados con la velocidad y el caudal que se conduce, estas propiedades son importantes a la hora del diseño de una descarga.

Es importante considerar factores externos como el clima, es decir, las intensidades de lluvia de la región de acuerdo a datos actuales, la determinación correcta de los caudales de lluvia según un factor de escurrimiento adecuado a las condiciones actuales del uso del suelo.

Una descarga debe tener un dissipador de energía que pueda disipar el excedente de energía cinética del flujo, evitando así problemas como socavamiento del río en donde se descarga y erosión del entorno del área de descarga, poniendo en peligro la misma descarga.

Existen distintos tipos de dissipadores básicos de energía como un escalón positivo o negativo (caída libre), umbrales, bloques de impacto, entre otros. Una forma de disipar energía es a través del resalto hidráulico, aunque para esto se requiere de una distancia considerable y de un tirante de aguas abajo determinado para que el resalto funcione de la mejor forma. Una de las formas más prácticas de diseñar una descarga es por medio de los diseños generalizados, tomando como criterio los modelos propuestos por instituciones dedicadas a la hidráulica y pudiéndose tomar ideas y modificarlas para que se adapten a las necesidades de determinado proyecto.



## **OBJETIVOS**

- **General**

Plantear los criterios para el diseño de estructuras eficientes en las descargas de drenaje pluvial.

- **Específicos**

1. Proporcionar datos para estimar los caudales pluviales en base a condiciones actuales (intensidades en base a datos recientes proporcionados por el INSIVUMEH, coeficientes de escorrentía, según el uso del suelo actual proporcionado por la Municipalidad de Guatemala) y criterios utilizados en diseños existentes.
2. Evaluar las condiciones y características generales del punto de descarga, como la geología, topografía y desarrollo urbano cercano.
3. Evaluar las descargas existentes, su diseño y su funcionamiento para proponer mejoras en los diseños futuros.
4. Proponer criterios prácticos para el diseño de descargas por medio de los datos obtenidos en las visitas de campo, bibliografía, diseños existentes, modelos existentes básicos y generalizados.



## INTRODUCCIÓN

Guatemala es una ciudad en constante crecimiento, lo que antes eran zonas que se tomaban como límites de la ciudad, ahora son parte de zonas comerciales, residenciales e industriales. El crecimiento constante de la ciudad crea la necesidad de la realización de proyectos de infraestructura como urbanizaciones, carreteras, puentes, sistemas de drenaje, etc.

Una de las necesidades que se crea con el crecimiento de la población es el correcto encause y descarga de las aguas de lluvia que caen en determinado sector. Como se sabe, las condiciones actuales del clima son cambiantes: precipitaciones intensas que en poco tiempo hacen caer sobre la superficie un gran caudal de lluvia, la cual debe ser rápidamente evacuada para evitar inundaciones. No sólo las condiciones del clima son cambiantes sino también las de las superficies del suelo: mayor impermeabilización de los suelos, lo cual hace que sea menos la cantidad de lluvia que es absorbida por el suelo e incrementa el caudal que se debe conducir por los sistemas de drenaje, los cuales a su vez deben descargar en un cuerpo receptor.

Es importante entonces plantear los criterios para el diseño de descargas de sistemas de drenaje pluvial tomando en cuenta factores que intervienen en el diseño de éstas como es el caudal que saldrá de las mismas, las condiciones hidrológicas como las características de la superficie que drenará el sistema, la intensidad de lluvia, aspectos topográficos del área de descarga, elementos de la estructura de la descarga, materiales a utilizar y otros aspectos que conlleva el diseño de dichas descargas.

El presente trabajo de graduación plantea de una manera aplicable y sencilla los criterios de diseño hidráulico y constructivo para descargas, presentando modelos básicos de disipadores de energía, diseños existentes y diseños generalizados.

# **1. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE HIDRÁULICA E HIDROLOGÍA**

## **1.1 Clasificación de flujo en canales abiertos**

### **1.1.1 Descripción del flujo según el conducto**

El flujo de agua en un conducto puede ser un flujo en un canal abierto o en una tubería. Estos flujos son parecidos en varios aspectos pero tienen diferencias importantes. El flujo en un canal abierto debe tener una superficie libre, al contrario del flujo en tubería, es por eso que el agua no llena completamente el conducto. La superficie libre está sometida solamente a presión atmosférica mientras que un conducto cerrado está sometido a la presión hidráulica.

Aunque existe similitud entre estos tipos de flujos es mucho más difícil resolver problemas de flujo en canales abiertos que en tuberías a presión. Esto es debido a que las condiciones del flujo en canales abiertos se pueden tornar complicadas ya que la posición de la superficie libre puede cambiar con el tiempo y el espacio, así también por el hecho de que la profundidad de flujo, el caudal y las pendientes del fondo del canal y de la superficie libre son interdependientes. La mayoría de veces se obtienen los datos de modelos experimentales a escala pero aun así es difícil obtener datos confiables ya en campo. Esto y otros aspectos hace que el análisis de este tipo de flujo sea difícil, es por eso que este trabajo de graduación se limitará a definir las propiedades y características del flujo y a realizar un análisis muy básico, para enfocarse en la parte técnica y viable según los recursos disponibles para la realización este trabajo y los disponibles para futuras construcciones en la ciudad de Guatemala.

## **1.1.2 Tipos de flujo**

El flujo en canales abiertos puede clasificarse en muchos tipos o bien describirse de varias maneras. A continuación se presenta una clasificación de los tipos de flujo con respecto al tiempo y al espacio.

### **1.1.2.1 Flujo permanente y flujo no permanente. Criterio: tiempo**

El flujo es permanente si la profundidad del flujo no cambia o puede suponerse constante durante el intervalo de tiempo en consideración.

### **1.1.2.2 Flujo uniforme y flujo variado. Criterio: espacio**

El flujo es uniforme si la profundidad de flujo es la misma en cada sección del canal. Un flujo uniforme puede ser permanente o no, según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo.

### **1.1.2.3 Flujo uniforme permanente**

Es el tipo de flujo fundamental que se considera en la hidráulica de canales abiertos. La profundidad del flujo no cambia durante el intervalo de tiempo bajo consideración. El flujo uniforme no permanente se da muy rara vez por las condiciones que requiere, por esto se utilizará el término “flujo uniforme” para designar el flujo uniforme permanente.

Debido a que el flujo uniforme no permanente es poco frecuente, se utilizará el término “flujo no permanente” para designar exclusivamente el flujo variado no permanente.

El flujo variado se clasifica además como rápidamente variado o gradualmente variado. El flujo es rápidamente variado si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias comparativamente cortas. Un flujo rápidamente variado se conoce también como fenómeno local, como el resalto y la caída hidráulica.

Tabla I. **Tipos de flujo**

FLUJO PERMANENTE		FLUJO NO PERMANENTE	
Flujo uniforme	Flujo variado	Flujo uniforme no permanente (raro)	Flujo no permanente (variado no permanente)
	Flujo gradualmente variado		Flujo gradualmente variado no permanente
	Flujo rápidamente variado		Flujo rápidamente variado no permanente

### 1.1.3 Estados de flujo

El estado de flujo en un canal abierto depende básicamente de los efectos de la viscosidad y gravedad en relación con las fuerzas inerciales del flujo.

#### 1.1.3.1 Efecto de la viscosidad

Según lo afecte la viscosidad al flujo con relación a la inercia, éste puede ser laminar, turbulento o transicional.

El flujo es laminar si las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las fuerzas inerciales. En este tipo de flujo las partículas de agua se mueven en trayectorias suaves definidas, también conocidas como líneas de corriente y las capas de fluido de un espesor infinitamente pequeño parecen deslizarse una sobre otra.

El flujo es turbulento si las fuerzas viscosas son débiles en relación con las fuerzas inerciales. En este tipo de flujo las partículas de agua se mueven en trayectorias irregulares pero que en conjunto representan un movimiento hacia delante de toda la corriente.

Entre estos dos estados de flujo existe un estado intermedio o transicional.

El estado de flujo se puede representar por medio del número de Reynolds

$$R = \frac{VL}{\nu} \quad 1-1$$

donde  $V$  es la velocidad del flujo,  $L$  es una longitud característica, usualmente el radio hidráulico de un conducto; y  $\nu$  (nu) es la viscosidad cinemática. El número de Reynolds es un parámetro adimensional y no depende del sistema de unidades, siempre que éstas unidades sean consistentes.

Para conocer el estado de flujo según el número de Reynolds en canales abiertos se puede observar un diagrama que muestre la relación entre el número de Reynolds y el factor de fricción de la ecuación de Darcy Weisbach. Este diagrama es conocido como diagrama de Stanton.

### 1.1.3.2 Efecto de la gravedad

El efecto de la gravedad sobre el estado de flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales. Esta relación está dada por el número de Froude, definido como

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad 1-2$$

donde  $V$  es la velocidad media del flujo,  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $L$  es una longitud característica; todos estos valores en unidades consistentes. Para canales abiertos la longitud característica se hace igual a la profundidad hidráulica  $D$ , la cual está definida como el área de la sección transversal del agua perpendicular a la dirección del flujo en el canal, dividida por el ancho de la superficie libre.

Cuando  $F$  es igual a la unidad, es decir  $V = \sqrt{gD}$ , se dice que el flujo está en un estado crítico. Si  $F$  es menor que la unidad, o  $V < \sqrt{gD}$ , el flujo es subcrítico. En este estado las fuerzas gravitacionales son fuertes, por lo que el flujo tiene una velocidad baja y se describe como tranquilo y de corriente lenta. Si  $F$  es mayor que la unidad, o  $V > \sqrt{gD}$ , el flujo es supercrítico. En este estado las fuerzas inerciales son dominantes por lo que el flujo tiene una alta velocidad y se describe usualmente como rápido, ultrarrápido y torrencial.

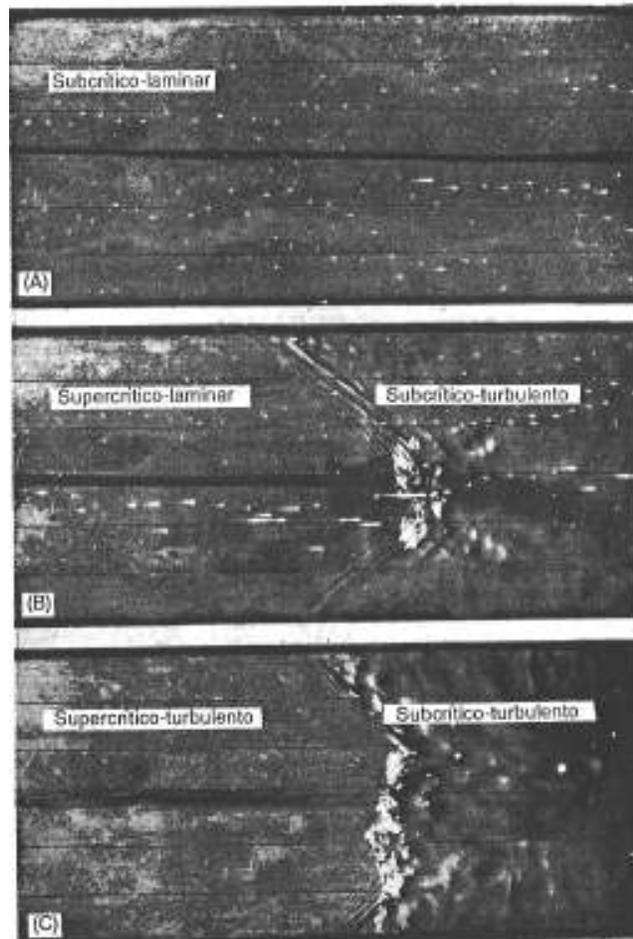
### 1.1.4 Regímenes de flujo

El efecto combinado de la viscosidad y la gravedad puede producir cualquiera de cuatro regímenes de flujo.

Tabla II. Regímenes de flujo

	RÉGIMEN DE FLUJO	CONDICIONES
1	subcrítico-laminar	$F < 1$ y R en el rango laminar
2	supercrítico-laminar	$F > 1$ y R en el rango laminar
3	supercrítico-turbulento	$F > 1$ y R en el rango turbulento
4	subcrítico-turbulento	$F < 1$ y R en el rango turbulento

Figura 1. Regímenes de flujo



Fuente: Ven Te Chow, **Hidráulica de Canales**, pág. 15

## **1.2 Canales abiertos y sus propiedades**

### **1.2.1 Clases de canales abiertos**

Un canal abierto es un conducto con una de sus superficies libre por donde el agua fluye. Según su origen un canal puede ser natural o artificial. Los canales abiertos son todos aquellos que existen de forma natural en la tierra, éstos pueden ser desde un arroyuelo hasta quebradas, ríos pequeños y grandes así como los estuarios de las mareas. Los ríos subterráneos que tienen una superficie libre también son considerados como canales abiertos naturales.

Los canales artificiales son aquellos que han sido construidos por el hombre, entre estos se pueden mencionar: canales de irrigación, canales de navegación, canales de centrales hidroeléctricas, cunetas de drenaje, vertederos, cunetas a los largo de carreteras, etc., así como canales construidos experimentalmente en un laboratorio. Las propiedades de estos canales son conocidas y controladas hasta cierto nivel y diseñadas para cumplir requisitos determinados. Es por eso que al aplicar las teorías hidráulicas a estos canales, se obtendrán resultados muy cercanos a las condiciones reales y razonablemente exactos para propósitos prácticos de diseño.

En ingeniería se le conoce a los canales abiertos bajo diferentes nombre como “canal artificial”, “canaleta”, “cuneta”, “rápida”, “caída”, “alcantarilla”, etc. Muchas veces estos nombres se utilizan de forma imprecisa para definir de una forma muy general su función. Un canal artificial por lo general es un canal largo con pendientes leves, el cual está construido sobre el suelo pudiendo ser éste revestido o no, utilizando materiales como concreto, madera o piedra. La canaleta es un canal de madera, metal concreto o mampostería el cual está soportado en o sobre la superficie del suelo para conducir el agua a través de una depresión. Una rápida es un canal con altas pendientes.

La caída es similar a la rápida aunque a diferencia de ésta el cambio de elevación se efectúa en una distancia corta. La alcantarilla con flujo a sección parcial se considera como un canal cubierto y de longitud relativamente corta, el cual se utiliza para drenar el agua de lluvia o servida en ciudades o carreteras, hacia un punto de descarga.

### **1.2.2 Geometría del canal**

Una simple clasificación de un canal según su geometría es que si éste posee una sección transversal invariable y una pendiente constante se le llama canal prismática por otro lado si no es así se le conoce como canal no prismático.

La sección de una canal se denomina como la sección tomada perpendicularmente a la dirección de la corriente del flujo. Las secciones de los canales naturales son generalmente muy irregulares, con secciones que pueden variar desde aproximadamente una parábola hasta aproximadamente un trapecio.

Las secciones de los canales artificiales se diseñan comúnmente en base a figuras geométricas regulares. La sección de trapecio es la más comúnmente usada en canales sin recubrimiento, esto debido a que provee de una pendiente adecuada para la estabilidad de los taludes. El rectángulo y el triángulo son variantes del trapecio y estas secciones se utilizan en distintos casos. El rectángulo por ejemplo se utiliza cuando el canal es construido con materiales estables como mampostería, piedra, metal o concreto. El círculo es la sección más utilizada para alcantarillas de tamaños pequeño y mediano.

La parábola se utiliza para aproximaciones de canales naturales de tamaños pequeño y mediano. Existen otras menos comunes o que son variaciones de las secciones geométricas regulares, entre éstas se pueden mencionar el rectángulo con esquinas redondeadas, el cual es una modificación del rectángulo. El triángulo con fondo redondeado el cual se aproxima a una parábola y la cual se consigue a menudo con la utilización de excavadoras.

Para alcantarillas de gran tamaño se utilizan secciones cerradas diferentes del círculo, las cuales permiten la entrada de un hombre. Entre estas secciones están las que tienen forma de huevo, ovoides, semielípticas, en forma de  $U$ , herradura, etc.

### **1.2.3 Elementos geométricos de una sección de canal**

Los elementos geométricos de la sección de un canal son propiedades definidas por la sección del canal y la profundidad del flujo. Estos elementos son muy importantes pues se utilizan ampliamente en el cálculo del flujo

En secciones regulares y simples, los elementos geométricos pueden expresarse en una ecuación en términos de la profundidad de flujo y de otras dimensiones de la sección. Para secciones irregulares y complicadas, como en los canales naturales, no se pueden expresar simplemente en una ecuación estos elementos, en cambio, pueden realizarse curvas que representan la relación entre estos elementos y la profundidad del flujo para utilizarlo en cálculos hidráulicos.

Los elementos geométricos más comunes se definen a continuación.

Profundidad de flujo, “y”: Es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre. Este termino se intercambia a menudo con la profundidad de flujo de la sección, “d”. Esto debido a que la profundidad de flujo de la sección es la profundidad de flujo perpendicular a la dirección de éste, o la altura de la sección del canal que contiene el agua.

Nivel: es la elevación o distancia vertical desde un nivel de referencia hasta la superficie libre. Si se escoge como referencia el punto más bajo de la sección del canal, el nivel es idéntico a la profundidad de flujo.

Ancho superficial, “T”: es el ancho de la sección del canal, es la superficie libre.

Área mojada, “A”: es el área de la sección transversal del flujo perpendicular a la dirección de flujo.

Perímetro mojado, “P”: es la longitud de la línea de intersección de la superficie de canal mojada y de un plano transversal perpendicular a la dirección de flujo

Radio hidráulico, “R”: es la relación del área mojada con respecto a su perímetro mojado.

$$R = \frac{A}{P} \quad 1-3$$

Profundidad hidráulica “D”: es la relación entre el área mojada y el ancho de la superficie.

$$D = \frac{A}{T} \quad 1-4$$

Factor de sección para el cálculo de flujo crítico,  $Z$ . Es el producto del área mojada y la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica.

$$Z = A\sqrt{D} = A\sqrt{\frac{A}{T}} \quad 1-5$$

Factor de sección para el cálculo de flujo uniforme, “ $AR^{2/3}$ ”. Es el producto del área mojada y el radio hidráulico elevado a la potencia 2/3.

#### **1.2.4 Medición de la velocidad**

El *U.S. Geological Survey* (Estudio Geológico de EE.UU.) indica que el procedimiento para el aforo de corrientes debe ser el siguiente: la sección transversal del canal se divide en franjas verticales por medio de un determinado número de verticales sucesivas, las velocidades medidas en las verticales se determinan midiendo la velocidad a 0.6 de la profundidad del agua en cada vertical o bien tomando el promedio de las velocidades a 0.6 y 0.8 de la profundidad para obtener resultados más confiables, utilizando para esto un molinete. El promedio de las velocidades medias en cualesquiera dos verticales adyacentes, multiplicado por el área dentro las verticales da el caudal a través de esa franja vertical de la sección transversal. La suma de los caudales a través de todas las franjas es el caudal total. Por consiguiente la velocidad media en toda la sección es igual al caudal total dividido por el área completa.

El método mencionado anteriormente es simple y aproximado, por lo que si se desean obtener datos más exactos se deberán utilizar otros métodos más elaborados. Actualmente existen otros métodos más sofisticados para medir caudales, velocidades y profundidades de flujo. Estos métodos se realizan utilizando sondas especiales colocadas en el fondo del canal, las cuales envían señales como las de un sonar y devuelven la información al regresar al mismo aparato.

### 1.2.5 Coeficientes de distribución de velocidad

Dado que la distribución de velocidades no es uniforme a lo largo de la sección de un canal, el valor de la altura real de la velocidad media regularmente es mayor que el calculado con la expresión  $\alpha V^2/2g$ , donde  $V$  es la velocidad media. Cuando se utiliza el principio de energía para calcular la velocidad, ésta se puede expresar de la siguiente forma  $\alpha V^2/2g$ , donde  $\alpha$  se conoce como coeficiente de energía o coeficiente de Coriolis. Basándose en datos experimentales, el valor de  $\alpha$  varía desde 1.03 hasta 1.36 para canales prismáticos aproximadamente rectos. Este valor regularmente es alto para canales pequeños y bajo para corrientes grandes con una profundidad considerable.

El valor del *momentum* del flujo también se ve afectado por la distribución de velocidades. El valor del *momentum* según un análisis mecánico se define como  $\beta w Q V / g$ , donde  $\beta$  se conoce como coeficiente de *momentum* o coeficiente de Boussinesq, en honor de Boussinesq, quien lo propuso por primera vez;  $w$  es el peso unitario del agua;  $Q$  es el caudal y  $V$  es la velocidad media. Se ha encontrado que el valor de  $\beta$  para canales prismáticos aproximadamente rectos varía desde 1.01 hasta 1.12.

Como se puede observar, los valores de estos coeficientes son un poco mayores que el valor exacto de la unidad, por lo que para canales prismáticos, sección regular y alineamiento casi recto, donde la distribución de velocidades es casi uniforme, se puede asumir un valor de los coeficientes igual al de la unidad. En canales con secciones transversales irregulares los valores de los coeficientes de energía pueden ser tan altos como 1.6 y 1.2, respectivamente. Estos valores también pueden variar rápidamente así como cambie el alineamiento del canal. El efecto de vertederos u obstrucciones es obvio también en el aumento del valor de los coeficientes, así como el efecto de la pendiente también.

### 1.3 Principios de energía y *momentum*

En la mayoría de las aplicaciones prácticas de la hidráulica es suficiente considerar la corriente como tubo de corriente constante, que posee una velocidad promedio  $V$  en cada sección transversal. Al considerar esta simplificación, las ecuaciones fundamentales son aplicables en su forma más simple, es decir, la forma unidimensional.

#### 1.3.1 Ecuación de continuidad

Como inicio en la derivación de las ecuaciones fundamentales se considera un tubo de corriente. A la sección del mismo se le denominara  $dA$ , mientras que a la velocidad perpendicular a  $dA$  se le denomina  $v$ .

Para la simplificación de esta ecuación se aplica el principio de conservación de masa, se considera una velocidad constante y un flujo continuo. También se considera que el líquido es homogéneo y que es incompresible, es decir, con una densidad constante. Se obtiene entonces la siguiente expresión:

$$Q = \int_A v \cdot dA = VA = cte \quad 1-6$$

o también se puede expresar como

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad 1-7$$

### 1.3.2 Ecuación de la energía

Para obtener esta ecuación se parte del principio de movimiento propuesto por Newton para un elemento de masa:  $dm = \rho \cdot ds \cdot dA$  Tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- El flujo es estacionario y la presión en cualquier punto no varía en el tiempo
- Únicamente fuerzas de gravedad y de presión tienen influencia sobre el flujo
- Las secciones transversales están ubicadas en zonas donde la distribución de presiones es hidrostática (es decir, en zonas donde las líneas de corriente no tienen curvatura)

La ecuación de energía se puede escribir así entonces:

$$H = z + d + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad 1-8$$

donde

$H =$  energía total

$z =$  Altura desde el nivel de referencia

$d =$  Profundidad del agua

$V =$  Velocidad media

$\alpha =$  Coeficiente de Coriolis

Tomando en cuenta el principio de conservación de energía en donde la altura de energía total en la sección 1 localizada aguas arriba debe ser igual a la altura de energía total en la sección 2 localizada aguas abajo más la pérdida de energía  $h_f$  entre las dos secciones y considerando un canal con pendiente baja se tiene:

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad 1-9$$

Esta ecuación se conoce entonces como la ecuación de energía. A cada uno de estos términos se les conoce como un tipo de energía específica, energía potencial, energía de presión (tomando  $y = P/\gamma$ ) y carga de velocidad. A la suma de estos tres términos se le conoce como carga total por energía  $H$ . Cuando  $h_f = 0$  y  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ , la ecuación (1-7) se convierte en

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = \text{Constante} \quad 1-10$$

A esta última ecuación se le conoce como ecuación de energía de Bernoulli.

### 1.3.3 Energía específica

La energía específica en una sección de canal se define como la energía por libra de agua en cualquier sección de una canal medida con respecto al fondo de este. Según la ecuación (1-8) con

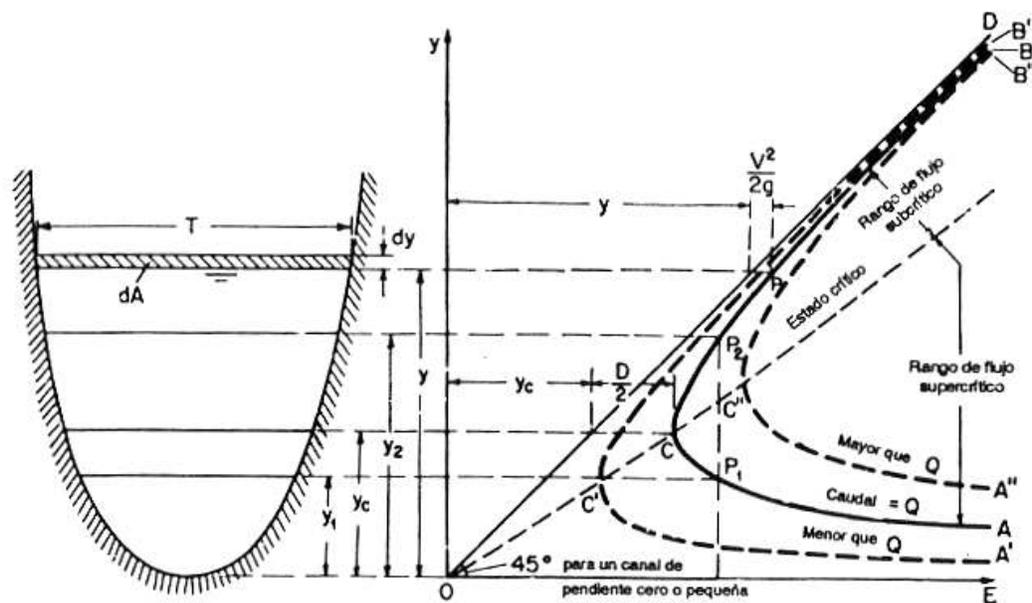
$z = 0$ , con una pendiente pequeña y  $\alpha = 1$ , la energía específica es

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad 1-11$$

Expresado en otra forma, esto simplemente indica que la energía específica es igual a la suma de la profundidad del agua más la altura de la velocidad. Si se considera que  $V = Q/A$ , y se sustituye en la Ec. (1-11) se puede ver que para una sección de canal y una caudal  $Q$  determinados, la energía específica en una sección de canal solo es función de la profundidad de flujo.

Debido a lo mencionado anteriormente, una grafica muy utilizada es la grafica de la profundidad de flujo contra la energía específica para una sección de canal y un caudal determinados. A la curva obtenida de esta grafica se le llama curva de energía específica. Esta curva tiene dos ramas, AC y BC. La rama AC se aproxima asintóticamente al eje horizontal hacia la derecha. La rama BC se aproxima a la línea OD mientras se extiende hacia arriba y la derecha. La línea OD es una línea que pasa a través del origen y tiene un ángulo de inclinación igual a  $45^\circ$ . En cualquier punto de esta grafica la ordenada representa la profundidad mientras que la abscisa representa la energía específica.

Figura 2. Curva de energía específica



Fuente: Ven Te Chow, **Hidráulica de canales**, pág. 42.

Es interesante observar en la curva que, para una energía específica determinada, existen dos posibles profundidades, a las cuales se les denomina la profundidad baja  $y_1$  y la profundidad alta  $y_2$ . A estas dos profundidades se les llaman profundidades alternas. Se puede notar en la grafica también que al punto C le corresponde la energía específica mínima, la cual corresponde al estado crítico de flujo. Se puede observar que en este punto las dos profundidades coinciden en una, a la cual se le conoce como profundidad crítica  $y_c$ .

De estas observaciones se puede concluir también que cuando la profundidad de flujo es mayor que la profundidad crítica, la velocidad de flujo es menor que la velocidad crítica para un caudal determinado, lo que indica que el flujo es subcrítico. Cuando la profundidad del flujo es menor que la profundidad crítica, el flujo es supercrítico. Por tanto  $y_1$  y  $y_2$  son las profundidades de un flujo supercrítico y subcrítico, respectivamente.

### 1.3.4 *Momentum* o impulso del flujo

El momentum del flujo que pasa a través de una sección de canal por unidad de tiempo se puede expresar por  $\beta w Q v / g$ , donde  $\beta$  es el coeficiente de *momentum*,  $w$  es el peso unitario del agua en  $\text{kg/m}^3$ ,  $Q$  es el caudal en  $\text{m}^3/\text{s}$  y  $V$  es la velocidad media en  $\text{m/s}$ .

La segunda ley de movimiento de Newton dice que el cambio de *momentum* por unidad de tiempo en el cuerpo de agua en un canal es igual a la resultante de todas las fuerzas externas que actúan sobre el cuerpo. Si se aplica este principio a un canal de pendiente alta se obtiene la siguiente expresión para el cambio de *momentum* por unidad de tiempo en un cuerpo de agua:

$$\frac{Qw}{g}(\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) = P_1 - P_2 + W \cdot \text{sen} \theta - F_f \quad 1-12$$

donde  $Q, \beta, w$  y  $V$  se definieron anteriormente, los subíndices se refieren a las secciones 1 y 2;  $P_1$  y  $P_2$  son las presiones (fuerzas) resultantes que actúan en las dos secciones;  $W$  es el peso del agua contenida entre las dos secciones; y  $F_f$  es la fuerza de fricción y de resistencia totales externas que actúan a lo largo de la superficie de contacto entre el agua y el canal. A la ecuación anterior se le conoce como la *ecuación de momentum*.

Si se considera un flujo gradualmente variado, entonces la distribución de presión se puede suponer hidrostática, y  $\beta = 1$ . También se supone que la pendiente del canal es relativamente baja y un ancho  $b$ . Se tiene entonces:

$$P_1 = \frac{1}{2} w b y_1^2 \quad 1-13$$

$$P_2 = \frac{1}{2} w b y_2^2 \quad 1-14$$

$$F_f = w h_f b \bar{y} \quad 1-15$$

donde  $h_f$  es la altura de fricción y  $\bar{y}$  es la profundidad promedio.

### 1.3.5 Fuerza específica

Si se aplica el principio de *momentum* en un tramo horizontal corto de un canal prismático, pueden ignorarse los efectos de las fuerzas externas de fricción y del peso del agua. Por lo que  $\theta = 0$  y  $F_f = 0$ , y suponiendo también que  $\beta_1 = \beta_2 = 1$ , la Ec. (1-12) queda de la siguiente forma

$$\frac{Qw}{g} (V_2 - V_1) = P_1 - P_2 \quad 1-16$$

entonces las fuerzas hidrostáticas pueden expresarse como

$$P_1 = w \bar{z}_1 A_1 \quad \text{y} \quad P_2 = w \bar{z}_2 A_2 \quad 1-17$$

donde  $\bar{z}_1$  y  $\bar{z}_2$  son las distancias de los centroides de las respectivas áreas mojadas  $A_1$  y  $A_2$  por debajo de la superficie de flujo.

Finalmente se puede llegar a una función general para cualquier sección

$$F = \frac{Q^2}{gA} + \bar{z}A \quad 1-18$$

Esta ecuación consta de dos términos, el primero es el *momentum* del flujo que pasa a través de la sección del canal por unidad de tiempo y por unidad de peso del agua, el segundo es la fuerza por unidad de peso del agua.

### 1.3.6 Fenómenos locales

Existen a menudo cambios en el estado de flujo en los canales abiertos, el flujo puede cambiar de un estado subcrítico a supercrítico, y viceversa. Estos cambios se reflejan en la profundidad del flujo, de una profundidad alta a baja, o viceversa. Si este cambio ocurre con una rapidez a lo largo de una distancia relativamente corta, el flujo es rápidamente variado y se conoce como fenómeno local. Como ejemplos de fenómenos locales se pueden mencionar la caída hidráulica y el resalto hidráulico, los cuales se tratarán a continuación. Es importante mencionar la relación de estos fenómenos con la disipación de energía, pues en cada uno de estos casos existe una caída en la línea de energía en el momento en que ocurre el fenómeno.

#### 1.3.6.1 Caída hidráulica

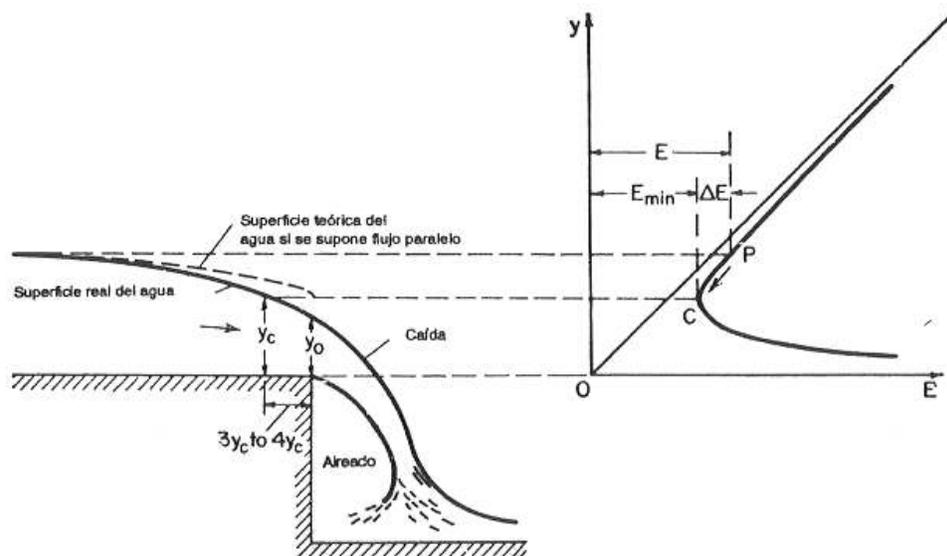
Cuando ocurre un cambio rápido en la profundidad de flujo de un nivel alto a un nivel bajo, se produce una depresión abrupta en la superficie del agua. Generalmente este fenómeno se produce cuando existe un cambio abrupto en la pendiente del canal o en la sección transversal del mismo. A este fenómeno se le conoce como caída hidráulica.

Durante este fenómeno a menudo aparece una curva invertida que conecta las superficies del agua antes y después de la caída. Existe un punto de inflexión en la curva inversa que marca la posición aproximada de la profundidad crítica en la cual la energía específica es mínima y el flujo pasa de un estado subcrítico a un estado supercrítico.

### 1.3.6.2 La caída libre

Ésta es un caso especial de la caída hidráulica. Se produce cuando existe una discontinuidad en el fondo de un canal plano. Mientras que la caída libre avanza en el aire forma una curva que no se invierte sino hasta que el agua choca con algún objeto o superficie.

Figura 3. Caída libre



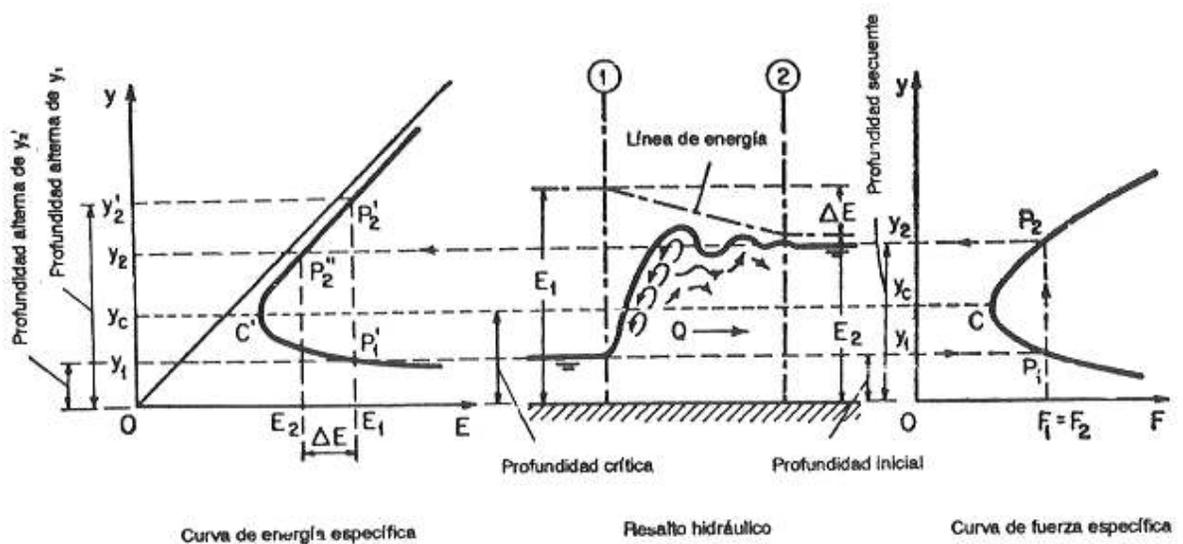
Fuente: Ven Te Chow, **Hidráulica de canales**, pág. 44.

Si la energía específica en una sección localizada aguas arriba es  $E$ , tal como se muestra en la curva de energía específica, la energía continuará disipándose en su camino hacia aguas abajo y por último alcanzará un contenido de energía mínimo  $E_{min}$ . El calculo de la profundidad critica se basa en que el flujo es paralelo, pero se puede observar en la figura que la profundidad critica real es otra.

### 1.3.6.3 Resalto hidráulico

Cuando existe un cambio rápido en la profundidad de flujo, desde un nivel bajo a un nivel alto, se produce a menudo una subida abrupta de la superficie del agua. (figura 4). A este fenómeno local se le conoce como resalto hidráulico. Regularmente este fenómeno se produce en un canal por debajo de una compuerta deslizante de regulación, en la parte de aguas debajo de un vertedero o en el sitio donde un canal con alta pendiente se vuelve casi horizontal de manera repentina.

Figura 4. Resalto hidráulico representado por curvas de energía específica



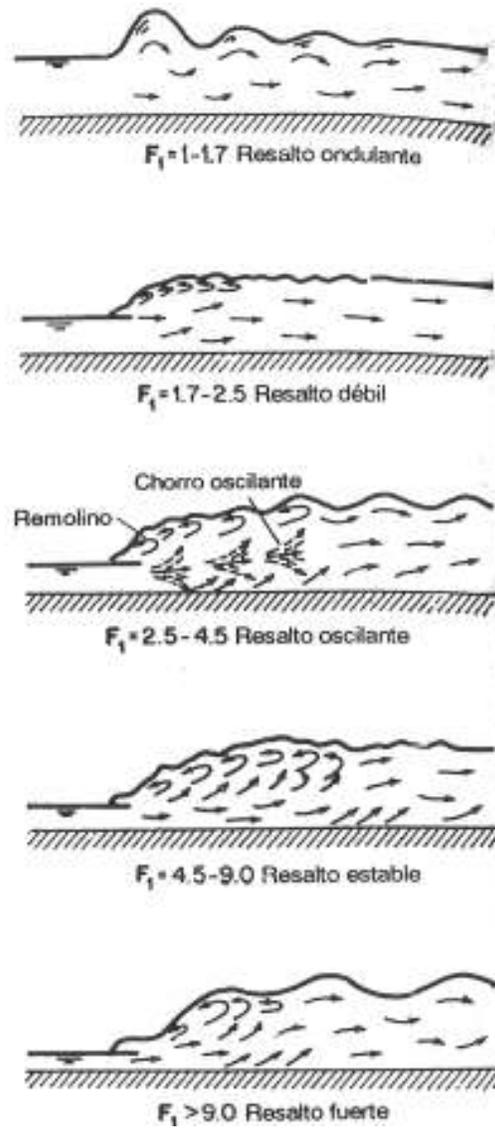
Fuente: Ven Te Chow, **Hidráulica de canales**, pág. 45.

Si el cambio en la profundidad es pequeño, el agua no subirá de manera abrupta sino que pasará del nivel bajo al alto por medio de una serie de ondulaciones que disminuirán gradualmente de tamaño. Este tipo de resalto bajo se le conoce como resalto ondulatorio.

Cuando el resalto es alto, es decir, el cambio de alturas es grande, se le conoce como resalto directo. Este resalto implica una pérdida y disipación de energía aun mayor, por lo que el contenido de energía en el flujo después del resalto es considerablemente menor que antes del mismo.

La profundidad antes del resalto es siempre menor y se le conoce como profundidad inicial  $y_1$ , y después del resalto se le conoce como profundidad seciente  $y_2$ . No se deben confundir las profundidades alternas con las profundidades inicial y seciente. Las profundidades inicial y seciente son las profundidades reales antes y después del resalto, y entre las cuales ocurre una pérdida de energía  $\Delta E$ , por lo que la energía específica  $E_1$  correspondiente a la profundidad  $y_1$  es mayor que la energía específica  $E_2$  correspondiente a la profundidad  $y_2$ . En la figura 5 se pueden apreciar los distintos tipos de resalto.

Figura 5. Tipos de Resalto



Fuente: Ven Te Chow, **Hidráulica de canales**, pág. 388.

## **1.4 Volumen de las aguas pluviales**

Una vez que se conocen las propiedades de los canales abiertos es importante saber que cantidad de agua se va a transportar, descargar y finalmente disipar su energía para una correcta evacuación final de las aguas pluviales en un cuerpo receptor.

Parte del agua de lluvia al caer sobre la superficie terrestre escurre como agua superficial, en la forma de arroyos y ríos; otra parte es absorbida por el suelo para formar parte del agua subterránea; el resto es tomado por la vegetación o evaporado. Se puede decir que éste es el ciclo natural del agua pero como se sabe este ciclo natural es alterado por el hombre cuando se realizan obras de infraestructura, es decir, construcciones como edificios, carreteras, rellenos, etc. Este tipo de construcciones cambia el tipo de superficie donde corre el agua, impermeabilizando el suelo, lo cual será visto más adelante, afecta directamente el volumen de las aguas de lluvia a drenar. Es por eso que para la Ingeniería Sanitaria es importante el conocimiento de los gastos de tormenta en el diseño de los sistemas de drenaje pluvial.

### **1.4.1 Escurrimiento**

El escurrimiento o rendimiento de una cuenca es el factor básico para determinar el volumen de las aguas pluviales. Es por eso que los datos de un periodo largo de tiempo sobre el flujo de una corriente son de máxima importancia. Una vez que los flujos de las corrientes varían grandemente los registros que abarcan pocos años usualmente conducen a errores. Consecuentemente existe diferencia de opinión con respecto al uso de registros de precipitaciones que cubren 20 años. Según declaraciones, los escurrimiento que cubren 20 años pueden estar en un error de hasta 10 y 15%, por esta razón los registros de precipitaciones que cubren un largo tiempo son mejores índices que los datos sobre escurrimiento con menos de 25 o 30 años

### **1.4.2 Caudales de tormentas**

La cantidad y duración de la precipitación durante grandes tormentas son elementos esenciales en un proyecto de drenaje pluvial. Junto con la cantidad y duración de la precipitación está la proporción de la precipitación que se pierde. Es claro que en un área con pendiente e impermeable creará un flujo de inundación mayor que un área relativamente plana con un suelo poroso.

Se puede encontrar la cantidad promedio de lluvia que cae en una tormenta al dividir el volumen total de lluvia precipitada entre el tiempo de duración de la tormenta. Este dato no siempre es suficiente para poder proyectar una obra de drenaje pluvial. Es necesario considerar la intensidad máxima de la tormenta, que es la cantidad máxima de lluvia, en milímetros por hora, durante un tiempo relativamente corto. Este periodo depende de factores como el tamaño del área a drenar, el porcentaje de área de techos y pavimentada, la pendiente y el tiempo de concentración, que es el tiempo necesario para que una gota de agua que cae en la parte hidráulicamente más distante del área de drenaje llegue a la boca de tormenta.

Los registros de intensidad de lluvia pueden conseguirse en el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, INSIVUMEH, que es la institución que lleva el control y registro de este tipo de datos. Para la ciudad capital es posible conseguir los datos de intensidad de lluvias pero para otras áreas dentro del interior del país es posible que no existan datos muy recientes o confiables.

### **1.4.3 Cantidades de lluvia máxima**

El Ingeniero que diseña un sistema de drenaje pluvial se encuentra con el problema de escoger la intensidad de lluvia para diseñar el proyecto. En la práctica es común no proyectar para las tormentas más severas, esto debido a que es más económico asumir los daños y molestias de cuando esto pase de vez en cuando.

Un criterio que se puede tomar para escoger la intensidad es saber a que tipo de tormenta se quiere proyectar. Una tormenta ordinaria puede ocurrir en intervalos de 5 a 10 años; una tormenta extraordinaria, una vez en 10 a 25 años; y una tormenta severa (rara), una vez en 100 años.

### **1.4.4 Curvas de precipitación – intensidad**

Los pluviómetros son aparatos que se utilizan para determinar la intensidad de la lluvia y para registrar la relación entre la lluvia y el tiempo por medio de una grafica montada en un cilindro movido por un sistema de relojería. En el capítulo 2 se muestran las curvas de duración – intensidad - frecuencia para la ciudad de Guatemala en la Estación INSIVUMEH. Cada curva representa la cantidad máxima que puede esperarse una vez en el periodo

### **1.4.5 Fórmulas para la intensidad de lluvia**

Cuando la representación de las intensidades sea por medio de curvas suaves es posible expresar la relación de duración de una tormenta y la cantidad de lluvia correspondiente por medio de las siguientes fórmulas generales:

$$i = \frac{a}{t + b} \qquad 1-16$$

$$i = \frac{c}{t^k} \quad 1-17$$

donde  $i$  = cantidad de lluvia en mm/hr.

$t$  = tiempo en minutos;

y  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $k$ , son constantes cuyos valores dependen en las condiciones locales.

#### 1.4.6 Método racional para el cálculo del escurrimiento

Si el volumen de lluvia, el área por drenarse, y el porcentaje de escurrimiento son conocidos, el flujo de agua de tormenta puede calcularse rápidamente. Puesto que una precipitación de 1pulg/hr (25.4 mm/hr) sobre un área de 1 acre (0.40 hectáreas) producirá casi exactamente 1pie<sup>3</sup>/s (0.028 m<sup>3</sup>/s) de agua si toda ella escurre, es posible calcular el escurrimiento por la fórmula

$$Q = \frac{CiA}{360} \quad 1-18$$

en donde  $Q$  = escurrimiento, en m<sup>3</sup>/s

$C$  = coeficiente de escurrimiento (escorrentía);

$i$  = intensidad de la precipitación, en mm/hr

$A$  = área, en hectáreas.

Es conveniente tomar las siguientes consideraciones al calcular el caudal por este método:

- La condición final del área a drenar al final del periodo de diseño, es decir, el número y espaciamiento de las casas y el área de sus superficies impermeables, tales como techos, calzadas y aceras; áreas pavimentadas.
- La precipitación para la cual se diseñará el proyecto, es decir, el periodo de retorno según el periodo de diseño del proyecto.

- El escurrimiento basado en condiciones supuestas al finalizar el periodo del proyecto

#### 1.4.7 Selección de valores

Para seleccionar el valor de  $C$ , se debe tomar en cuenta el tipo de superficie a drenar. Si existen distintos tipos de superficie se debe hacer entonces un promedio de áreas y coeficientes de superficie. A continuación se presentan una tabla con valores generalizados. Para más valores pueden revisarse tablas en otras bibliografías.

Tabla III. Valores de  $C$

Tipo de construcción	Coeficiente de escurrimiento	Tiempo de concentración (min.)	
		Pendiente mayor de 3%	Pendiente menor de 3%
Calles y áreas comerciales	0.85 – 0.90	5	7
Casas de apartamentos y edificios suburbanos y negocios	0.70 – 0.75	5	7
Áreas residenciales	0.50 – 0.65	7	10
Áreas suburbanas	0.30 – 0.50	10	12

Fuente: W.A. Harndenbergh. **Ingeniería Sanitaria**. pág. 49

## **2. PARÁMETROS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE DESCARGAS**

Es importante entender que cuando se diseña una estructura para disipación de energía su función principal es transformar el excedente de energía cinética que un flujo trae, en calor, esto para evitar el socavamiento del lecho del cuerpo receptor aguas arriba. El elemento al que se le disipará la energía es agua pluvial, es por eso que es importante saber cuáles son los parámetros que deben considerarse a la hora del dimensionamiento de las estructuras de descarga. Entre estos factores están: la cantidad de agua a disipar, su velocidad, el área donde va a descargar y como debe construirse la estructura de descarga. A continuación se presentan los parámetros más importantes a considerar en el diseño de las descargas.

### **2.1 Intensidad de lluvia**

Se puede definir la intensidad de la lluvia como la cantidad de lluvia que cae en determinada área durante un periodo de tiempo. La intensidad de la lluvia está en función directa de las condiciones climáticas y geográficas del área en consideración. Estas características serán propias y específicas para cada localidad y es por eso que se debe tomar en cuenta que los datos sobre intensidades que se utilicen sean los más exactos posibles para el diseño de los sistemas de drenaje pluvial.

Los valores de intensidad que se presentan en este documento corresponden a los obtenidos del INSIVUMEH en el documento 5007: mapas de duración-intensidad-frecuencia de precipitación para la republica de Guatemala; de fecha septiembre de 2002, que fueron los datos mas recientes que pudieron obtenerse de esta institución.

Para la obtención de estos datos el INSIVUMEH realizó un estudio de las lluvias intensas en 23 estaciones ubicadas en diferentes cuencas de la Republica de Guatemala. El estudio consiste en la determinación de curvas DIF. Se obtienen curvas que corresponden a periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 30, 50 y 100 años. La representación matemática de dichas curvas se define por:

$$i = \frac{A}{(B + t)^n} \quad 2-1$$

### **2.1.1 Metodología de análisis**

Para la deducción de las curvas DIF (Duración – Intensidad – Frecuencia) el INSIVUMEH utiliza el método estándar de cálculo recomendado en el informe técnico No. 4-88. Este método se resume en los siguientes pasos:

1. Selección de la tormenta. El número de tormentas seleccionadas varían entre 40 y 98, dependiendo de la disponibilidad de información, a lo largo de periodos de registro entre 8 y 15 años. Solamente en dos estaciones se contó con información arriba de 35 años;
2. Discretización del tiempo para cada lectura. En este caso se usan intervalos de 5 minutos;
3. Definición de la duración de tormenta. A diferencia del método estándar mencionado, en cuanto a la definición del inicio y final de la tormenta, en este estudio se hicieron lecturas para toda la tormenta sin importar la magnitud de la intensidad
4. Organización de los histogramas obtenidos para cada tormenta. Se obtienen magnitudes de intensidad máxima de lluvia para diferentes duraciones;

5. Asociación de intensidades de lluvia máxima con frecuencias de ocurrencia. Las magnitudes de intensidad máxima de lluvia se asocia a los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 30, 50 y 100 años;
6. Obtención de las curvas DIF. El tipo de modelo para representar matemáticamente las curvas es por medio de la siguiente ecuación:

$$i_{Tr} = \frac{A}{(B + t)^n} \quad 2-2$$

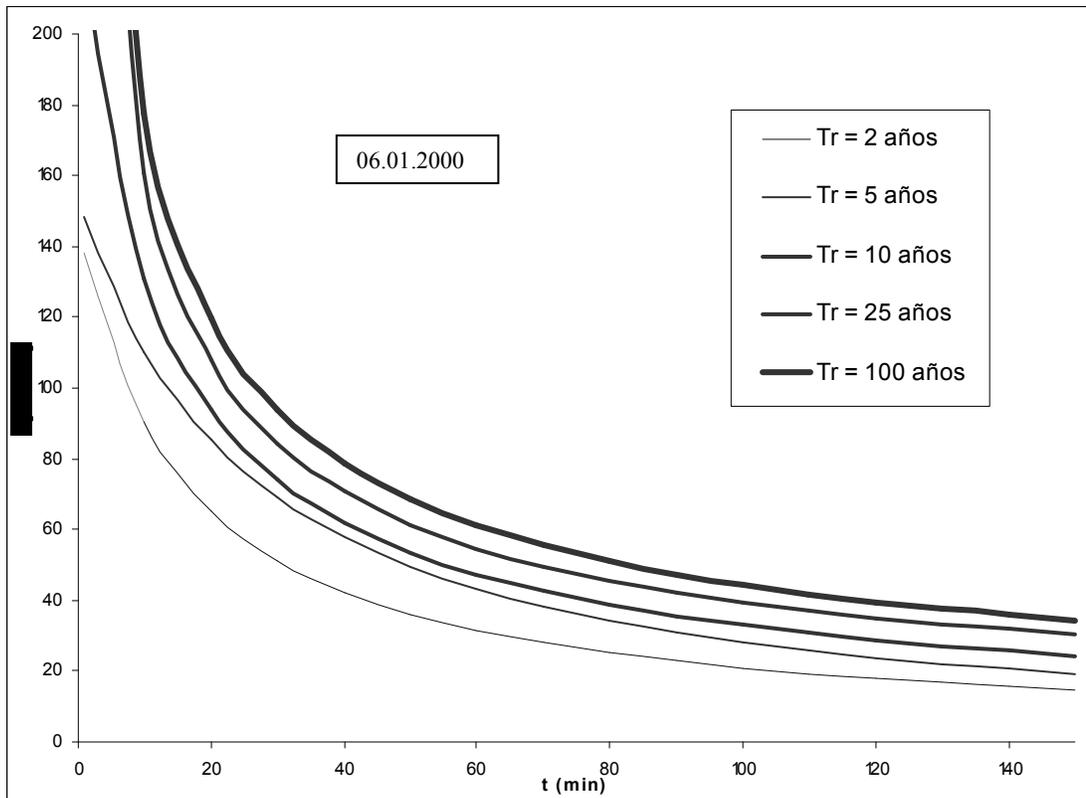
7. Donde  $i_{Tr}$  es la intensidad de lluvia [mm/hr], asociada a una frecuencia de ocurrencia, representada por el periodo de retorno ( $Tr$ ),  $t$  es la duración [min.]  $A$ ,  $B$  y  $n$  son parámetros de ajuste. Estos parámetros se obtienen mediante regresión no lineal. Los periodos de retorno analizados son: 2, 5, 10, 20, 25, 30, 50 y 100 años;
8. Finalmente la presentación de las curvas DIF se hace en forma grafica y en forma tabular. Además se presentan mapas de isolíneas para duraciones de 5, 20 y 60 min., asociadas a periodos de retorno de 2, 10 y 30 años.

**2.1.2 Datos de las curvas DIF en forma tabular para la estación INSIVUMEH**

**Tabla IV. Datos DIF estación INSIVUMEH**

<b>Tr (años)</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>30</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
<b>A</b>	1,970	7,997	1,345	720	820	815	900	890
<b>B</b>	15	30	9	2	2	2	2	2
<b>N</b>	0.958	1.161	0.791	0.637	0.656	0.65	0.66	0.649
<b>R2</b>	0.989	0.991	0.982	0.981	0.973	0.973	0.981	0.981

**Figura 6. Curvas Duración – Intensidad – Frecuencia, estación INSIVUMEH**



## 2.2 Caudales

Para la determinación de caudales en un sistema de drenaje pluvial el método más utilizado es el método Racional del cual ya se trato previamente en el capítulo anterior. El caudal de lluvia que se conduce por un sistema de drenaje pluvial y que luego descargará en un cuerpo receptor o una determinada área, está relacionado directamente con la intensidad de lluvia, el área a drenar y también depende de las condiciones del suelo de dicha área, si esta área está conformada por cultivos, pavimentos, calles, viviendas urbanas o rurales. Ese tipo de condición en el área a drenar se introduce en el método racional a través del factor  $C$  o coeficiente de escurrimiento o impermeabilidad.

Las condiciones actuales de la ciudad de Guatemala han cambiado mucho en los últimos años, la población se ha incrementado numerosamente y así las lotificaciones y urbanizaciones que cambian radicalmente el uso de la tierra y tienen un impacto en los flujos naturales del agua superficial de lluvia. En el mapa del desarrollo urbano y uso del suelo de la Municipalidad de Guatemala (figura 7), se puede observar que la mayor parte de la ciudad capital está constituida por calles pavimentadas, zonas urbanas, residenciales y comerciales. Este es un aspecto muy importante a considerar en el diseño de un sistema de drenaje pluvial y por consiguiente su descarga. Teniendo en cuenta esto el diseñador deberá considerar coeficiente de escorrentía  $C$  entre 0.80 – 1. Sin embargo, es de importancia el considerar la relación entre el costo y la eficiencia a la hora de escoger los valores para el caudal de diseño, por ejemplo, si se escoge un tiempo de retorno mayor, se tendrá la seguridad que los sistemas no se quedarán cortos con una tormenta fuerte pero el costo del proyecto se elevará, lo mismo sucederá si se escogen valores de  $C$  cercanos a 1. Por otro lado si se escogen valores pequeños se disminuye el costo pero se corre el riesgo que el diseño sea ineficiente con tormentas fuertes.

Ya se ha hablado de dos de los factores que intervienen en la determinación de caudales por el método Racional y el último factor por mencionar es el área. El área del proyecto se determina en base a las necesidades de la comunidad, se deben tomar en cuenta que para que se realice un proyecto de drenaje pluvial las calles del sector deben estar pavimentadas. El área total del proyecto se determinará según el tamaño de la urbanización y el número de calles a drenar, tomando en cuenta futuras ampliaciones de la urbanización.

### **2.3 Velocidades**

Al final de un sistema de drenaje pluvial y en su punto de descarga, regularmente se encuentran grandes cantidades de agua vertiendo con una velocidad alta. La velocidad en un sistema de drenaje pluvial depende del caudal, de la forma, material y condición de la tubería y de la pendiente del tramo final del sistema de drenaje. En los diseños de un sistema de drenaje pluvial se trabaja con velocidades no mayores a 3.0 m/s para tuberías de concreto y no mayores a 4 m/s para tuberías de PVC, estas limitaciones en velocidad se recomiendan para evitar desgaste en el material debido a altas velocidades, aunque en colectores de gran tamaño se trabajan velocidades un poco mayores. Estas son velocidades de diseño que pueden ser afectadas por distintos factores a la hora de la construcción del proyecto pero se espera que los datos del diseño sean cercanos a la realidad.

La medición del caudal y velocidad real de un proyecto terminado es muy difícil de determinar, como una opción si se desea tener datos reales se pueden utilizar sondas que se instalan en el fondo del canal o tubería y que recopilan datos como velocidad y caudal.

Como ejemplo de criterios de selección de valores para los parámetros de diseño se revisaron las memorias de cálculo del proyecto del colector 10-13-14. Por ser éste un proyecto de gran tamaño (626 Ha) se estudió un área modelo en la zona 14 (15 Ha) para determinar los coeficientes de escorrentía. En esta área modelo se determinó que el 34% del área eran calles y el 66% restante estaba conformado por los lotes, de los cuales el 25% eran área de techos y el 41% eran áreas verdes. El coeficiente C se determinó así entonces:

$$\% \text{ área de techos} \times C = 0.25 \times 0.7 = 0.175$$

$$\% \text{ área de calles} \times C = 0.34 \times 0.80 = 0.272$$

$$\% \text{ área verde} \times C = 0.41 \times 0.07 = 0.287$$

$$\text{Coeficiente promedio} = 0.475$$

Esto significa que el 47% de la lluvia que caerá en el área será el caudal ingerido por el sistema y que finalmente se descargará. Sin embargo, se argumentó que por existir distintos parques y áreas verdes se utilizó un coeficiente de 0.30.

Para la determinación de la intensidad de lluvia se debe escoger el periodo de retorno para la tormenta máxima. Si se diseñaran los sistemas para conducir todas las máximas precipitaciones resultarían diámetros demasiados grandes de tubería de costo muy elevado y que muy raras veces funcionarían para su capacidad de diseño. Como se puede ver en la figura 6, entre más alto sea el tiempo de retorno mayor será la intensidad de lluvia y por lo tanto el caudal. En la práctica se deben usar periodos de 5 a 20 años. Para el proyecto en mención se utilizó un periodo de 10 años. También por ser un área bastante grande se consideró una disminución de un 10% del caudal de tormenta ya que es muy difícil que llueva en toda el área con la misma intensidad.

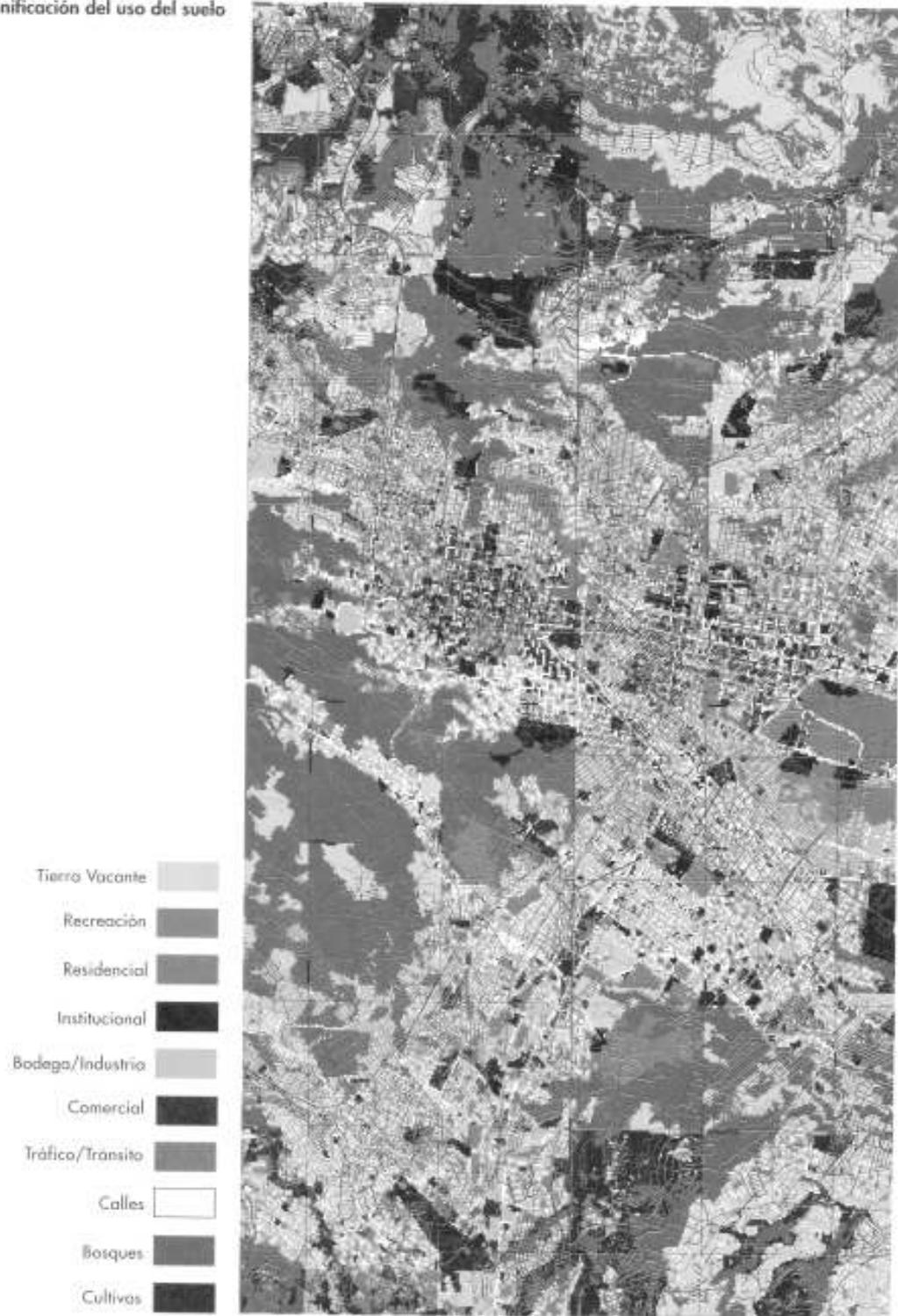
Otro ejemplo que conviene mencionar es el diseño del drenaje pluvial para la Colonia Especialistas Sabana Arriba, Zona 17. Los datos del proyecto son los siguientes.

<b>Área del proyecto:</b>	<i>1.32 Hectáreas</i>
<b>Longitud del sistema de drenaje:</b>	<i>486 m.</i>
<b>Velocidad en tramo final de descarga:</b>	<i>2.94 m/s</i>
<b>Caudal total a descargar:</b>	<i>439Lt/s</i>
<b>Diámetro de tubería en descarga</b>	<i>30 pulg. (750mm)</i>
<b>Capacidad tubería en descarga</b>	<i>32 %</i>
<b>Pendiente tubería en descarga</b>	<i>1.8 %</i>

Para los criterios de diseño de este proyecto se utilizó un coeficiente de escorrentía de 0.90, en comparación con el valor de 0.30 del proyecto 10-13-14. Se utilizó un valor alto ya que el área del proyecto es relativamente pequeña, las pendientes del área son elevadas y por el tamaño del proyecto el factor costo / eficiencia no se ve dramáticamente afectado.

Figura 7. Desarrollo urbano y uso del suelo de la ciudad de Guatemala

Zonificación del uso del suelo



Fuente: Municipalidad de Guatemala.

## 2.4 Características del entorno del punto de descarga

La mayoría de proyectos de drenaje pluvial en la ciudad capital son descargados en un cuerpo receptor de agua, el cual regularmente es un río. La topografía de la ciudad coloca estos ríos al fondo de barrancos que son las corrientes naturales por donde las aguas de lluvia escurren. La construcción de las descargas en estos puntos puede ser un poco complicada debido a las grandes pendientes que conforman los barrancos, es por eso que es necesaria la construcción de estructuras adicionales para la protección de las descargas. Estas estructuras regularmente son muros de gaviones hechos con piedra bola y malla.

Es importante el saber que cuando el sistema de drenaje pluvial descargue en el cuerpo receptor éste tendrá un impacto sobre él, por lo que se debe diseñar una estructura disipadora de energía para que el impacto sobre el cuerpo receptor y su entorno sea mínimo. Si al descargar en un río no se cuenta con una estructura disipadora de energía los efectos tanto para la estructura como para el punto de descarga y su entorno pueden ser negativos.

Entre los efectos que una descarga con un disipador de energía pueden prevenir están:

- Incremento significativo y repentino en el caudal del río
- Socavamiento del lecho del río y erosión del entorno
- Socavamiento bajo la estructura de descarga poniendo en peligro la misma
- Erosión de los taludes cercanos a la descarga

## **2.5 Materiales a utilizar en la construcción de descargas**

Debido al tipo de obra hidráulica que constituye una descarga el material recomendado a utilizar es el concreto. El concreto puede ser reforzado en partes de la estructura donde lo necesite, también se puede utilizar en distintas proporciones en distintas partes de la estructura así como concreto ciclópeo. A continuación se presenta una breve descripción de estos materiales.

### **2.5.1 Concreto ciclópeo**

Es un concreto simple, al que se añade hasta un 40% en volumen de piedra, de preferencia angular, de tamaño variable, entre 15 y 25 cm. de diámetro. El concreto deberá tener una resistencia a los 28 días de  $140 \text{ Kg/cm}^2$ . Para construir se coloca primeramente una capa de concreto simple de 15 cm. de espesor, a la que se le superponen cantos rodados no mayores a 40 cm. en su mayor dimensión, para ser recubiertos nuevamente por concreto simple, y así sucesivamente. Se tendrá cuidado que las piedras no estén en ningún momento a distancias menores de 5 cm. entre ellas y de los bordes de las estructuras. La dosificación del concreto varía de acuerdo a las necesidades:

- 1:3:6 utilizada regularmente en muros de contención de gran volumen, cimentación de mayor espesor y otros.
- 1:2:4 utilizada regularmente en obras hidráulicas y otras estructuras voluminosas resistentes.

### **2.5.2 Concreto armado**

El concreto armado como definición, es el material de construcción compuesto por concreto y refuerzo por varillaje de hierro que, desde un punto de vista mecánico, trabaja como un sólido único. Las varillas de hierro que se introducen en el concreto y que actúan como tirantes, suplen las deficiencias de éste a los esfuerzos de tracción y flexión.

Las principales ventajas del concreto armado son: elaboración simple, ya que los materiales que lo constituyen son de fácil manejo; gran adaptabilidad, tanto en forma como en aplicaciones; compactibilidad e integridad, que le confiere gran rigidez; perdurabilidad, ya que la resistencia aumenta con el tiempo, nulo gasto de conservación y gran resistencia al fuego. Entre los inconvenientes cabe destacar su sonoridad, su gran conductibilidad térmica, su peso muerto elevado y su difícil y costosa demolición.

## **3. REVISIÓN Y ESTUDIO DE DISEÑOS ACTUALES DE DESCARGAS**

### **3.1 Descarga de drenaje pluvial**

Una descarga se refiere al punto final de un sistema de drenaje en donde el agua conducida es vertida o descargada en determinado punto, el cual regularmente es un cuerpo de agua receptor, como un río, lago o mar. En los sistemas de drenaje sanitario regularmente se encuentra una planta de tratamiento pero los sistemas de drenaje pluvial no necesitan de ésta. Por otro lado el caudal conducido por un sistema de drenaje pluvial es mucho mayor que en un sanitario y por consiguiente este flujo debe ser tratado de distinta forma.

El tema de descargas no es un tema nuevo en nuestro medio pero si un tema poco desarrollado y al cual se le ha dado poca importancia. La mayoría de proyectos de drenaje pluvial cuenta solamente con un cabezal de descarga, el cual protege el final del sistema de drenaje y en algunos proyectos se colocan gradas luego del cabezal. En proyectos más grandes se ha visto la necesidad de construir también un dissipador de energía para disipar el excedente de energía cinética del agua que ha sido recolectada por el sistema. Al no existir un elemento dissipador de energía se corre el riesgo de socavación y erosión del área de descarga, poniendo en peligro no solo el área aguas abajo del cuerpo receptor, que regularmente es un río al final de un barranco, sino también poniendo en peligro la descarga del sistema en si.

Entre las funciones generales que una descarga debe cumplir están los siguientes:

- Proveer de una salida a las aguas recolectadas por el sistema de drenaje
- Descargar estas aguas de una forma segura.
- Disipar el excedente de energía cinética del agua para evitar socavamiento aguas abajo y la erosión del área de descarga.

Entre otros aspectos que se deben tomar en cuenta en la construcción de una descarga es la protección de la misma, ya que regularmente las descargas se encuentran al fondo de barrancos, donde los taludes alrededor de ésta son de gran pendiente y se corre el riesgo de deslizamientos. Para evitar esto se deben colocar gaviones de piedra bola a los lados de la descarga. La descarga debe estar orientada en el sentido del flujo del río (si este fuera el caso), se recomienda una orientación de 30° con respecto al sentido de flujo del río.

### **3.2 Visitas a descargas**

Se realizaron tres visitas a descargas de sistemas de drenaje pluvial en las cuales se obtuvo información acerca de su funcionamiento y construcción. Las tres descargas que visitaron son: Las Buganvillas (puente Belice), El Tesoro, zona 2 de Mixco y la descarga 10-13-14 (Campo de Marte). Dos de estas descargas poseen disipadores de energía, con lo cual se puede comparar el funcionamiento y ventajas de un disipador.

### **3.2.1 Descarga Las Baganvillas (puente Belice)**

#### **Nombre de la descarga**

Las Baganvillas (puente Belice)

#### **Ubicación**

Bajo puente Belice al final del cementerio Las Baganvillas

#### **Fecha visita**

21 Julio de 2005

#### **Acceso**

El acceso a la descarga puede hacerse en vehículo hasta llegar al final del cementerio Las Baganvillas. Al final del cementerio Las Baganvillas existe una carretera de terrecería en condiciones no muy buenas. Al llegar a este camino, que pasa al lado del río Las Vacas, se puede seguir a pie. La descarga se puede observar desde el camino. Para bajar a la descarga hay que abrirse paso entre la maleza y se puede observar bastante cerca desde un lado de ésta.

#### **Área tributaria de servicio**

Sistema de colectores oriente y poniente de la ciudad de Guatemala.

#### **Diámetro de salida de la tubería:**

2.50 m.

**Condiciones de funcionamiento actual:**

¿En funcionamiento?

Estimación del tirante / capacidad durante la visita:

X	Si
	No

10	%
0.25	m.

¿Estructuras de disipación de energía?

Condición de la estructura:

X	Si
	No

X	Buena
	Semi-Colapsada
	Colapsada

**Tipo de estructura (descripción)**

A la salida de la tubería existen paredes que protegen la descarga de los taludes adyacentes y que además sirven para conducir el agua. El dissipador es del tipo de caída libre con un tanque de rebalse que además posee en la parte un regulador de velocidad.

**Observaciones**

La estructura parece disipar la energía de una forma bastante buena para el caudal que está fluyendo en el momento de la visita. El agua sale de la estructura de disipación con una velocidad menor que la que sale de la tubería y el caudal del río no se ve dramáticamente afectado ni se produce turbulencia considerable al unirse el caudal de la descarga con el río.

De las fotografías se puede observar en la figura 8 el caudal que sale de la tubería, el cual pronto pasa de un estado supercrítico a un estado subcrítico por medio del resalto hidráulico. No es posible determinar directamente el tipo de dissipador que existe en esta descarga pero se puede observar que existe una caída, en donde se produce un resalto. En la figura 10 se observa que el agua que sale del dissipador lleva menor energía por lo que el dissipador funciona bastante bien.

**Figura 8. Descarga y dissipador Las Buganvillas**



**Figura 9. Resalto hidráulico en descarga Las Buganvillas**



**Figura 10. Efluente de dissipador Las Buganvillas**



### **3.2.2 Descarga El Tesoro**

#### **Nombre de la descarga**

El Tesoro

#### **Ubicación**

Final colonia El Tesoro, Z-2 de Mixco

#### **Fecha visita**

13 Julio de 2005

#### **Acceso**

Para llegar a esta descarga es necesario dejar el vehículo al final de la colonia y luego bajar a pie por la colonia Doraldina II. Al llegar al final de esta colonia se debe seguir bajando el barranco hacia el lado izquierdo de la planta de tratamiento de aguas residuales hasta encontrar la descarga del drenaje pluvial en donde el río El Molino hace un giro de su cauce. Es necesario llevar machete y ropa adecuada para bajar hasta la descarga. Se puede llegar hasta un lado de ésta y observarla de muy cerca.

#### **Área tributaria de servicio**

El sistema de drenaje pluvial encausa toda el agua pluvial que cae en el área de la colonia El Tesoro

#### **Diámetro de salida de la tubería:**

1.50 m

### Condiciones de funcionamiento actual

¿En funcionamiento?

Estimación del tirante / capacidad durante la visita:

X	Si
	No

15	%
0.23	m.

¿Estructuras de disipación de energía?

Condición de la estructura:

	Si
X	No

X	Buena
	Semi-Colapsada
	Colapsada

### Tipo de estructura (descripción)

Al final de la tubería existe solamente una pequeña plancha de cemento con dos gradas y luego el agua cae aproximadamente dos metros hasta el río

### Observaciones

Debido a que no existe ninguna estructura de disipación se pudo observar que el área de descarga del sistema está bastante erosionada. Unas grandes piedras debajo de la descarga evitan que el lecho del río se erosione constantemente. Es evidente la necesidad de un dissipador de energía por que se está causando erosión en el área de descarga, además de levantar sedimentos y aumentar la turbulencia en el río

**Figura 11. Caudal de salida con lluvia pequeña**



**Figura 12. Caída de descarga**



**Figura 13. Caudal con lluvia moderada**



**Figura 14. Caída del flujo con lluvia moderada**



### 3.2.3 Descarga 10-13-14 (campo de Marte)

#### Nombre de la descarga

10-13-14

#### Ubicación

Barranco atrás del campo de Marte

#### Fecha visita

Agosto de 2005 y Noviembre de 2006

#### Acceso

El acceso a esta descarga es a través de la colonia Tecún Uman y luego la descarga se puede observar de frente entrando por una propiedad privada en la cual se debe pedir autorización para entrar. Para llegar al punto de descarga se debe entrar por un lado del polígono de tiro de la Escuela Politécnica.

#### Área tributaria de servicio

En esta descarga vierten los drenajes pluviales de las zonas 10, 13 y 14

#### Diámetro de salida de la tubería:

2.75 m

#### Condiciones de funcionamiento actual

¿En funcionamiento?

X

Si

No

Estimación del tirante / capacidad durante la visita:

--	%
--	m.

¿Estructuras de disipación de energía?

Condición de la estructura:

X	Si
	No

	Buena
X	Semi-Colapsada
	Colapsada

### **Tipo de estructura (descripción)**

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

### **Observaciones**

Esta estructura está semi-colapsada, se visitó esta descarga en dos ocasiones y la estructura parece funcionar bien aunque no excelentemente. Existía un muro de contención que fue socavado por el agua y se vino abajo, como se puede apreciar en las fotografías de la visita a esta descarga. De la descarga se puede observar que salen aguas residuales, aunque éste es un drenaje de carácter meramente pluvial. El tipo de estructura disipadora parece ser una buena opción y con un buen funcionamiento pero se debe tener en consideración el mantenimiento a la estructura, ya que está en completo abandono.

**Figura 15. Descarga y dissipador 10-13-14**



**Figura 16. Dissipador 10-13-14**



### **3.3 Revisión de planos de diseños existentes**

Fue posible revisar los planos de diseños existentes de descargas en los archivos del departamento de estudios y proyectos de EMPAGUA. Se revisaron distintos planos pero se eligieron 3 proyectos que presentan un buen ejemplo de descargas, es decir, que poseen un disipador de energía. Los tres proyectos que se revisaron fueron: El Carmen, 10-13-14 (campo de Marte) y las Buganvillas.



## **4. DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS PARA DESCARGA**

### **4.1 El resalto hidráulico como disipador de energía**

Las primeras investigaciones experimentales acerca del resalto hidráulico fueron realizadas en 1818 por el italiano Bidone. En las pruebas que Bidone realizó pudo diferenciar el resalto en pendientes empinadas suaves (subcríticas) y pendientes inclinadas (supercríticas). La mayoría de estudios se realiza sobre canales con pendientes suaves ya que la pendiente tiene poco efecto sobre el análisis. En canales con pendientes pronunciadas el efecto sobre el análisis es mayor, por lo que se le debe tomar en cuenta.

Las aplicaciones del resalto hidráulico son muchas, según Ven Te Chow en su libro Hidráulica de Canales, pero para este trabajo se tomará solamente una de ellas la cual es su uso como disipador de energía en agua que fluye sobre presas, vertederos y otras estructuras hidráulicas, para prevenir de esta manera la socavación de aguas debajo de las estructuras.

Cuando se utiliza el resalto hidráulico para la disipación de la energía, éste se confina parcial o totalmente en un tramo de canal conocido como cuenco disipador. En la práctica este cuenco no se diseña para retener la totalidad del resalto, dado a que la zona revestida del cuenco es costosa. Por esta razón regularmente se instalan accesorios para controlar el resalto dentro del cuenco y acortar la longitud del resalto, con lo cual se reduce el tamaño y por consiguiente el costo del cuenco disipador.

#### 4.1.1 Aplicabilidad de la fórmula de resalto hidráulico

De la teoría y estudios del resalto hidráulico se tiene que la expresión basada en presión – *momentum* para el resalto viene dada por

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2V_1^2 y_1}{g}} \quad 4-1$$

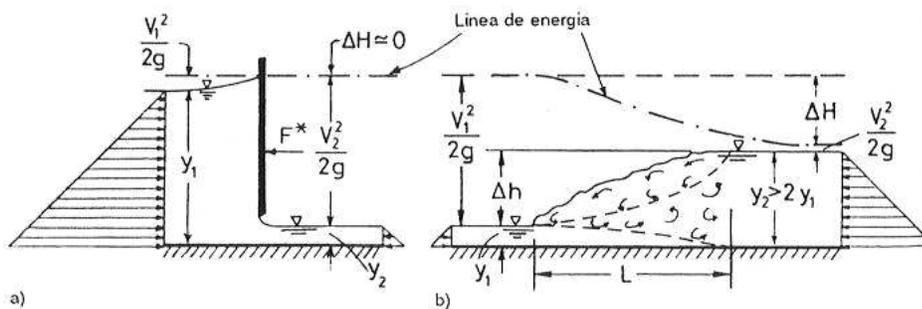
en donde  $y_1$  y  $y_2$  son las profundidades antes y después del resalto, Fig. 4 – 1. Estas profundidades son comúnmente llamadas profundidades conjugadas. El resalto se puede expresar en función del numero de Froude, mencionado anteriormente en el capítulo 1, y también en función de la relación de profundidades.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad 4-2$$

#### 4.1.2 Longitud del resalto

Este es un dato muy difícil de determinar, a través de muchos estudios se ha realizado una grafica donde se plotea la profundidad en términos de la profundidad secuente  $y_2$  para canales horizontales. En la figura 15 se muestran los cambios de regímenes, a) de subcrítico a supercrítico, b) de supercrítico a subcrítico

Figura 17. Cambios de Regímenes



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

## 4.2 Tipos básicos de disipadores de energía

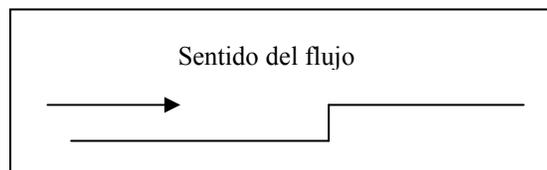
El propósito de una estructura hidráulica llamada disipador es disipar de tal manera la energía cinética excedente de un flujo y transformarla en calor para evitar el riesgo de socavación o erosión de la estructura o canal aguas abajo. Como se mencionó anteriormente, el resalto hidráulico es uno de los mecanismos mejor indicados para lograr este objetivo y lograrlo en un tramo corto de un canal. De esta forma se puede lograr pérdida de energía y a través de la turbulencia también se puede alcanzar una distribución de velocidades más uniforme aguas abajo.

Como el propósito de este trabajo es presentar de una forma práctica el diseño de los disipadores, se utilizarán los datos obtenidos por experimentos realizados por instituciones para la parte analítica del diseño de los disipadores y también se tomarán en cuenta diseños previos de descargas realizados en la ciudad de Guatemala.

### 4.2.1 Concavidad disipadora con escalón 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.

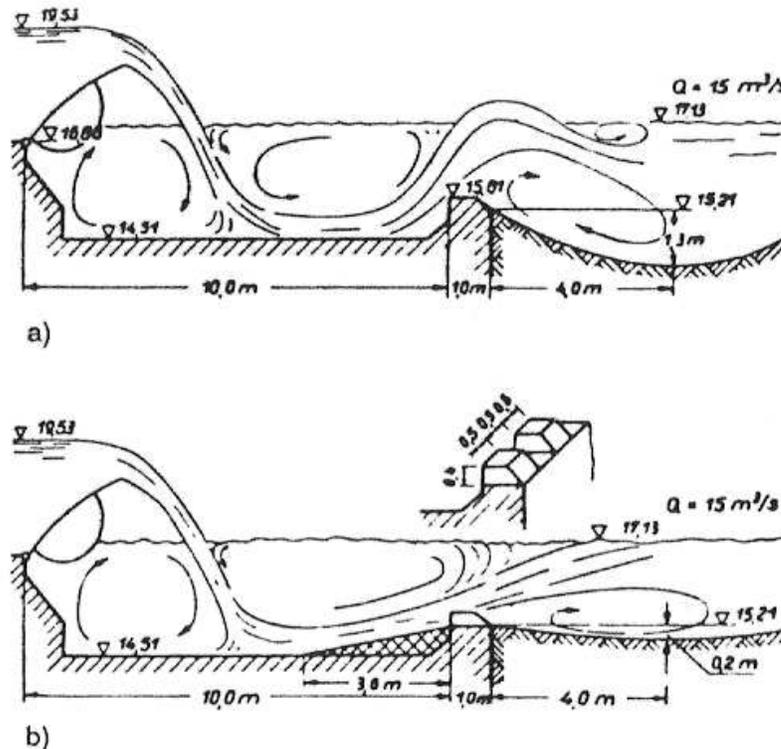
Figura 18. **Escalón positivo**



#### 4.2.2 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 19. Disipador con umbral continuo y discontinuo



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

En la práctica, un disipador de energía debe funcionar bajo todas las condiciones posibles de operación como menciona Naudascher, no solo para satisfacer las condiciones del salto hidráulico sino también para:

- a) Obtener lo más pronto posible una distribución uniforme de velocidades tanto en la dirección horizontal como en la vertical.
- b) Originar la menor turbulencia adicional posible por efecto de vértices de grandes dimensiones, y
- c) Que la formación de ondas sea la menor posible

Cuanto más se satisfagan estas condiciones, tanto mayor será la seguridad en contra de socavaciones al fondo del río y el riesgo contra la desestabilización de las orillas.

#### 4.2.3 Disipador aguas abajo de una estructura de caída libre

Este tipo de disipador cumple su función al caer el flujo sobre un colchón de agua que forma, en donde la energía es disipada en la zona de contacto entre el chorro y el colchón de agua. More (1943) estableció la relación para este caso utilizando la ecuación de energía y del impulso:

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{\sqrt{2}}{1.06 + \sqrt{\frac{\Delta z_o}{y_c} + \frac{3}{2}}} \quad 4-3$$

donde  $\Delta z_o$  es la altura de la caída libre. Con el número de Froude

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} = \left( \frac{y_c}{y_1} \right)^{3/2} \quad 4-4$$

se puede calcular la altura de energía específica  $(H_o)_1$  del chorro supercrítico que cae en el lecho disipador por medio de:

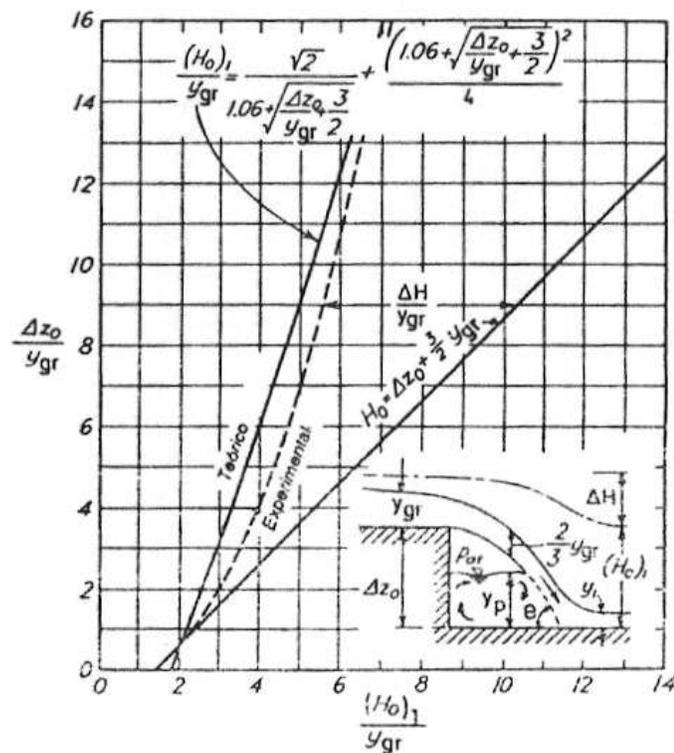
$$\frac{(H_o)_1}{y_c} = \frac{y_1}{y_c} \left( 1 + \frac{F_1^2}{2} \right) \quad 4-5$$

Con esto se obtienen buenos resultados así como se muestra en la figura 20. La profundidad  $y_p$  del colchón de agua se obtiene teóricamente por medio de

$$\left( \frac{y_p}{y_c} \right)^2 = \left( \frac{y_1}{y_c} \right)^2 + 2 \frac{y_c}{y} - 3 \quad 4-6$$

Se debe tener en cuenta que mientras más sea la altura de la caída libre, mayor será la disipación de la energía.

Figura 20. Disipador de caída libre

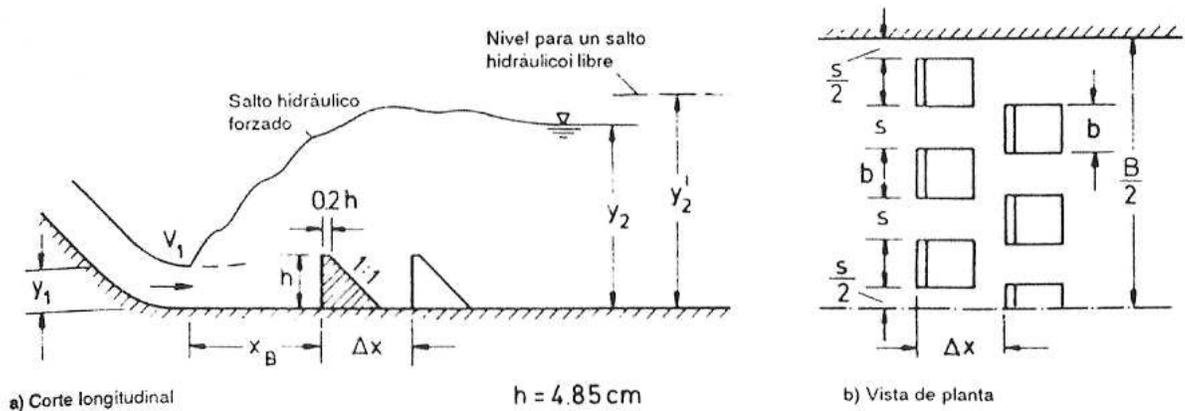


Fuente: Eduard Naudascher, **Hidráulica de canales: diseño de estructuras**. pág. 62

#### 4.2.4 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 21

Figura 21. **Bloques de Impacto**



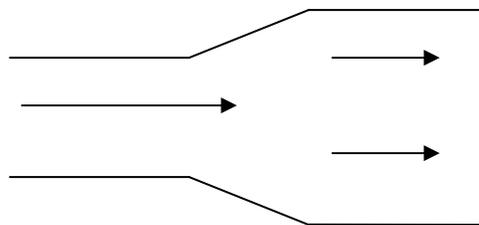
Fuente: Eduard Naudascher, **Hidráulica de canales: diseño de estructuras**. pág. 72

Entre las ventajas de este tipo de disipador está la reducción de la longitud del disipador al hacer más efectivo la pérdida de energía. Es interesante el poder considerar una segunda fila de bloques intercalados con la primera fila como se puede apreciar en la figura, lo cual produce un diseño más efectivo.

#### 4.2.5 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 22. **Disipador con ensanchamiento**



#### 4.3 Diseños generalizados para descargas

Cuando se realizan trabajos importantes o en trabajos donde se involucra el diseño de varias descargas con disipadores de energía, a menudo se necesitan diseños generalizados de descargas por razones económicas y de tiempo y que además cumplan con requerimientos específicos. Los diseños de estos disipadores se desarrollan a través de varios años de investigación, observación y experiencia, razón por la cual se ha desarrollado este trabajo de graduación, para recopilar la información necesaria para facilitar el diseño de estas estructuras. Regularmente estos diseños generalizados contienen accesorios especiales o tipos básicos de disipadores como se vio en la sección anterior. Entre estos accesorios se encuentran los pilares deflectores o bloques de impacto, umbrales y bloques de rápida.

Los bloques de rápida conforman una estructura dentada a la entrada del disipador cuya función es partir el chorro de entrada y elevar una parte de él desde el piso, produciendo así una longitud de resalto más corta.

Los umbrales dentados, también conocidos como bloques de impacto, se colocan al final del cuenco disipador. Su función es controlar el resalto además de reducir su longitud y minimizar la socavación. Este tipo de diseño es utilizado regularmente en diseños con altas velocidades de entrada.

Los pilares deflectores o bloques de impacto son pilares localizados en posiciones intermedias sobre el piso del disipador. Su función es disipar la energía principalmente mediante una acción de impacto. Estos bloques son recomendados para velocidades de entrada bajas aunque no para velocidades de entrada alta donde existe el peligro de cavitación. En determinadas circunstancias estos bloques deben diseñarse también para soportar el impacto de desechos flotantes.

A continuación se presentan 5 diseños generalizados de disipadores de energía:

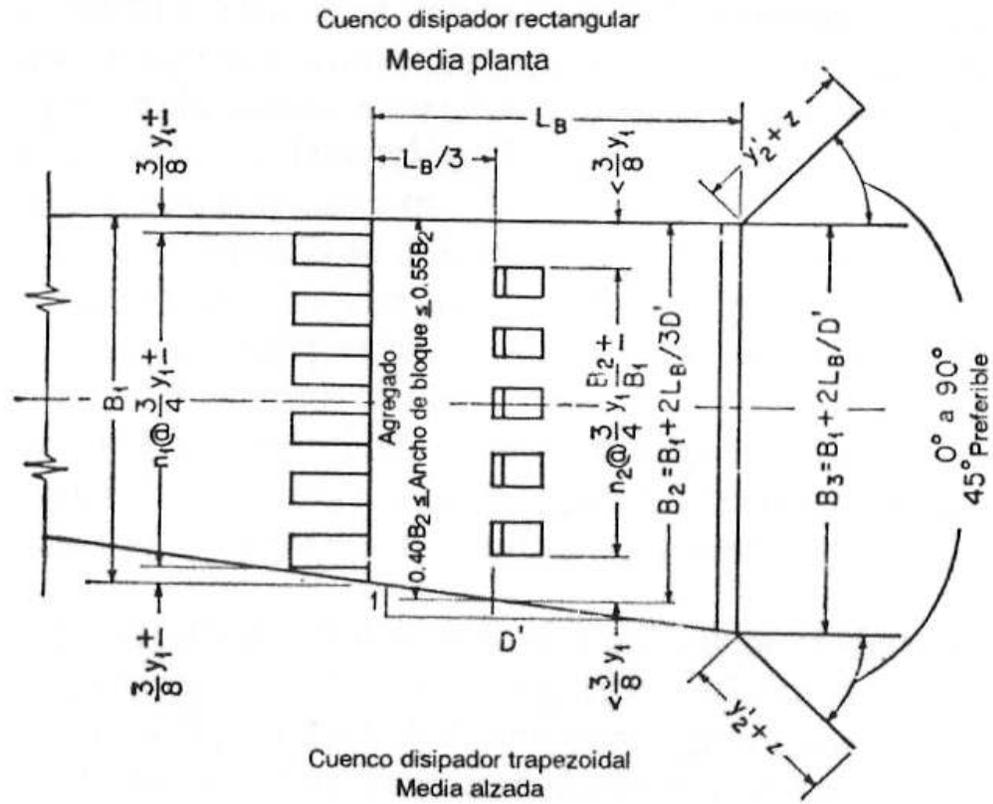
#### **4.3.1 Disipador SAF**

El nombre de este disipador proviene del inglés *San Anthony Falls* (Cataratas de San Antonio) y fue desarrollado en el laboratorio de Hidráulica de la ciudad con este mismo nombre en la Universidad de Minnesota, EE.UU. Este disipador es recomendado para pequeñas estructuras de drenaje, donde  $F_1 = 1.7$  a  $17$ . El diseño proporciona una reducción de la longitud del cuenco alrededor de un 80% por medio del uso de accesorios. El modelo y dimensionamiento puede ser visto en las figuras 23 y 24. Algunas de las reglas del diseñador son las siguientes:

- La longitud  $L_B$  del cuenco disipador se determina mediante
$$L_B = 4.5y_2 / F_1^{0.76}$$
- No deben localizarse bloques de piso más cerca de las paredes laterales que  $3y_1/8$ .

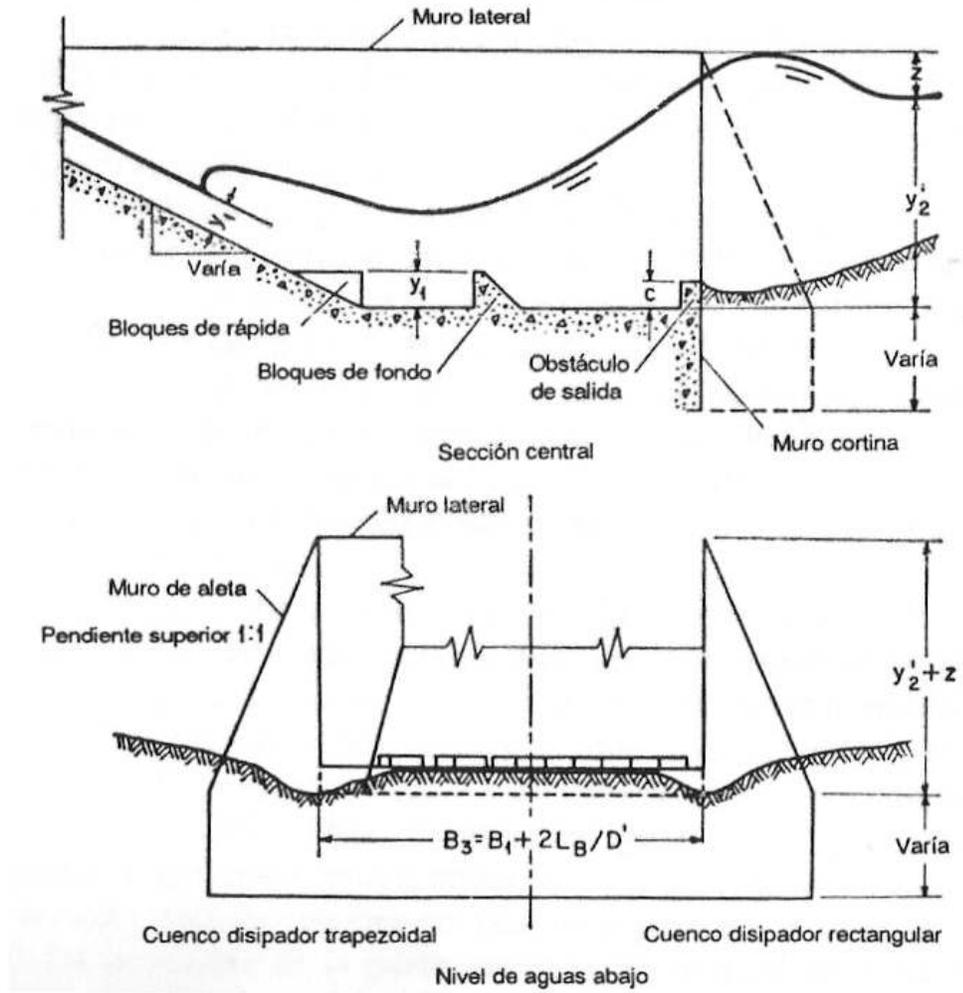
- Los bloques de piso deben localizarse aguas abajo de frente a las aberturas entre los bloques de rápida
- Los bloques de piso deben ocupar entre el 40% y el 55% del ancho del cuenco disipador
- La altura del umbral de salida está dada por  $c = 0.007y_2$ , donde  $y_2$  es la profundidad subsecuente teórica correspondiente a  $y_1$ .
- La profundidad de salida de aguas abajo por encima del piso del cuenco disipador esta dada por  $y_2' = (1.10 - F_1^2 / 120)y_2$ , para  $F_1 = 1.7$  a  $5.5$ ; por  $y_2' = 0.85y_2$ , para  $F_1 = 5.5$  a  $11$ ; y por  $y_2' = (1.00 - F_1^2 / 800)y_2$  para  $F_1 = 11$  a  $17$

Figura 23. **Disipador SAF**



Fuente: Ven Te Chow, **Hidráulica de canales**, pág. 407

Figura 24. Disipador SAF



Fuente: Ven Te Chow, **Hidráulica de canales**, pág. 407

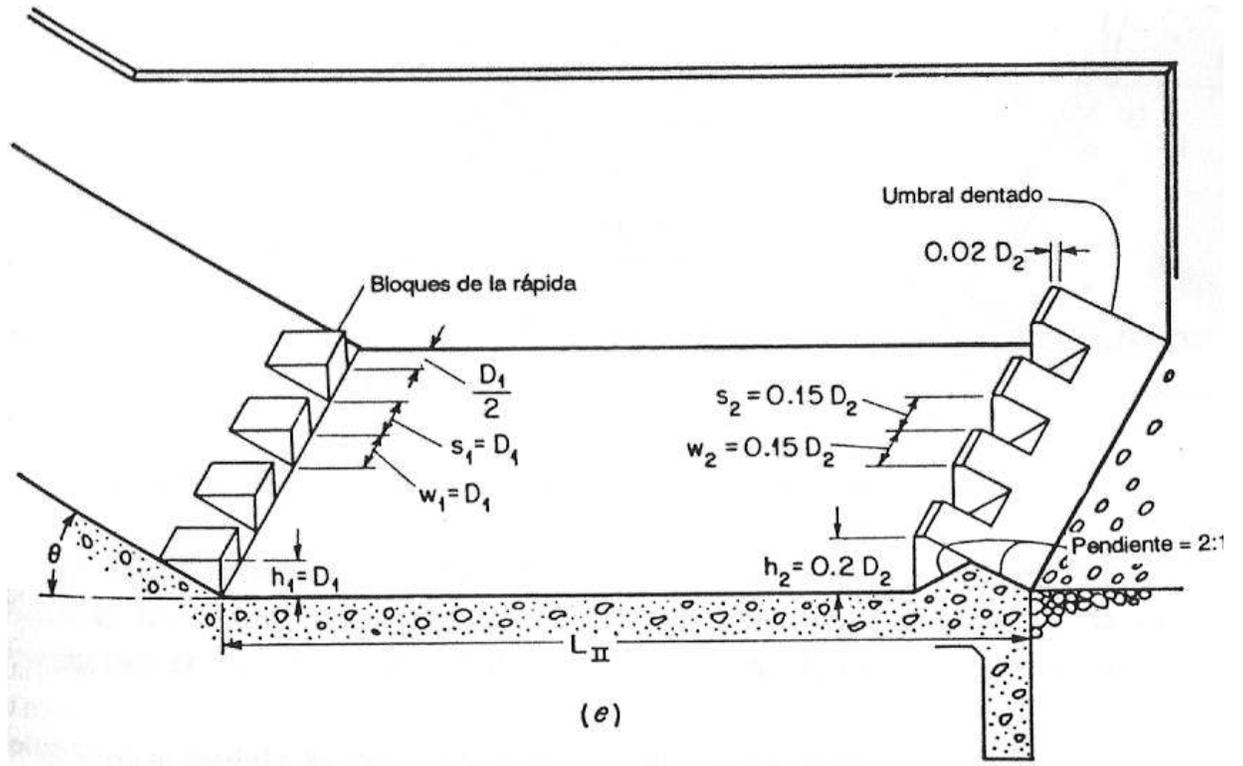
### 4.3.2 Disipador USBR II

El *U.S. Bureau of Reclamation* (Departamento de Recuperación de los EE.UU.), a través de estudios intensivos de muchas estructuras existentes e investigaciones de laboratorio ha desarrollado diversos tipos de diseños generalizados de cuencos disipadores. Los diseños comienzan con el USBR I que es un disipador de piso plano sin accesorios y que se diseña bajo los principios básicos del resalto hidráulico.

El cuenco USBR II está diseñado para presas altas, para presas de tierra y para estructuras de canales grandes. Este cuenco tiene bloques de rápida en el extremo de aguas arriba y un umbral dentado en la parte de aguas abajo. Este cuenco no posee bloques de impacto debido a que está diseñado para velocidades altas, las cuales podrían provocar cavitación en dichos bloques. En la figura 25 se observan los datos necesarios para el cálculo y a continuación se presentan algunas reglas del diseño:

- El cuenco está diseñado para  $F_1 > 4.5$  y puede ser efectivo para valores menores, sin embargo, se recomienda el uso de disipadores que consideren la supresión de ondas para estos valores bajos
- La altura de los bloques de rápida es igual a la profundidad  $D_1$  del flujo que entra en el disipador. El ancho y espaciamiento deben ser aproximadamente iguales a  $D_1$  pero esto puede modificarse para evitar fracciones de bloques. El espaciamiento con respecto a la pared debe ser  $0.5D_1$ .

Figura 25. **Disipador USBR II**



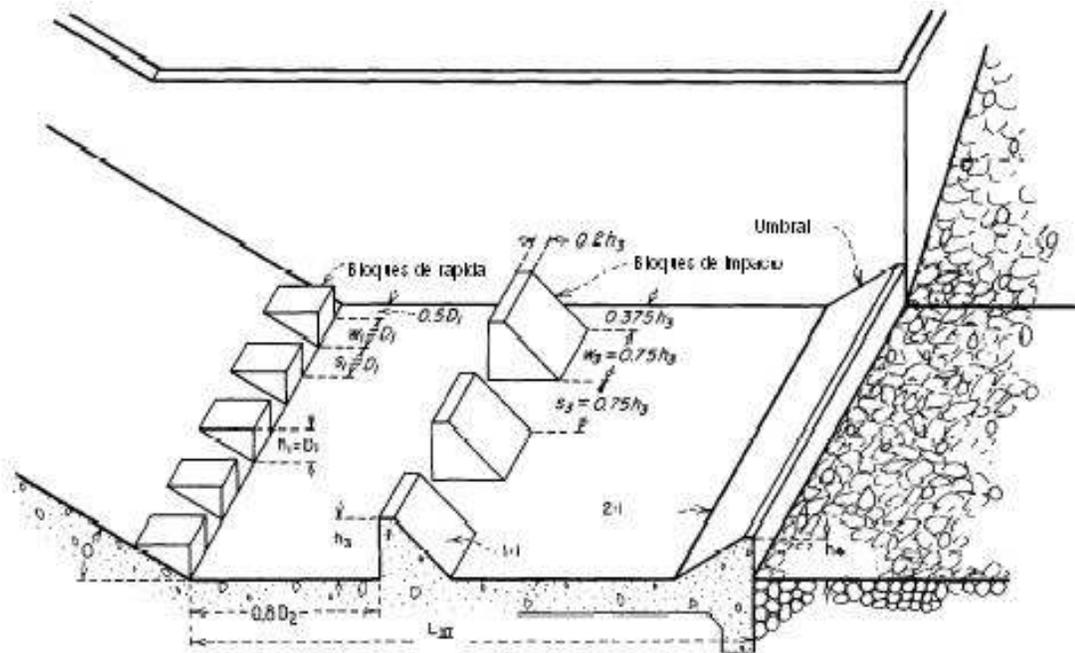
Fuente: Ven Te Chow, **Hidráulica de canales**, pág. 411

### 4.3.3 Disipador USBR III

Regularmente el disipador II es considerado un poco conservativo y costoso para estructuras que conducen relativamente poco caudal a velocidades moderadas. Un cuenco más corto que posea bloques de impacto aguas abajo de los bloques de rápida es una mejor opción. Sin embargo, como se había mencionado anteriormente, debido al riesgo de cavitación en los bloques las velocidades se deben encontrar entre límites razonables. Este disipador fue diseñado para velocidades de entrada máximas de 15 – 18 m/s y para descargas menores de 5.5 m<sup>3</sup>/s (5,600 Lt/s). Para el diseño de este disipador se estudiaron 14 modelos, según el *U.S. Bureau of Reclamation*.

La mejor forma de acortar un cuenco disipador es la utilización de accesorios, sin embargo, una condición de éstos es que se limpien por si solos y que no guarden sedimentos. En la figura 24 se muestran el dimensionamiento del disipador y en la figura 25 las alturas  $h_3$  y  $h_4$  de los bloques disipadores y del umbral, respectivamente, en función del tirante de entrada  $D_1$ .

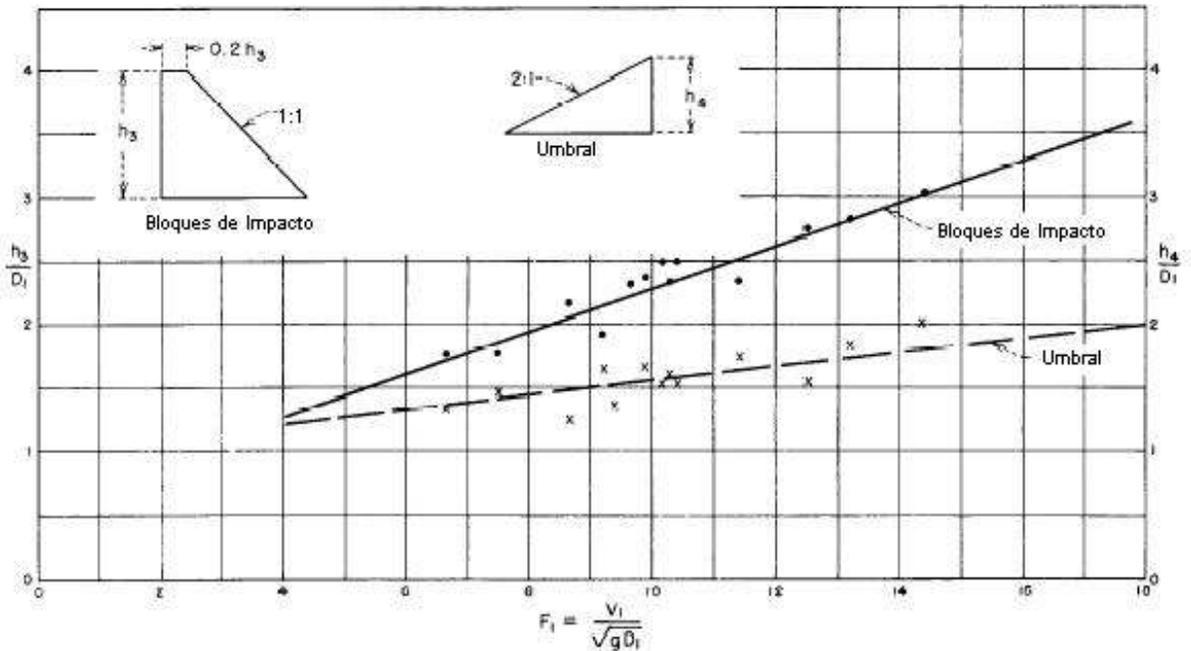
Figura 26. Disipador USBR III



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

pág. 35

Figura 27. Altura de bloques de impacto y umbral



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

pág. 37

Entre las recomendaciones para este disipador están las siguientes:

- El disipador funciona mejor con una profundidad secuente  $D_2$  máxima.
- El tamaño mínimo para los bloques de rápida debe de ser 20 cm de ancho y alto
- Los bloques de impacto pueden ser de la forma como se muestra en la figura o bien pueden ser cubos.

#### 4.3.4 Disipador de vertedero con caída recta

El chorro de una caída libre aireada de un vertedero de caída recta produce un resalto hidráulico suave aguas abajo además de proveer una pérdida de energía por el choque del chorro con el colchón de agua. Éste tipo de disipador se mencionó anteriormente como un disipador básico, pero en esta sección se plantearán las ecuaciones obtenidas por otros trabajos experimentales expresadas mediante funciones del número de caída, el cual se define como:

$$D = \frac{q^2}{gh^3} \quad 4-7$$

donde  $q$  es el caudal por unidad de ancho de la cresta de caída,  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $h$  es la altura de la caída. Las funciones son:

$$\frac{L_d}{h} = 4.30D^{0.27} \quad 4-8$$

$$\frac{y_p}{h} = 1.00D^{0.22} \quad 4-9$$

$$\frac{y_1}{h} = 0.54D^{0.425} \quad 4-10$$

$$\frac{y_2}{h} = 1.66D^{0.27} \quad 4-11$$

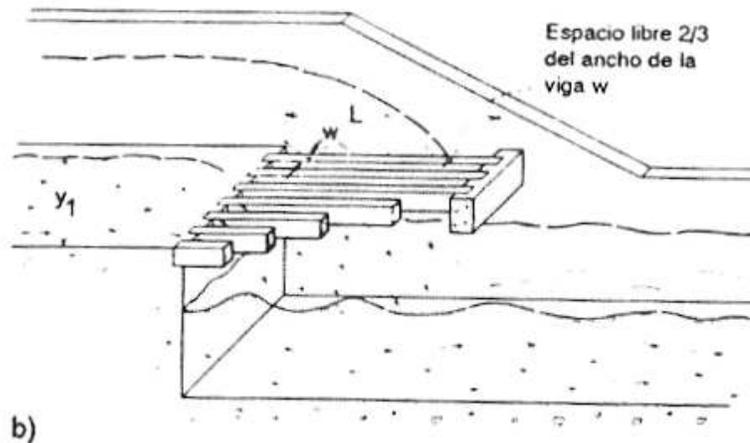
donde  $L_d$  es la longitud de caída, es decir, la distancia desde el muro de caída hasta la posición de la profundidad  $y_1$ ;  $y_p$  es el nivel de la piscina bajo el chorro;  $y_1$  es la profundidad al pie del chorro o el inicio del resalto hidráulico; y  $y_2$  es la profundidad seciente de salida correspondiente a  $y_1$ .

La forma más simple de este tipo de vertedero es el de forma rectangular, también se puede utilizar este mismo diseño colocando una malla de hierro o parilla sobre la superficie del vertedero separando así el chorro de caída en un determinado número de láminas delgadas de agua que caen casi verticalmente hacia el canal de aguas abajo. De esta forma la energía del chorro de caída puede disiparse sin necesidad de utilizar un resalto hidráulico y por consiguiente se puede reducir la acción de ondas si  $F_1 = 2.5$  a  $4.5$ . Este modelo fue diseñado por el *U.S. Bureau of Reclamation* como sustituto para el disipador USBR IV. En este diseño la parrilla puede componerse por una serie de vigas, que puede ser rieles de acero o canaletas de hierro que formen ranuras paralelas a la dirección de flujo. El ancho de la ranura es de dos tercios del ancho de las vigas. Un aspecto interesante a considerar es que si los rieles se inclinan hacia abajo, formando un ángulo de  $3^\circ$  o mayor, la misma parilla realiza su limpieza. La longitud de las parrillas se puede calcular mediante

$$L_G = \frac{4.1Q}{WN\sqrt{2gy_1}} \quad 4-12$$

donde  $Q$  es el caudal total en  $\text{pies}^3/\text{s}$ ,  $W$  es el ancho de un espacio en pies,  $N$  es el número de espacios,  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $32.2 \text{ pies}/\text{s}^2$ ) y  $y_1$  es la profundidad del flujo aguas arriba. El dato luego puede convertirse a unidades del sistema internacional. Se puede ver un ejemplo de este tipo de disipador en la figura 28.

Figura 28. **Disipador de caída libre con rejillas**



Fuente: Eduard Naudascher, **Hidráulica de canales: diseño de estructuras**. pág. 79

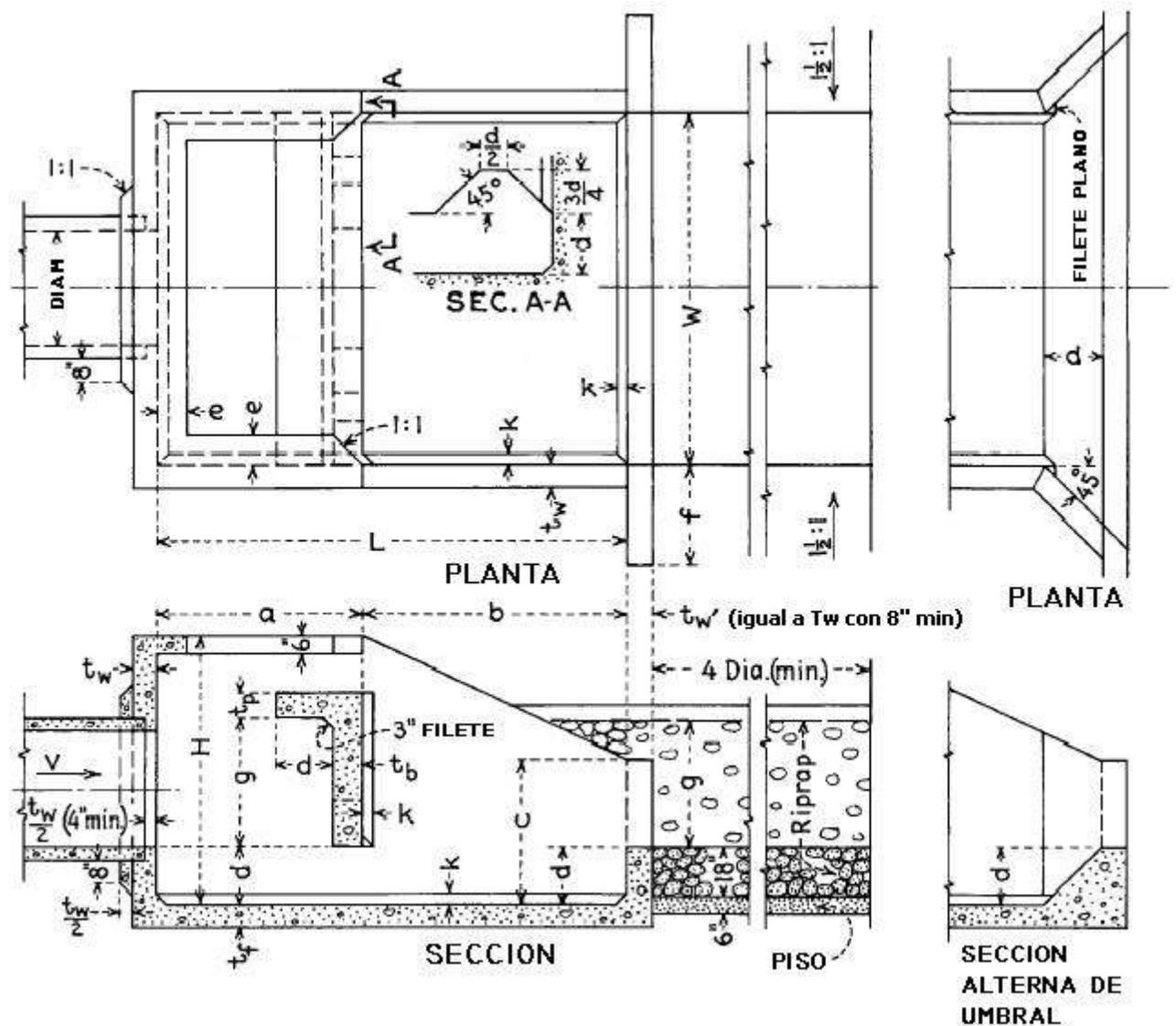
#### **4.3.5 Disipador USBR VI.**

Este disipador es de tipo impacto que está contenido en una estructura pequeña de forma de caja abierta, el cual no requiere de una profundidad de aguas abajo para un funcionamiento exitoso. Esto resulta muy útil en la aplicación en la que se enfoca este trabajo de graduación, ya que en los proyectos de drenaje pluvial el caudal es siempre variable

Reglas generalizadas de diseño son proporcionadas para determinar las dimensiones adecuadas para el cuenco disipador y todas las dimensiones críticas son para descargas hasta 9600 Lts/s y velocidades de hasta 10 m/s. Descargas más grandes pueden ser manejadas construyendo múltiples unidades lado a lado. La eficiencia del cuenco en conseguir la pérdida de energía es mucho más grande que la que se consigue por medio del resalto hidráulico con el mismo número de Froude. Este disipador cumple su función al agua chocar contra una pared a la salida de la tubería y siendo enviada debajo de la pared por medio de remolinos verticales. El agua a la salida del disipador lleva una velocidad menor y menor energía.

En la tabla 5 se presentan las dimensiones recomendadas para este disipador, estos valores pueden ser modificados por el diseñador y para valores de descarga o diámetros mayores se recomienda la construcción de múltiples unidades.

Figura 29. Disipador USBR VI



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

Tabla V. Dimensiones para el dissipador USBR VI

Dia. (pulg.)	Máx. Q (Lts/s)	(metros)								
		W	H	L	a	b	c	d	e	f
18	595	1.68	1.30	2.24	0.99	1.24	0.71	0.28	0.15	0.46
24	1076	2.06	1.60	2.74	1.19	1.55	0.86	0.36	0.15	0.61
30	1671	2.44	1.91	3.12	1.40	1.85	1.02	0.41	0.20	0.76
36	2407	2.82	2.21	3.76	1.60	2.16	1.17	0.48	0.20	0.91
42	3257	3.20	2.44	4.27	1.83	2.44	1.35	0.53	0.25	0.91
48	4276	3.58	2.74	4.65	2.06	2.72	1.50	0.61	0.25	0.91
54	5409	3.96	2.97	5.28	2.24	3.05	1.65	0.66	0.30	0.91
60	6684	4.34	3.28	5.79	2.44	3.35	1.80	0.74	0.30	0.91
72	9600	5.03	3.73	6.71	2.82	3.89	2.11	0.84	0.38	0.91

Dia. (pulg.)	Máx. Q (Lts/s)	(metros)					
		g	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	t <sub>b</sub>	t <sub>p</sub>	K
18	595	0.64	0.15	0.17	0.15	0.15	0.08
24	1076	0.76	0.15	0.17	0.15	0.15	0.08
30	1671	0.91	0.15	0.17	0.18	0.18	0.08
36	2407	1.07	0.18	0.19	0.20	0.20	0.08
42	3257	1.19	0.20	0.22	0.23	0.20	0.10
48	4276	1.35	0.23	0.24	0.25	0.20	0.10
54	5409	1.50	0.25	0.27	0.25	0.20	0.10
60	6684	1.63	0.28	0.29	0.28	0.20	0.15
72	9600	1.88	0.30	0.32	0.30	0.20	0.15

Figura 30. **Disipador USBR VI en funcionamiento**



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

Figura 31. **Disipador USBR VI en funcionamiento, vista desde arriba**



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

## CONCLUSIONES

1. La ciudad de Guatemala, por ser una ciudad en constante crecimiento necesita cuidar con mayor esmero sus alrededores y recursos naturales, una forma de hacerlo es contando con sistemas de drenaje pluvial adecuados desde la recolección de aguas hasta su apropiada descarga.
2. La construcción de un dissipador de energía es muy necesaria en los proyectos de drenaje pluvial, debido a que evita problemas de erosión del punto de descarga y sus alrededores, así como del río aguas abajo, también evita la erosión de los taludes alrededor de la descarga, protegiendo la misma.
3. En la selección de valores para el diseño se deben tomar en cuenta los criterios mencionados para áreas grandes y áreas pequeñas, considerando el factor costo-eficiencia.
4. El modelo generalizado que se observó en planos de descargas existentes, es el de un tanque donde el agua cae, se produce un resalto hidráulico y luego rebalsa ya con menor energía. Este tipo de dissipador en las descargas disipadas funciona aceptablemente.
5. En las descargas donde no existe dissipador se observó que el agua sale de la tubería descontroladamente, produciendo mayor turbulencia en el río, erosionando el fondo de éste y levantando sedimentos.



## RECOMENDACIONES

1. Dadas las condiciones de permeabilidad e intensidades de lluvia altas, se deben tomar en cuenta valores apropiados para el cálculo de caudales e incluso tomar en cuenta datos más actualizados o apropiados para el área de estudio.
2. Se deben utilizar tipos de disipadores que sean prácticos en su construcción y que además sean funcionales. Los disipadores de caída e impacto parecen ser los más adecuados tomando en cuenta su construcción y funcionamiento.
3. Los otros tipos de disipadores mencionados en este documento se deben tomar en cuenta como criterios, ya que al final, el diseñador está en libertad de combinar elementos de disipadores básicos y modificar los diseños generalizados propuestos.
4. El mantenimiento preventivo y control de las estructuras de descargas es necesario para el funcionamiento correcto de éstas, y para prevenir el riesgo de que dichas estructuras colapsen.
5. Para proyectos de gran envergadura y gran costo se debe considerar la experimentación con modelos reducidos que tengan un costo aproximado del 10% del valor de proyecto, asegurando así que la inversión a realizar será segura.
6. Las descargas existentes deben protegerse mejor en sus alrededores para evitar el colapso de éstas, por medio de muros de contención a los alrededores del punto de descarga, el mantenimiento preventivo y control ya mencionado es también indispensable



## BIBLIOGRAFÍA

1. Chow, Ven Te. **Hidráulica de canales abiertos**. Colombia: McGraw-Hill, 1994.
2. Naudascher, Eduard. **Hidráulica de canales: diseño de estructuras**. México: Limusa, 2002.
3. Hardenbergh, W.A. y Edward Rodie. **Ingeniería sanitaria**. México: Compañía Editorial. 1966.
4. U.S. Bureau of Reclamation, **Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators**. EE.UU. 1984.