

	<b>UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA</b>			
	Documento	Código	Fecha	Revisión
	<b>FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO</b>	<b>F-AC-DBL-007</b>	<b>08-07-2021</b>	<b>B</b>
Dependencia	Aprobado		Pág.	
<b>DIVISIÓN DE BIBLIOTECA</b>	<b>SUBDIRECTOR ACADEMICO</b>		<b>1(73)</b>	

### RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

<b>AUTORES</b>	Mayerly Suguey Vega Torres		
<b>FACULTAD</b>	Facultad de ingeniería		
<b>PLAN DE ESTUDIOS</b>	Especialización en Interventoría de Obras Civiles		
<b>DIRECTOR</b>	Esp. Jesús David Márquez Montejo		
<b>TÍTULO DE LA TESIS</b>	Funciones De Interventoría Técnica Y Administrativa En La Ejecución De Proyectos De Construcción De Canales Hidráulicos Revestidos		
<b>TITULO EN INGLES</b>	Technical and Administrative Supervision Functions in the Execution of Coated Hydraulic Channel Construction Projects		
<b>RESUMEN</b> (70 palabras)			
<p>Los canales abiertos son estructuras de transporte natural o artificial que normalmente tienen una parte superior abierta e incluyen ríos, arroyos y estuarios. Una característica importante del flujo en canal abierto es que tiene una superficie libre a la presión atmosférica. El flujo de canal abierto también puede ocurrir en conductos con la parte superior cerrada, como tuberías y alcantarillas, siempre que el conducto fluya parcialmente lleno.</p>			
<b>RESUMEN EN INGLES</b>			
<p>Open channels are natural or man-made transportation structures that typically have an open top and include rivers, streams, and estuaries. An important characteristic of open channel flow is that it has a free surface at atmospheric pressure. Open channel flow can also occur in closed-top conduits, such as pipes and culverts, as long as the conduit flows partially full.</p>			
<b>PALABRAS CLAVES</b>	Administrativa, Construcción, Hidráulicos, Interventoría.		
<b>PALABRAS CLAVES EN INGLES</b>	Administrative, Construction, Hydraulics, Supervision.		
<b>CARACTERÍSTICAS</b>			
<b>PÁGINAS:73</b>	<b>PLANOS:</b>	<b>ILUSTRACIONES:</b>	<b>CD-ROM:</b>



Vía Acolsure, Sede el Algodonal, Ocaña, Colombia - Código postal: 546552  
 Línea gratuita nacional: 01 8000 121 022 - PBX: (+57) (7) 569 00 88  
 atencionalciudadano@ufpsa.edu.co - www.ufpsa.edu.co

Funciones De Interventoría Técnica Y Administrativa En La Ejecución De Proyectos De  
Construcción De Canales Hidráulicos Revestidos

Mayerly Sugely Vega Torres

Facultad de Ingenierías, Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña

Especialización en Interventoría de Obras Civiles

Esp. Jesús David Márquez Montejo

25 enero 2023

## Índice

Introducción.....	6
Capítulo 1. Generalidades de los canales .....	8
1.1 Elementos geométricos de los canales abiertos .....	11
1.2 Velocidad y descarga.....	13
1.3 Presión Hidrostática.....	15
1.4 Transferencia de masa, Momento y Energía en flujo de canal abierto.....	20
1.4.1 Transferencia de Masa.....	20
1.4.2 Transferencia de Momento.....	20
1.4.3 Transferencia de Energía.....	23
Capítulo 2. Problemas constructivos en el diseño de canales revestidos .....	26
2.1 Sedimentos.....	27
2.1.1 Clasificación de sedimentos .....	28
2.1.2 Concentración.....	29
2.1.3 Velocidad de caída.....	29
2.1.4 Densidad seca .....	30
2.2 Capacidad de transporte de carga de fondo.....	31
2.2.1 Capacidad de transporte relativa.....	32
Capítulo 3. Principios técnicos fundamentales del diseño de canales.....	34
3.1 Flujo en canales .....	36
3.2 Flujo Crítico.....	39
3.2.1 Calculo de la profundidad crítica.....	40

3.3 Flujo Normal.....	41
3.3.1 Resistencia al flujo.....	42
3.3.2 Capa limite y resistencia al flujo .....	43
3.4 Flujo Gradualmente Variado. ....	47
3.4.1 Clasificación de canales para flujo gradualmente variado. ....	49
3.4.2 Clasificación de perfiles de flujo gradualmente variados.....	50
Capítulo 4. Interventoría técnica y administrativa en proyectos de construcción de canales revestidos.....	55
4.1 Box Culvert.....	55
4.1.1 Flujo de control de entrada. ....	57
4.1.2 Flujo de control de salida.....	60
4.1.3 Dimensionamiento de alcantarillas.....	62
4.2 Especificaciones técnicas .....	63
4.3 Aspectos administrativos a controlar.....	65
Conclusiones .....	67
Referencias .....	69

## Lista de figuras

Figura 1 Flujo en Canales abiertos.....	9
Figura 2 Flujo de superficie libre en conductos cerrados. ....	9
Figura 3 Elementos geométricos de un canal abierto. ....	11
Figura 4 Secciones geométricas de un canal.....	13
Figura 5 Distribución de velocidad en un canal trapezoidal.....	14
Figura 6 Definición de descarga. ....	14
Figura 7 Distribución de presión hidrostática. ....	16
Figura 8 Fuerza de presión hidrostática. ....	19
Figura 9 Canal compuesto. ....	22
Figura 10 Densidad seca de depósitos de sedimentos. ....	31
Figura 11 Varios tipos de fluidos.....	37
Figura 12 Distribución de velocidad sobre superficie plana.....	44
Figura 13 Capas limites laminar y turbulentas. ....	45
Figura 14 Perfiles de flujo en canales templados.....	51
Figura 15 Tipos de entrada estándar .....	56

**Lista de Tablas**

Tabla 1. Elementos de un canal abierto .....	12
Tabla 2. Clasificación de canales según el flujo .....	50

## Introducción

Las necesidades de agua potable, riego, energía eléctrica y navegación han podido ser satisfechas a partir de la construcción de embalses y/o canales, los cuales plantean varios problemas desafiantes en el diseño, debido al complejo papel que juega la carga de sedimentos que transportan (Sáenz et al, 2002), además del riguroso control en su construcción para garantizar el funcionamiento de estos. El principio del diseño de un canal revestido es mantener una velocidad a la que el sedimento fino en suspensión que ingresa al canal no se asiente debido a la baja velocidad, necesaria para no dañar el revestimiento (Gallardo, 2018). Los dos aspectos del diseño que son importantes son: Capacidad de carga de sedimentos de los canales revestidos. Y las características de resistencia de los canales revestidos que transportan flujo cargado de sedimentos (Aguirre y Venegas, 2005). Varias investigaciones se han llevado a cabo sobre estos dos aspectos durante las últimas décadas.

Los flujos en canales tanto naturales como artificiales son muy comunes, como por ejemplo los ríos, canales abiertos, zanjas de drenaje, cunetas y canalizaciones. Estos flujos son normalmente turbulentos y la gravedad es la fuerza motriz y dependiendo de las características del flujo, el fluido, el sedimento y el canal, existe un límite superior para el sustento de sedimentos finos en suspensión. Si la concentración de sedimento entrante excede este valor límite, el sedimento comenzará a depositarse en el lecho. A partir del trabajo analítico de Bagnold (1966) sobre el tema, se han llevado a cabo varios estudios para encontrar la concentración de sedimento limitante de los canales revestidos. Algunas de ellas son las

debidas a Khullar (2002), Dorrel et al. (2018), Valverde (2019), Liu et al. (2019) los cuales han realizado una excelente revisión de estos métodos.

El diseño de canales requiere una comprensión clara de la influencia de la carga de sedimentos transportados por ellos e incorporar la carga de sedimentos como uno de los parámetros en el diseño, además se deben considerar aspectos como el control técnico y administrativo que deben llevarse en su construcción, a fin de garantizar una correcta construcción de los elementos hidráulicos, y estos aspectos son responsabilidad de la interventoría a cargo de los proyectos de esta índole.

## Capítulo 1. Generalidades de los canales

Los canales abiertos son estructuras de transporte natural o artificial que normalmente tienen una parte superior abierta e incluyen ríos, arroyos y estuarios. Una característica importante del flujo en canal abierto es que tiene una superficie libre a la presión atmosférica. El flujo de canal abierto también puede ocurrir en conductos con la parte superior cerrada, como tuberías y alcantarillas, siempre que el conducto fluya parcialmente lleno. Por ejemplo, el flujo en la mayoría de las alcantarillas sanitarias y pluviales tiene una superficie libre y, por lo tanto, se clasifica como flujo de canal abierto.

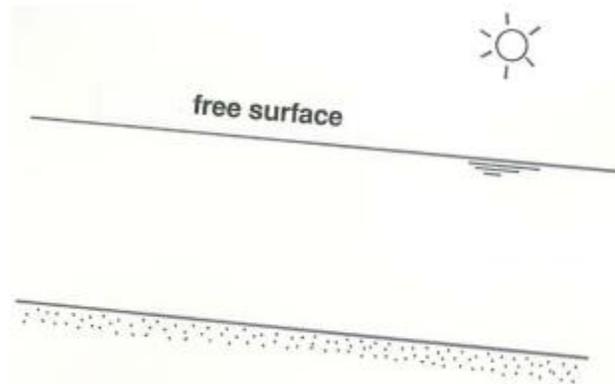
Los flujos de canales abiertos son aquellos que no están completamente incluidos dentro de límites rígidos; una parte del flujo está en contacto con nada en absoluto, solo con el espacio vacío (Figura 1). La superficie del flujo así formado se llama superficie libre, porque ese límite de flujo es libremente deformable, en contraste con los límites sólidos. Las condiciones de contorno en la superficie libre de un flujo de canal abierto se mantendrán siempre que la presión y el esfuerzo cortante sean cero en todas partes. Pero un flujo puede tener una superficie libre pero no ser un flujo de canal abierto. Los flujos de conducto cerrado que consisten en dos fases fluidas inmiscibles de diferente densidad en contacto entre sí a lo largo de alguna superficie límite no son flujos de canal abierto, porque no están en contacto con el espacio abierto, pero tienen un límite libremente deformable dentro de ellos.

Dichos flujos son flujos de superficie libre pero no flujos de canal abierto (Figura 2), aunque generalmente se les llama flujos estratificados, porque la diferencia de densidad entre los

dos fluidos da lugar a efectos gravitatorios en el flujo. Por otro lado, los flujos de canales abiertos son, por definición, también flujos de superficie libre.

### Figura 1

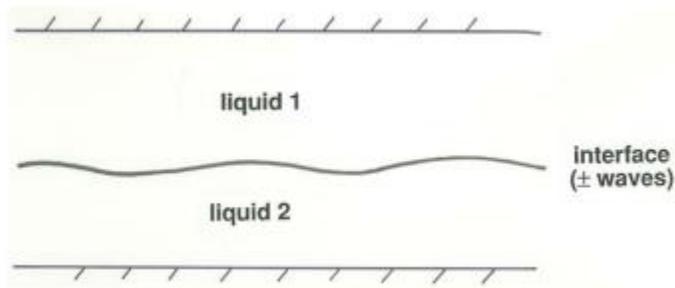
*Flujo en Canales abiertos.*



*Nota:* (Ponce, 1993)

### Figura 2

*Flujo de superficie libre en conductos cerrados.*



*Nota:* (Ponce, 1993)

En un sentido técnico estricto, los flujos de líquido en la superficie de la Tierra, como las corrientes de la superficie del océano o los ríos, no son flujos de canales abiertos porque están en contacto con otro fluido, la atmósfera, en una superficie libre dentro de un sistema de dos fases.

medio fluido. Pero el contraste de densidad entre el agua y el aire es tan grande que al estudiar los flujos de líquido en la superficie de la Tierra solemos ignorar la presencia de la atmósfera suprayacente.

Todos los principios y técnicas para tratar con la estructura de velocidad y la resistencia de frontera que se desarrollaron para flujos en conductos cerrados en capítulos anteriores también son válidos para flujos en canales abiertos. De hecho, gran parte del material del Capítulo 4, sobre la resistencia al flujo y la estructura de la velocidad, se trata de flujos en canales abiertos. Pero los flujos de canal abierto implican un importante elemento adicional de complejidad más allá de lo que hemos cubierto sobre flujos laminares y turbulentos en conductos cerrados: la presencia de la superficie libre significa que la geometría del flujo puede cambiar en cuanto a la dirección del flujo, no solo por estar restringido por la geometría de los límites; sino también por el comportamiento del flujo mismo. Esto significa que la aceleración de la gravedad ya no puede ser ignorada por el recurso de restar la presión hidrostática, como con los flujos de conducto cerrado, porque la fuerza de la gravedad ayuda a dar forma a la superficie libre. Por lo tanto, la gravedad debe incluirse como una variable independiente adicional al tratar con flujos de superficie libre.

Además, en las condiciones adecuadas se pueden generar ondas de gravedad en la superficie libre, esté o no fluyendo el fluido. Cuando la superficie libre deformable se deforma momentáneamente en un área pequeña por una fuerza deformante de algún tipo, por la fuerza del viento o por agitar el agua con la mano, la fuerza de la gravedad actúa para tratar de restaurar la superficie libre a su estado original, su condición plana original. Siempre que la viscosidad del

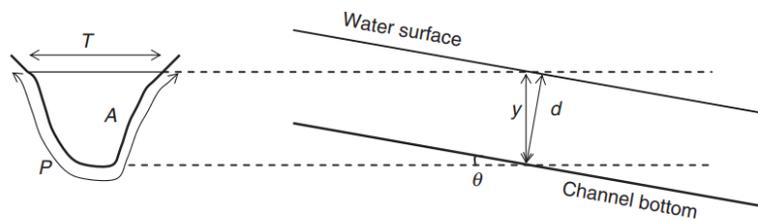
líquido no sea demasiado alta, este intento de restauración de una superficie libre deformada conduce a la propagación de ondas de gravedad lejos de la región de perturbación de la superficie.

### 1.1 Elementos geométricos de los canales abiertos

Una sección de canal se define como la sección transversal tomada perpendicularmente a la dirección principal del flujo. Con referencia a la Figura 3, los elementos geométricos de un canal abierto se definen de la siguiente manera:

#### Figura 3

*Elementos geométricos de un canal abierto.*



*Nota:* (Vagapov, 1983)

En la tabla 1 se realiza una descripción de los diferentes elementos que integran un canal abierto.

**Tabla 1.***Elementos de un canal abierto*

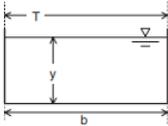
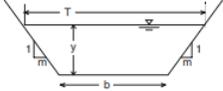
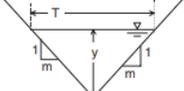
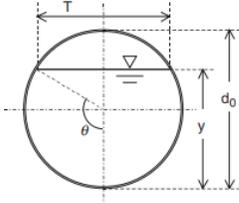
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN
Profundidad de flujo, $y$	Distancia vertical desde el fondo del canal hasta la superficie libre.
Profundidad de la sección de flujo, $d$	Profundidad de flujo medida perpendicularmente al fondo del canal. La relación entre $d$ e $y$ es $d = y \cos \theta$ . Para la mayoría de los canales artificiales y naturales $\cos \theta \approx 1.0$ , y por lo tanto $y \approx d$ . Los dos términos se usan indistintamente.
Ancho superior, $T$	Ancho de la sección del canal en la superficie libre.
Perímetro mojado, $P$	Longitud de la interfaz entre el agua y el límite del canal.
Área de flujo, $A$	Área de la sección transversal del flujo.
Profundidad hidráulica, $D$	Área de flujo dividida por el ancho superior, $D = A/T$ .
Radio hidráulico, $R$	Área de flujo dividida por el perímetro mojado, $R = A/P$ .
Pendiente inferior, $S_0$	Pendiente longitudinal del fondo del canal, $S_0 = \tan \theta \approx \sin \theta$

*Nota:* Datos tomados de (Sinche Cordero, 2018)

La figura 4 presenta la relación entre varios elementos de la sección de una canal. Chow (1959) presentó previamente una tabla similar y más detallada.

**Figura 4**

*Secciones geométricas de un canal.*

Section type	Area $A$	Wetted perimeter $P$	Hydraulic radius $R$	Top width $T$	Hydraulic depth $D$
Rectangular 	$by$	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	$b$	$y$
Trapezoidal 	$(b + my)y$	$b + 2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(b + my)y}{b + 2y\sqrt{1 + m^2}}$	$b + 2my$	$\frac{(b + my)y}{b + 2my}$
Triangular 	$my^2$	$2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{my}{2\sqrt{1 + m^2}}$	$2my$	$\frac{y}{2}$
Circular 	$\frac{1}{8}(2\theta - \sin 2\theta)d_0^2$ $\theta = \pi - \arccos$ $\left[\left(y - \frac{d_0}{2}\right)/(d_0/2)\right]$	$\theta d_0$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\sin 2\theta}{2\theta}\right)d_0$	$(\sin \theta)d_0$ or $2\sqrt{y(d_0 - y)}$	$\frac{1}{8}\left(\frac{2\theta - \sin 2\theta}{\sin \theta}\right)d_0$

*Nota:* (Béjar, 2008)

## 1.2 Velocidad y descarga

En cualquier punto de un canal abierto, el flujo puede tener componentes de velocidad en las tres direcciones. En su mayor parte, sin embargo, se supone que el flujo de canal abierto es unidimensional y las ecuaciones de flujo se escriben en la dirección principal del flujo. Por lo tanto, por velocidad generalmente nos referimos al componente de velocidad en la dirección principal del flujo. La velocidad varía en una sección del canal debido a las fuerzas de fricción en los límites y la presencia de la superficie libre. Usamos el término velocidad puntual para

referirnos a la velocidad en diferentes puntos en una sección del canal. La figura 5 muestra una distribución típica de velocidad puntual,  $v$ , en un canal trapezoidal. El volumen de agua que pasa a través de una sección del canal por unidad de tiempo se denomina caudal o descarga. Con referencia a la figura 6, la descarga incremental,  $dQ$ , a través de un área incremental,  $dA$ , es

$$dQ = v dA \quad (1)$$

Donde  $v$  = punto de velocidad.

Entonces por definición se tiene que

$$Q = \int_A dQ = \int_A v dA \quad (2)$$

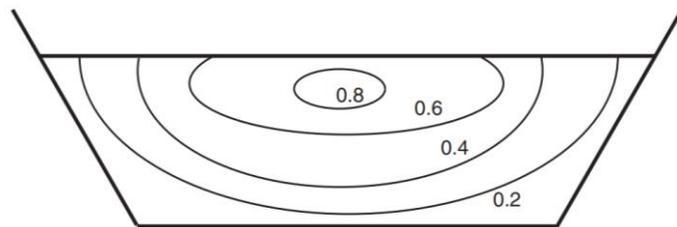
Donde  $Q$  = descarga

En la mayoría de las aplicaciones de flujo de canal abierto usamos la velocidad promedio de la sección transversal,  $V$ , definida como

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1}{A} \int_A v dA \quad (3)$$

### Figura 5

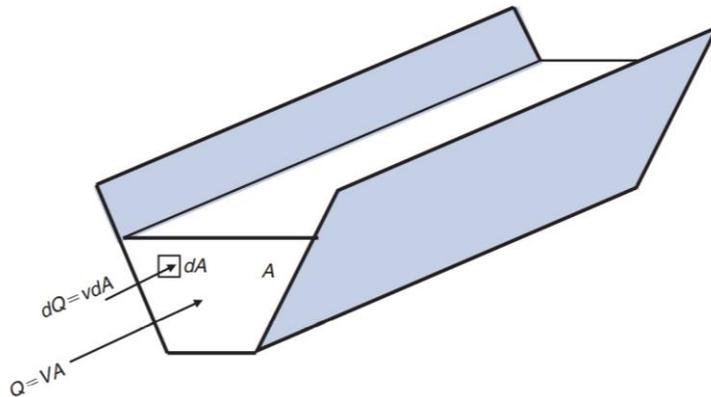
*Distribución de velocidad en un canal trapezoidal.*



*Nota:* (Chow, 1994).

## Figura 6

*Definición de descarga.*



*Nota:* (Chow, 1994).

### 1.3 Presión Hidrostática

La presión representa la fuerza que las moléculas de agua empujan contra otras moléculas o cualquier superficie sumergida en agua. Las moléculas que componen el agua están en constante movimiento incluso cuando una masa de agua está en reposo en el sentido macroscópico. La presión resulta de las colisiones de estas moléculas entre sí y con cualquier superficie sumergida como las paredes de un recipiente que contiene un cuerpo de agua. Debido a que el movimiento molecular es aleatorio, la presión resultante es la misma en todas las direcciones en cualquier punto del agua (Aguirre, 2005).

La superficie del agua en un canal abierto está expuesta a la atmósfera. Cada segundo se produce millones de colisiones entre las moléculas que componen la atmósfera y la superficie del agua. Como resultado, la atmósfera ejerce cierta presión sobre la superficie del agua. Esta presión se llama presión atmosférica y se denota por  $p_{\text{atm}}$ .

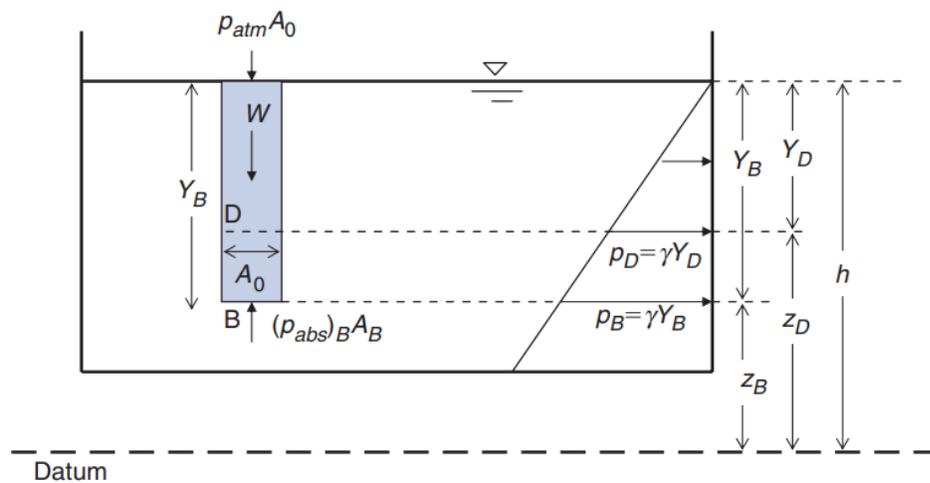
La presión que se produce en una masa de agua en reposo se denomina presión hidrostática. En la Figura 7, considere una columna de agua que se extiende desde la superficie del agua hasta el punto B a la profundidad de  $Y_B$ . Sea  $A_0$  el área de la sección transversal horizontal de la columna. Esta columna de agua es empujada hacia abajo en la superficie por una fuerza igual a  $p_{atm}A_0$  debido a la presión atmosférica y hacia arriba en el fondo por una fuerza  $(p_{abs})_B A_0$  debido a la presión absoluta del agua,  $(p_{abs})_B$  en el punto B. Además, el peso de la columna de agua, una fuerza hacia abajo es  $W = \gamma Y_B A_0$  donde  $\gamma$  peso específico de agua. Porque la columna de agua está en equilibrio.

$$(p_{abs})_B A_0 = p_{atm} A_0 + \gamma Y_B A_0 \quad (4)$$

$$(p_{abs})_B - p_{atm} = \gamma Y_B \quad (5)$$

### Figura 7

*Distribución de presión hidrostática.*



*Nota:* (Béjar, 2008)

La presión generalmente se mide usando la presión atmosférica como base. Por lo tanto, la diferencia entre la presión absoluta y la presión atmosférica suele denominarse presión manométrica. En este texto usaremos el término presión de manera intercambiable con presión manométrica. Denotando la presión manométrica o presión por  $p$ ,

$$p_B = (p_{\text{abs}})_B - p_{\text{atm}} = \gamma Y_B \quad (6)$$

En otras palabras, la presión hidrostática en cualquier punto del agua es igual al producto del peso específico del agua y la distancia vertical entre el punto y la superficie del agua. Por lo tanto, la distribución de la presión hidrostática sobre la profundidad del agua es triangular, como se muestra en la Figura 7.

Sea  $Z_B$  la elevación del punto B sobre un punto de referencia horizontal como se muestra en la figura 8. Consideremos ahora otro punto D, que está a una distancia  $Z_D$  por encima del punto de referencia y  $Y_D$  por debajo de la superficie del agua. La presión en este punto es  $P_D = \gamma Y_D$ . Así,  $Y_D = P_D/\gamma$ . Una inspección de la figura 8 revela que

$$z_B + \frac{p_B}{\gamma} = z_D + \frac{p_D}{\gamma} = h \quad (7)$$

Donde  $h$  es la elevación de la superficie del agua sobre el datum. Como veremos más adelante,  $(z_B + \frac{p_B}{\gamma})$  se conoce como carga piezométrica. La ecuación indica que la cabeza

piezométrica es la misma en cualquier punto de una sección vertical si la distribución de presión es hidrostática.

La distribución de presión hidrostática es válida incluso si hay flujo siempre que las líneas de flujo sean horizontales. Sin ninguna aceleración vertical, la suma de las fuerzas verticales que actúan sobre una columna de agua debe ser cero. Entonces, la derivación dada arriba para el caso hidrostático también es válida para el flujo horizontal. Si las líneas de flujo están inclinadas pero son paralelas al fondo del canal, podemos demostrar que

$$p_B = \gamma Y_B \cos^2 \theta \quad (8)$$

Donde  $\theta$  = ángulo entre la horizontal y el fondo del canal. Por lo tanto, estrictamente hablando, la distribución de presión no es hidrostática cuando las líneas de flujo están inclinadas. Sin embargo, para la mayoría de los canales abiertos naturales y artificiales es pequeño y  $\cos \theta \approx 1$ . Podemos suponer que la distribución de presión es hidrostática siempre que sea pequeña y las líneas de flujo sean paralelas.

Las fuerzas hidrostáticas resultantes de la presión hidrostática actúan en una dirección normal a una superficie sumergida. Considere una superficie inclinada sumergida como se muestra en la Figura 8. Sea C el centroide de la superficie. La fuerza de presión que actúa sobre el área infinitesimal  $dA$  es  $dF_p = pdA$  o  $dF_p = \gamma Y dA$ . Para encontrar la fuerza hidrostática total, integramos  $dF_p$  sobre el área total A de la superficie. Por lo tanto

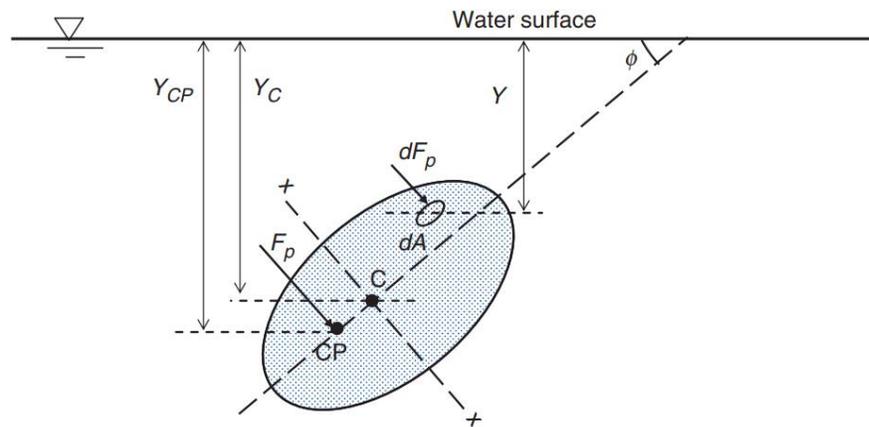
$$F_p = \int_A \gamma Y dA \quad (9)$$

Se obtiene que

$$F_p = \gamma Y_C A \quad (10)$$

### Figura 8

*Fuerza de presión hidrostática.*



*Nota:* (Ortiz-Domínguez, Cruz-Avilés, Zuno-Silva, Borja-Soto, & Mendoza-Gómora, 2021).

En otras palabras, la fuerza de presión hidrostática que actúa sobre una superficie sumergida, vertical, horizontal o inclinada, es igual al producto del peso específico del agua, el área de la superficie y la distancia vertical desde la superficie libre hasta el centroide de la superficie sumergida. De nuevo, la dirección de la fuerza hidrostática es normal a la superficie sumergida. El punto de aplicación de la fuerza hidrostática resultante se denomina centro de presión (punto CP en la figura 8). La ubicación del centro de presión se puede encontrar igualando el momento de la resultante  $F_p$  alrededor del eje horizontal centroidal (eje xx en la figura 8) con el de  $dF_p$  integrado sobre el área. Esto dará como resultado la relación

$$Y_{CP} = Y_C + \frac{I_x(\sin \phi)^2}{AY_C} \quad (11)$$

Donde  $\phi$  = ángulo entre la superficie del agua y el plano de la superficie sumergida, y  $I_x$  = momento de inercia de la superficie con respecto al eje horizontal centroidal.

## 1.4 Transferencia de masa, Momento y Energía en flujo de canal abierto

### 1.4.1 Transferencia de Masa

La masa de un objeto es la cantidad de materia contenida en el objeto. El volumen de un objeto es el espacio que ocupa. La densidad,  $\rho$ , es la masa por unidad de volumen. En general, se supone que el agua es incompresible en la hidráulica de canales abiertos, y la densidad es constante para los fluidos incompresibles. La tasa de transferencia de masa o flujo de masa en el flujo de canal abierto es la tasa con la que se transfiere la masa a través de una sección del canal (Siguenza Corcuera, 2017). Recordando que  $Q$  = descarga, es la tasa de transferencia de volumen, podemos escribir

$$\text{Tasa de transferencia de masa} = \rho Q \quad (12)$$

### 1.4.2 Transferencia de Momento

El momento o momento lineal es una propiedad que solo tienen los objetos en movimiento. Un objeto de masa  $M$  que se mueve con velocidad  $V_M$  tiene un impulso igual a

$MV_M$ . En ausencia de fuerzas externas que actúen sobre el objeto en (u opuestas) la dirección del movimiento, el objeto continuará moviéndose con la misma velocidad. De la vida cotidiana, sabemos que es más difícil detener objetos que se mueven más rápido o que son más pesados (es decir, objetos con mayor cantidad de movimiento). Por lo tanto, podemos definir vagamente el impulso como una medida numérica de la tendencia de un objeto en movimiento a seguir moviéndose de la misma manera.

La tasa de transferencia de masa en cualquier punto de la sección de un canal a través de un área incremental  $dA$  (como en la figura 1.3) es  $\rho dQ = \rho v dA$  y, por lo tanto, la tasa de transferencia de cantidad de movimiento es  $\rho v^2 dA$ . Integrando esto sobre el área  $A$ , obtenemos la tasa de transferencia de cantidad de movimiento a través de la sección como

$$\text{Tasa de transferencia de Momento} = \rho \int_A v^2 dA \quad (13)$$

A menudo expresamos la tasa de transferencia de cantidad de movimiento en términos de la velocidad transversal promedio,  $V$ , como

$$\text{Tasa de transferencia de masa} = \beta \rho V^2 A = \beta \rho Q V \quad (14)$$

Donde  $\beta$  = coeficiente de momento (o coeficiente de corrección de momento) introducido para tener en cuenta la distribución de velocidad no uniforme dentro de la sección del canal.

Entonces, de las Ecuaciones, obtenemos

$$\beta = \frac{\int_A v^2 dA}{V^2 A} \quad (15)$$

Para los canales regulares, a menudo se establece igual a 1.0 por simplicidad. Para canales compuestos, como en la Figura 9, puede ser sustancialmente mayor. Para un canal compuesto como en la Figura 1.6, podemos evaluar usando

$$\beta = \frac{V_1^2 A_1 + V_2^2 A_2 + V_3^2 A_3}{V^2 A} \quad (16)$$

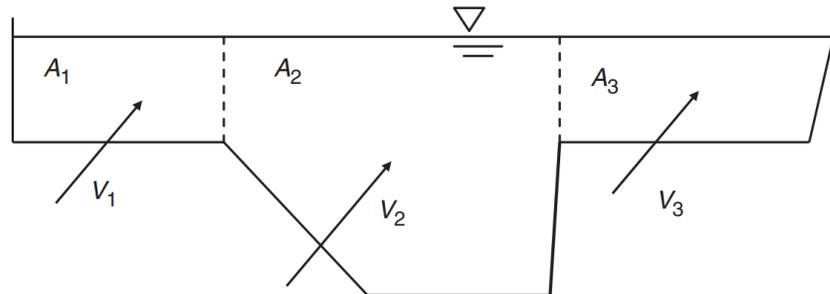
donde  $A = A_1 + A_2 + A_3$  y  $V$  se obtiene como

$$V = \frac{V_1 A_1 + V_2 A_2 + V_3 A_3}{A_1 + A_2 + A_3} \quad (17)$$

Tenga en cuenta que si  $V_1 = V_2 = V_3$ , la ecuación 1.15 da  $\beta = 1.0$

### Figura 9

Canal compuesto.



Nota: (Béjar, M. V. 2008)

### 1.4.3 *Transferencia de Energía*

La energía se define generalmente como una medida de la capacidad de un objeto para realizar un trabajo. Puede ser en diferentes formas. Para problemas de flujo en canales abiertos, son de interés la energía potencial, la energía cinética y la energía interna. Definiremos la energía total como la suma de estas tres formas.

En el campo gravitatorio de la tierra, cada objeto tiene energía potencial o capacidad para realizar trabajo debido a su posición (elevación). La energía potencial no se puede definir como una cantidad absoluta; se define como una cantidad relativa. Por ejemplo, con respecto a un dato horizontal (una elevación de referencia), la energía potencial de un objeto de masa  $M$  es  $Mgz_C$  donde  $g$  = aceleración gravitatoria y  $z_C$  = elevación del centro de masa del objeto sobre el dato. En flujo de canal abierto,  $Q$  = tasa de transferencia de volumen y  $\rho Q$  = tasa de transferencia de masa. Por lo tanto, podemos definir la tasa de transferencia de energía potencial a través de una sección de canal como

$$\text{Tasa de transferencia de energía potencial} = \rho Q g z_C \quad (18)$$

donde  $z_C$  = la elevación del centro de gravedad o centro de masa (lo mismo que el centroide, ya que es constante) de la sección del canal sobre el datum.

Un objeto en movimiento tiene la capacidad de realizar un trabajo debido a su movimiento. La energía cinética es una medida de esta capacidad. La energía cinética de una

masa  $M$  que viaja con velocidad  $V_M$  se define como  $M(V_M)^2/2$ . En el flujo de canal abierto, nos interesa la tasa de transferencia de energía cinética o la transferencia de energía cinética a través de una sección de canal por unidad de tiempo. La tasa de masa en cualquier punto de una sección de canal a través de un área incremental  $dA$  (como en la figura 1.3) es  $\rho dQ = \rho v dA$ . Por lo tanto, la transferencia de energía cinética por unidad de tiempo a través del área incremental es  $v^3 dA/2$ . Integrando sobre el área de la sección, y asumiendo que es constante para un fluido incompresible como el agua, obtenemos

$$\text{Tasa de transferencia de energía cinética} = \frac{\rho}{2} \int_A v^3 dA \quad (19)$$

Tenga en cuenta que en la ecuación anterior,  $v$  representa la velocidad del punto, que varía en la sección del canal. En la práctica, trabajamos con la velocidad transversal promedio,  $V$ . Definimos la tasa de transferencia de energía cinética en términos de la velocidad transversal promedio como

$$\text{Tasa de transferencia de energía cinética} = \alpha \frac{\rho}{2} V^3 A = \alpha \frac{\rho}{2} V^2 \quad (20)$$

donde  $\alpha$  = coeficiente de energía (o coeficiente de corrección de energía cinética) para tener en cuenta la distribución de velocidad puntual no uniforme dentro de una sección. De las Ecuaciones obtenemos

$$\alpha = \frac{\int_A v^3 dA}{V^3 A} \quad (21)$$

Para canales regulares, generalmente se establece  $\alpha$  igual a 1.0. Sin embargo, en canales compuestos, como un río desbordado con un canal principal y dos canales de desbordamiento,  $\alpha$  puede ser sustancialmente mayor. Para el caso de la Figura 9, la Ecuación se puede aproximar usando

$$\alpha = \frac{V_1^3 A_1 + V_2^3 A_2 + V_3^3 A_3}{V^3 A} \quad (22)$$

donde  $A = A^1 + A^2 + A^3$  y  $V$  es como se define en la Ecuación 1.16. Como se esperaba, la Ecuación 1.21 corresponde a  $\alpha = 1.0$  si  $V_1 = V_2 = V_3$ .

La energía interna resulta del movimiento aleatorio de las moléculas que componen un objeto y la atracción mutua entre estas moléculas. Denotando la energía interna por unidad de masa de agua por  $e$ , la tasa de transferencia de energía interna a través de un área incremental  $dA$  (como en la Figura 9) es  $\rho e v dA$ . Integrando esto sobre el área, y suponiendo que  $e$  se distribuye uniformemente,

$$\text{Tasa de transferencia de energía interna} = \rho e V A = \rho e Q \quad (23)$$

## Capítulo 2. Problemas constructivos en el diseño de canales revestidos

Las interacciones entre las plantas, la hidráulica de flujo y los procesos físicos de sedimentación son complejas e interconectadas. La presencia de vegetación induce fuerzas de arrastre adicionales y altera el campo de flujo, afectando los perfiles de velocidad vertical y las características de turbulencia (Nikora et al. 2013). Las fuerzas de arrastre vegetativo aumentan la resistencia al flujo, disminuyendo así las velocidades medias del flujo y elevando los niveles de agua (Aberle y Järvelä 2013). Además, la vegetación influye notablemente en el esfuerzo cortante del lecho y por lo tanto, la vegetación afecta el transporte neto de sedimentos y los patrones espaciales de erosión y deposición de sedimentos finos y gruesos (Zong y Nepf 2011).

Los efectos inducidos por la vegetación en los procesos físicos de sedimentación modifican la morfodinámica y la morfología de los canales. Por ejemplo, se ha encontrado que la vegetación controla el retroceso de los bancos a escala local, el ancho y la profundidad y las propiedades a escala de la forma en planta (Curran y Hession 2013).

Ahora bien, las estructuras de drenaje controlan el sistema de flujo de agua de lluvia para que corra de manera segura por las calles, giros de áreas rígidas, alcantarillas, unión de canales, estructura de cascada, puentes, cables de agua, bombas y compuertas. En el caso de los Box Culvert están contruidos para llevar el flujo de agua debajo de otra vía fluvial (generalmente canales), calles o vías férreas. Estas estructuras también se utilizan para hacer correr pequeños ríos o como parte del drenaje o alcantarillado de la calle (Muste y Xu, 2017).

El drenaje dentro del box culvert necesita la energía para empujar el agua a través de él, la energía es la diferencia entre el nivel de la superficie del agua en la cabecera y aguas abajo del box. La profundidad de la superficie del agua en la cabecera que se mide desde la base de entrada es el grado de aumento del agua y la energía disponible afectará el flujo (Xu et al, 2019). En estas estructuras así como en otros tipos de canales el transporte de sedimentos comienza cuando las fuerzas de corte aplicadas por el flujo superan el peso de la partícula, es el inicio del movimiento. Luego, dependiendo de las condiciones hidrodinámicas y las características del sedimento, las partículas se mueven en forma de carga de lecho o carga suspendida (Nikora et al. 2013).

El transporte de sedimentos a través de las estructuras de alcantarillado como los box culvert se ha reconocido como un problema durante muchos años. La variedad y complejidad del problema del paso de sedimentos sigue siendo un desafío. En general, el conocimiento actual sobre los procesos de sedimentación en alcantarillas está fragmentado y la literatura sobre este tema es escasa. Más recientemente, sin embargo, la intensificación de los cambios en el uso de la tierra (a través de una intensa agricultura y urbanización) y el impacto del cambio climático hace que esta sea un área crítica de investigación (Muste y Xu, 2017).

## **2.1 Sedimentos**

El transporte de sedimentos no sólo debe garantizar el flujo de agua a través de un canal, sino que también debe ser suficiente para el flujo de sedimentos. La regla principal para el diseño de canales estables es que: "todo el sedimento que ingresa al alcance del canal debe transportarse

sin sedimentación". Por lo tanto, la 'capacidad de transporte relativa' es importante. Cuando la capacidad de transporte relativa se reduce, dará lugar a la sedimentación.

### **2.1.1 Clasificación de sedimentos**

Se puede hacer una clasificación del transporte de sedimentos sobre la base del mecanismo de transporte del material transportado, véase la figura 2.10 (p. ej., Jansen 1979):

- Bedload ("transporte bodem") es el movimiento de partículas en contacto con el lecho, deslizándose y saltando;
- Carga suspendida' ("transporte zwend") es el movimiento de partículas que no tiene contacto con el lecho, y el peso de las partículas se compensa continuamente por la acción turbulenta del agua. También se puede hacer una clasificación del transporte de sedimentos en función del origen del material transportado:
- Carga de material del lecho' ("transporte de material del lecho") tiene su origen en el lecho, lo que significa que el transporte está determinado por el condiciones de lecho y flujo;
- Carga de lavado' ("transporte de agua") tiene su origen fuera del lecho y es suministrada por la erosión en el área de captación. Este material no tiene relación directa con el material del lecho y generalmente es material fino ( $D < 0,060$  mm).

### 2.1.2 Concentración

La concentración de carga suspendida en una mezcla de agua y sedimento se suele expresar en 'concentración'. Sin embargo, la concentración se puede expresar de varias formas, de las cuales las más utilizadas son: o concentración en peso, es decir, el peso seco de sólidos por unidad de peso de mezcla, expresado en  $\text{kg/m}^3$   $\text{mg/l}$  y también a menudo en ppm; o concentración por volumen, el volumen absoluto de sólidos por unidad de volumen de mezcla, expresado en ppm (García, 2019).

Es costumbre expresar la concentración de sedimento en una concentración por peso en  $\text{mg/l}$  o en 'ppm' (partes por millón). El uno por ciento (1%) equivale a 10.000 ppm. La conversión de ' $\text{mg/l}$ ' a 'ppm' supone que 1 ppm equivale a 1 miligramo de sedimento por 1 litro de agua, es decir, 1 mg de sedimento por 1000 g de agua, por lo que  $1 \text{ mg/l} = 1 \text{ ppm}$ .

### 2.1.3 Velocidad de caída

La velocidad de caída de una partícula de sedimento es un parámetro importante en los estudios de suspensión de sedimentos. La velocidad de caída  $w$  en m/s se puede calcular con la fórmula de Rubey para un diámetro de sedimento  $D_m < 0,2 \text{ mm}$  (Jansen 1979):

$$w = \frac{1}{18} g \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \frac{D_m^2}{\nu} \quad \text{with: } \nu = \frac{40 \times 10^{-6}}{20 + t} \quad (24)$$

Donde  $w$  es la velocidad de caída de las partículas de sedimento en m/s,  $D_m$  es el diámetro de las partículas en m,  $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$  es la densidad del agua clara,  $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$  es la densidad del sedimento,  $g = 9.8 \text{ m/s}^2 = 9,8 \text{ N/kg}$  es la aceleración de la gravedad,  $\nu$  es la viscosidad cinemática y  $t$  es la temperatura en °C. La fórmula de Rubey se convierte para una temperatura del agua  $t = 20 \text{ °C}$ :

$$w \approx 0.87 \times 10^6 D_m^2 \quad (25)$$

#### 2.1.4 Densidad seca

A veces, es necesario convertir el peso del sedimento en un volumen. Esto puede suceder para estimar la vida útil de un reservorio. Por lo tanto, debe conocerse la 'densidad seca'. La densidad seca  $\rho$  es la masa de sedimento seco por unidad de volumen, en  $\text{kg/m}^3$ . Depende del tamaño de grano, del estado de decantación y del tiempo. De la literatura se desprende una relación empírica para estimar la densidad seca de los depósitos en un yacimiento:

$$\rho_T = \rho_0 + B \log T \quad (26)$$

Dónde:  $\rho_T$  es la densidad seca después de  $T$  años en  $\text{kg/m}^3$ ,  $\rho_0$  es la densidad seca inicial (para  $T = 1$  año) en  $\text{kg/m}^3$ ,  $B$  es el coeficiente de consolidación, y  $T$  es el tiempo de consolidación en años (Ver figura 10)

**Figura 10**

*Densidad seca de depósitos de sedimentos.*

Submerging of the Sediment Deposits	Dry density at T = 1 year			Consolidation coefficient		
	sand kg/m <sup>3</sup>	silt kg/m <sup>3</sup>	clay kg/m <sup>3</sup>	sand B	silt B	clay B
always submerged	1500	1050	500	0	90	250
often submerged	1500	1185	750	0	45	170
sometimes submerged	1500	1275	950	0	15	100
normally dry	1500	1320	1250	0	0	0

*Nota:* (Zambrano, 2009).

**2.2 Capacidad de transporte de carga de fondo**

La fórmula de Einstein-Brown se ha obtenido empíricamente para el transporte de carga de fondo, aunque también podría ser válida para carga suspendida. La fórmula dice (Henderson 1966, Raudkivi 1993):

$$\frac{q_s}{G \sqrt{g D^3 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)}} = 40 \left[ \frac{R s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) D} \right]^3 \quad (27)$$

O planteado de otra forma como:

$$q_s = \frac{40 G g^{\frac{1}{2}}}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)^{\frac{5}{2}}} \frac{1}{D^{\frac{3}{2}}} R^3 s^3 = 96 \frac{g^{\frac{1}{2}}}{D^{\frac{3}{2}}} R^3 s^3 \quad (28)$$

Donde:  $q_s$  es el transporte de sedimentos por unidad de ancho en  $m^2/s$ ,  $R$  es el radio hidráulico de la sección transversal en  $m$ ,  $s$  es la pendiente del canal,  $G \approx 2/3$  es la función de caída de partículas,  $D$  es el grano tamaño del sedimento en  $m$ ,  $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$  es la densidad del sedimento en  $\text{kg/m}^3$ ,  $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$  es la densidad del agua,  $g = 9,8 \text{ m/s}^2 = 9,8 \text{ N/kg}$  es la aceleración de la gravedad.

Así, la 'relación' entre el transporte de sedimentos  $q_s$  por unidad de ancho, el radio hidráulico  $R$  y el gradiente del canal es:

$$q_s \sim R^3 s^3 \quad (29)$$

La fórmula de Einstein-Brown se puede transformar en el transporte de carga de fondo  $Q_s$  para toda la sección transversal multiplicando por el ancho  $b$ . Por lo tanto, el transporte de carga de fondo total  $Q_s$  en  $m^3/s$  se vuelve de acuerdo con la ecuación de Einstein Brown:

$$Q_s \sim b R^3 s^3 \quad (30)$$

### 2.2.1 Capacidad de transporte relativa

Capacidad relativa de transporte. Los canales deben diseñarse de tal manera que toda la carga de fondo que ingresa al tramo del canal debe transportarse hacia el final sin sedimentación. Por lo tanto, la 'capacidad de transporte relativa' " $Q_s/Q$ ", que es el transporte de fondo total  $Q_s$  por descarga total  $Q$ , es importante. Cuando la capacidad de transporte relativa  $Q_s/Q$  se reduce, dará lugar a la sedimentación.

Un mayor procesamiento de la fórmula de Einstein-Brown, véase el recuadro 2.4, conduce a la relación entre la 'capacidad de transporte relativa'  $Q_s/Q$  de la carga de fondo a través de una sección transversal, la velocidad  $v$  en m/s y el gradiente  $s$  por medio de:

$$\frac{Q_s}{Q} \sim v^{\frac{10}{6}} s^{\frac{10}{6}} \quad (31)$$

Significa que el factor " $v * s$ " no debe disminuir en dirección aguas abajo para evitar depósitos de sedimentos. Se demostrará a continuación que el criterio para el transporte de carga de fondo es igual al criterio para el transporte de carga de lavado.

### **Capítulo 3. Principios técnicos fundamentales del diseño de canales**

Cualquier flujo de agua que se transporta de tal manera que la superficie superior está expuesta a la atmósfera se define como flujo de canal abierto, este tipo de flujo incluye canales, zanjales, canales de drenaje, alcantarillas y tuberías en condiciones de flujo parcialmente completo. La hidráulica de un canal abierto puede ser muy compleja, abarcando muchas condiciones de flujo diferentes, desde un flujo uniforme en estado estacionario hasta un flujo inestable que varía rápidamente. La mayoría de los problemas en el drenaje de aguas pluviales involucran estados de flujo uniformes, que varían gradualmente o que varían rápidamente (Liu, Li y Smits, 2019).

El flujo uniforme constante es el flujo más comúnmente tratado en la hidráulica de canal abierto, en el que la profundidad del sedimentación y flujo permanece constante durante el intervalo de tiempo estudiado. Los cálculos para un flujo uniforme y que varía gradualmente son relativamente sencillos y se basan en supuestos similares (por ejemplo, líneas de corriente paralelas). Sin embargo, los cálculos de flujo que varían rápidamente (por ejemplo, saltos hidráulicos y flujo sobre aliviaderos) pueden ser muy complejos y las soluciones son generalmente de naturaleza empírica (Keramaris, 2017).

Los canales abiertos se pueden clasificar como naturales o diseñados (artificiales). Los canales naturales incluyen todos los cursos de agua tallados y moldeados por el proceso de erosión y transporte de sedimentos. Los canales diseñados son aquellos construidos por esfuerzos humanos (Castellanos et al, 2017).

Las interacciones entre las plantas, la hidráulica de flujo y los procesos físicos de sedimentación son complejas e interconectadas. La presencia de vegetación induce fuerzas de arrastre adicionales y altera el campo de flujo, afectando los perfiles de velocidad vertical y las características de turbulencia (Stephan y Gutknecht 2002; Righetti 2008; Nepf, 2012; Siniscalchi et al., 2012; Sukhodolov y Sukhodolova 2012; Nikora et al. 2013). Las fuerzas de arrastre vegetativo aumentan la resistencia al flujo, disminuyendo así las velocidades medias del flujo y elevando los niveles de agua (Nikora et al.2013; Nepf 2012; Aberle y Järvelä 2013). Además, la vegetación influye notablemente en el esfuerzo cortante del lecho y por lo tanto, la vegetación afecta el transporte neto de sedimentos y los patrones espaciales de erosión y deposición de sedimentos finos y gruesos (Zong y Nepf 2011).

Los efectos inducidos por la vegetación en los procesos físicos de sedimentación modifican la morfodinámica y la morfología de los canales (Curran y Hession 2013). Por ejemplo, se ha encontrado que la vegetación controla el retroceso de los bancos a escala local, el ancho y la profundidad y las propiedades a escala de la forma en planta.

Ahora bien, las estructuras de drenaje controlan el sistema de flujo de agua de lluvia para que corra de manera segura por las calles, giros de áreas rígidas, alcantarillas, unión de canales, estructura de cascada, puentes, cables de agua, bombas y compuertas. En el caso de los Box Cilvert están contruidos para llevar el flujo de agua debajo de otra vía fluvial (generalmente canales), calles o vías férreas. Estas estructuras también se utilizan para hacer correr pequeños ríos o como parte del drenaje o alcantarillado de la calle (Muste y Xu, 2017).

El drenaje dentro del box culvert necesita la energía para empujar el agua a través de él, la energía es la diferencia entre el nivel de la superficie del agua en la cabecera y aguas abajo del box. La profundidad de la superficie del agua en la cabecera que se mide desde la base de entrada es el grado de aumento del agua y la energía disponible afectará el flujo (Xu et al, 2019). En estas estructuras así como en otros tipos de canales el transporte de sedimentos comienza cuando las fuerzas de corte aplicadas por el flujo superan el peso de la partícula, es el inicio del movimiento. Luego, dependiendo de las condiciones hidrodinámicas y las características del sedimento, las partículas se mueven en forma de carga de lecho o carga suspendida.

El transporte de sedimentos a través de las estructuras de alcantarillado como los box culvert se ha reconocido como un problema durante muchos años (Muste y Xu, 2017). La variedad y complejidad del problema del paso de sedimentos sigue siendo un desafío. En general, el conocimiento actual sobre los procesos de sedimentación en alcantarillas está fragmentado y la literatura sobre este tema es escasa. Más recientemente, sin embargo, la intensificación de los cambios en el uso de la tierra (a través de una intensa agricultura y urbanización) y el impacto del cambio climático hace que esta sea un área crítica de investigación.

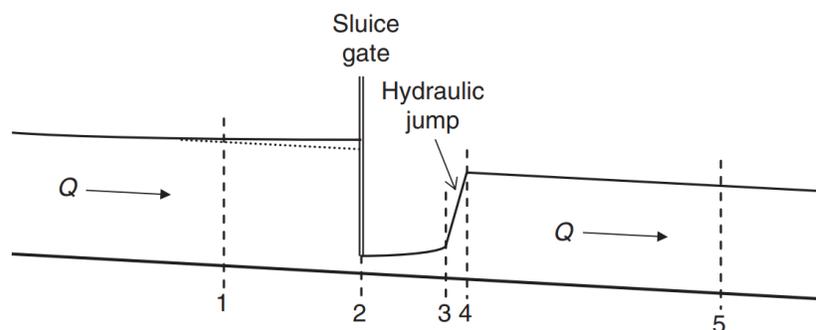
### **3.1 Flujo en canales**

El flujo de canal abierto se clasifica de varias maneras. Si se usa el tiempo como criterio, el flujo de canal abierto se clasifica en flujos permanentes e inestables. Si, en una sección de flujo dada, las características del flujo permanecen constantes con respecto al tiempo, se dice que el flujo es estable. Si las características del flujo cambian con el tiempo, se dice que el flujo es

inestable. Si se usa el espacio como criterio, se dice que el flujo es uniforme si las características del flujo permanecen constantes a lo largo del canal. De lo contrario, se dice que el flujo no es uniforme. Un flujo no uniforme se puede clasificar en flujos de variación gradual y de variación rápida, dependiendo de si las variaciones a lo largo del canal son graduales o rápidas. Por ejemplo, el flujo varía gradualmente entre las Secciones 1 y 2 y 2 y 3 en la Figura 11. Varía rápidamente entre 3 y 4 y es uniforme entre 4 y 5. Por lo general, se puede suponer que la distribución de presión es hidrostática para flujos uniformes y gradualmente variados.

### Figura 11

*Varios tipos de fluidos.*



*Nota:* (Cadavid, 2020).

Varios tipos de fuerzas que actúan sobre el flujo en canales abiertos afectan el comportamiento hidráulico del flujo. El número de Reynolds,  $Re$ , definido como

$$Re = \frac{4VR}{\nu} \quad (32)$$

Donde  $\nu$  = viscosidad cinemática del agua, representa la relación entre las fuerzas de inercia y las viscosas que actúan sobre el flujo. A números de Reynolds bajos, digamos  $Re < 500$ , la región de flujo parece consistir en una serie ordenada de láminas o capas de fluido que se ajustan generalmente a la configuración límite. Este tipo de flujo se llama flujo laminar. Si inyectamos tinte en un flujo laminar uniforme, el tinte fluirá a lo largo de una línea recta. Cualquier perturbación introducida en el flujo laminar, debido a límites irregulares, por ejemplo, es finalmente amortiguada por fuerzas viscosas.

Para  $Re < 12500$ , las fuerzas viscosas no son suficientes para amortiguar las perturbaciones introducidas en el flujo. Las perturbaciones menores siempre están presentes en el agua en movimiento y, con números de Reynolds altos, tales perturbaciones crecerán y se extenderán por toda la zona de movimiento. Tal flujo se llama turbulento, y las partículas de agua en el flujo turbulento siguen caminos irregulares que no son continuos. Existe un estado de transición entre los estados laminar y turbulento. Debemos señalar que los límites para los diferentes estados no son en absoluto precisos. En condiciones de laboratorio, por ejemplo, el flujo laminar se puede mantener para números de Reynolds mucho más altos que 500.

Sin embargo, en la mayoría de las condiciones naturales y prácticas de flujo de canal abierto, el flujo es turbulento.

La relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas gravitatorias que actúan sobre el flujo está representada por el número de Froude adimensional,  $Fr$ , definido como

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad (33)$$

donde  $g$  = aceleración gravitatoria. Se dice que el flujo está en el estado crítico cuando  $Fr=1.0$ . El flujo es subcrítico cuando  $Fr<1.0$  y es supercrítico cuando  $Fr>1.0$ . El comportamiento hidráulico del flujo en canales abiertos varía significativamente dependiendo de si el flujo es crítico, subcrítico o supercrítico.

### 3.2 Flujo Crítico

El flujo crítico es un tipo especial de flujo de canal abierto, ocurre bajo ciertas condiciones. Es un tipo de flujo transversal, en otras palabras, el flujo crítico no se mantiene a lo largo de un canal. Puede ocurrir en la entrada de un canal empinado, a la salida de un canal templado y en secciones donde las características del canal cambian. Algunas condiciones asociadas con el flujo crítico son:

- el número de froude es igual a la unidad
- la energía específica es mínima para una descarga dada
- la descarga es máxima para una energía específica dada
- el momento específico es mínimo para una descarga dada, y
- la descarga es máxima para un momento específico dado.

El número de Froude, un número adimensional, es una característica de flujo transversal definida como

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{V}{\sqrt{g(A/T)}} = \frac{Q}{\sqrt{g(A^3/T)}} \quad (34)$$

donde  $Fr$  = número de Froude,  $V$  = velocidad,  $Q$  = descarga,  $g$  = aceleración gravitacional,  $D$  = profundidad hidráulica,  $A$  = área de flujo y  $T$  = ancho superior. El denominador,  $\sqrt{gD}$ , representa la velocidad con la que se propagan las ondas de gravedad en canales abiertos. A veces nos referimos a esto como celeridad de onda.

Se dice que el flujo es subcrítico si  $Fr < 1.0$ , crítico si  $Fr = 1.0$  y supercrítico si  $Fr > 1.0$ . Como pronto quedará claro, el comportamiento hidráulico del flujo en canales abiertos depende de si el flujo es subcrítico o supercrítico.

### 3.2.1 *Calculo de la profundidad crítica.*

La profundidad crítica, denotada por  $y_c$ , es la profundidad de flujo en una sección donde el flujo es crítico. En un canal abierto dado, el flujo crítico puede no ocurrir en absoluto. Sin embargo, la profundidad crítica todavía se calcula como un primer paso para tratar la mayoría de los problemas de flujo en canales abiertos. La profundidad crítica nos ayudará a clasificar un canal como templado o escarpado en los cálculos del perfil longitudinal de la superficie del agua. Además, al igual que el número de Froude, la profundidad crítica en sí puede usarse para identificar si el flujo en una sección es subcrítico o supercrítico. El flujo es subcrítico si la

profundidad del flujo es mayor que la profundidad crítica, es decir, si  $y > y_c$ . El flujo es supercrítico si  $y < y_c$ .

Podemos calcular la profundidad crítica para una descarga dada,  $Q$ , en una sección de canal dada expresando  $A$  y  $T$  en términos de  $y$ , estableciendo  $Fr = 1.0$  y resolviendo la profundidad del flujo.

Para una sección de canal rectangular de ancho inferior  $b$ , el número de Froude se expresa como

$$Fr = \frac{Q}{\sqrt{g(A^3/T)}} = \frac{Q}{\sqrt{g(y^3 b^3/b)}} = \frac{q}{\sqrt{gy^3}} \quad (35)$$

donde,  $q = Q/b$  = caudal por unidad de ancho y se define solo para canales rectangulares.

Entonces la expresión para la profundidad crítica se convierte en

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (36)$$

### 3.3 Flujo Normal

El flujo en un canal abierto se llama flujo uniforme o flujo normal si la profundidad, el área de flujo y la velocidad permanecen constantes en cada sección transversal a lo largo del canal. Estrictamente hablando, el flujo normal solo es posible en canales prismáticos y rara vez

ocurre de forma natural. Sin embargo, el flujo tiende a volverse normal en canales muy largos en ausencia de controles de flujo como estructuras hidráulicas. Las ecuaciones de flujo normal que se presentarán en este capítulo parecen satisfacerse incluso en canales irregulares en ausencia de estructuras hidráulicas. Además, el concepto de flujo normal es fundamental para los procedimientos de análisis y diseño de canales abiertos.

### 3.3.1 Resistencia al flujo

La resistencia al flujo se puede explicar en términos de fuerzas de fricción externas o internas. Las fuerzas de fricción externas se encuentran en el límite del canal y se incluyen en la ecuación de cantidad de movimiento. Sin embargo, las fuerzas de fricción internas ocurren debido a los gradientes de velocidad dentro de una sección transversal de flujo. La ecuación de energía incluye las pérdidas de energía debidas a la fricción interna. Es más conveniente y tradicional explicar la resistencia al flujo en términos de la fricción del límite.

La pendiente de fricción,  $S_f$ , como la fuerza de fricción límite por unidad de peso de agua presente en el canal. Para un segmento de canal de longitud  $\Delta X$ , área de flujo  $A$  y perímetro mojado  $P$ ,

$$S_f = \frac{F_f}{A \Delta X \gamma} \quad (37)$$

donde  $\gamma$  = peso específico del agua y  $F_f$  = fuerza de fricción en el lecho del canal. La fuerza de fricción actúa sobre el área del lecho de  $P \Delta X$ . Definiendo  $\tau_0$  = fuerza de fricción

promedio por unidad de área en el lecho del canal o el esfuerzo cortante promedio, la Ecuación se escribe como

$$S_f = \frac{\tau_0 P \Delta X}{A \Delta X \gamma} \quad (38)$$

Al notar que  $R = \text{radio hidráulico} = A/P$ , la expresión para  $S_f$  se convierte en

$$S_f = \frac{\tau_0}{\gamma R} \quad (39)$$

La ecuación no es conveniente para determinar la pendiente de fricción en la práctica. Sin embargo, existen varias ecuaciones de pendiente de fricción más prácticas, empíricas y semiempíricas, como veremos más adelante en este capítulo.

### 3.3.2 *Capa límite y resistencia al flujo*

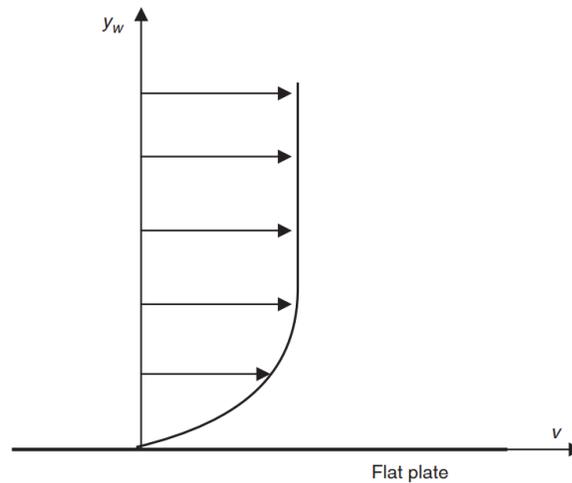
Una breve revisión del concepto de capa límite puede ser útil para entender cómo la rugosidad del límite afecta la resistencia al flujo. Cuando un fluido fluye sobre una placa sólida plana, las partículas de fluido en contacto con la placa permanecen en reposo mientras que las partículas sobre la placa tienen una velocidad finita paralela a ella. Por lo tanto, la superficie sólida crea un gradiente de velocidad transversal dentro del flujo, como se muestra en la Figura 3.1. El esfuerzo cortante límite,  $\tau_w$ , es proporcional al gradiente de velocidad en la superficie de la placa y se puede evaluar como

$$\tau_w = \mu \frac{dv}{dy_w} \quad (40)$$

en  $y_w = 0$ , donde  $\mu$  = viscosidad del fluido,  $v$  = punto de velocidad paralela a la placa y  $y_w$  = distancia de la placa.

### Figura 12

*Distribución de velocidad sobre superficie plana.*



Nota: (Cadavid, J2020).

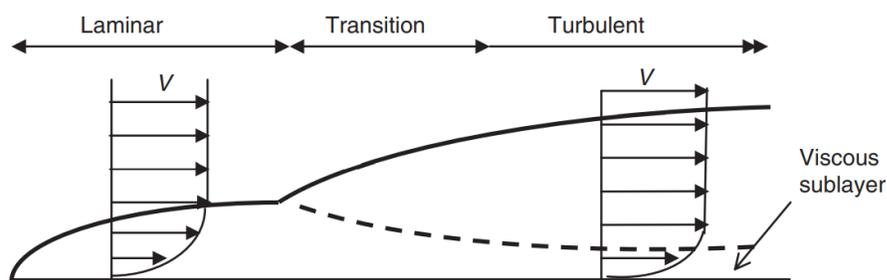
Si el flujo sobre la placa es laminar, el efecto de la placa sobre la velocidad del flujo se limita a una capa llamada capa límite laminar. El espesor de esta capa depende de la viscosidad del agua y la velocidad fuera de la capa límite, y crece con la distancia a lo largo de la superficie.

Si el flujo sobre la placa plana es turbulento, la capa límite primero puede ser laminar cerca del borde delantero de la placa, pero pronto ocurrirá una transición y la capa límite se volverá turbulenta, como se muestra esquemáticamente en la figura 13. El espesor de la capa

límite crece mucho más rápidamente una vez que se vuelve turbulenta. Aunque la velocidad aumenta con la distancia desde la superficie a lo largo de la capa límite turbulenta, los gradientes de velocidad son más agudos dentro de una capa delgada llamada subcapa viscosa cerca de la pared. Gradientes más agudos conducen a tensiones de pared más altas en flujo turbulento que en flujo laminar.

### Figura 13

*Capas límites laminar y turbulentas.*



*Nota:* (Armijos, 2018)

Cuando el agua ingresa a un canal, digamos desde un depósito, se formará una capa límite cerca del lecho del canal de manera similar. Como en el caso del flujo sobre una placa plana, la capa límite puede ser primero laminar antes de pasar al estado turbulento. Después de que se vuelve turbulenta, la capa límite crecerá rápidamente en espesor para abarcar toda la profundidad del flujo. Todavía habrá una subcapa viscosa adyacente al lecho del canal (Chow, 1959).

El comportamiento hidráulico del flujo en canales abiertos se ve afectado por el espesor de la subcapa viscosa y la rugosidad de la superficie del lecho del canal. La rugosidad de la

superficie se caracteriza comúnmente por la altura de la rugosidad,  $k_s$ , una medida de longitud de la rugosidad. Los valores sugeridos de  $k_s$  son 0,001 pies para superficies enlucidas cementadas muy lisas, 0,01 pies para canales de tierra rectos y 0,02 pies para mampostería de escombros (ASCE Task Force, 1963). Estos valores de  $k_s$  no representan las alturas reales de los elementos de rugosidad en una superficie; más bien, indican el diámetro equivalente del grano de arena. Por ejemplo, la rugosidad de la superficie de la mampostería de escombros ( $k_s = 0,02$  pies) es equivalente a la de una superficie recubierta uniformemente con granos de arena de 0,02 pies de diámetro.

Como veremos en los apartados siguientes, la resistencia al flujo se calcula utilizando diferentes expresiones según se trate de un flujo laminar o turbulento. Además, clasificamos el flujo turbulento en flujos hidráulicamente suaves, transitorios y completamente irregulares.

Cuando los elementos rugosos del lecho del canal están enterrados dentro de la subcapa viscosa, se dice que el flujo es hidráulicamente suave. Con el aumento del número de Reynolds, la subcapa viscosa se contrae y el flujo entra en un estado de transición a medida que los elementos de rugosidad atraviesan esta subcapa. A números de Reynolds mayores, con mayor contracción de la subcapa viscosa, los elementos de rugosidad dominan el comportamiento del flujo.

Según la clasificación de Henderson (1966), el flujo es hidráulicamente uniforme si

$$\frac{V_* k_s}{\nu} < 4 \quad (41)$$

transitorio si

$$4 < \frac{V_* k_s}{\nu} < 100 \quad (42)$$

Y completamente rugoso si

$$100 < \frac{V_* k_s}{\nu} \quad (43)$$

donde  $\nu = \mu / \rho$  es la viscosidad cinemática del agua y  $V_*$  = velocidad de corte, definida como

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{gRS_f} \quad (44)$$

### 3.4 Flujo Gradualmente Variado.

Un control de flujo es cualquier característica que impone una relación entre la profundidad del flujo y la descarga en un canal. Una sección de flujo crítica, por ejemplo, es un control de flujo, ya que en esta sección  $Fr = 1.0$ . Asimismo, varias estructuras hidráulicas como presas y compuertas controlarán el flujo. El flujo normal también puede verse como un control

de flujo porque una ecuación de flujo normal describe una relación de profundidad de descarga. En ausencia de otros controles de flujo, el flujo en un canal abierto tiende a volverse normal. Sin embargo, donde estén presentes, los otros controles alejarán el flujo de las condiciones normales de flujo. La profundidad del flujo varía entre dos controles de flujo. Tal flujo no uniforme se denomina flujo de variación gradual si los cambios en la profundidad del flujo son graduales. Este capítulo está dedicado al flujo constante y gradualmente variado.

Para obtener una expresión para el flujo gradualmente variado, recordemos la Ecuación 2.9, definiendo la cabeza de energía total,  $H$ , como

$$H = z_b + y + \frac{V^2}{2g} \quad (45)$$

donde  $Z_b$  = elevación del fondo del canal,  $y$  = profundidad de flujo,  $V$  = velocidad transversal promedio y  $g$  = aceleración gravitatoria. Ahora, recordando la definición de energía específica dada en la Ecuación 2.11 como

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (46)$$

La ecuación se puede expresar como

$$H = z_b + E \quad (47)$$

Diferenciamos ambos lados de la Ecuación con respecto a  $x$  para obtener

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz_b}{dx} + \frac{dE}{dx} \quad (48)$$

donde  $x$  es el desplazamiento en la dirección del flujo. Por definición,  $S_f = dH/dx$  y  $S_0 = dz_b/dx$ . Sustituyendo estos en la Ecuación y reorganizando, obtenemos una forma de la ecuación de flujo de variación gradual como

$$\frac{dE}{dx} = S_0 - S_f \quad (49)$$

### ***3.4.1 Clasificación de canales para flujo gradualmente variado.***

Los canales abiertos se clasifican como suaves, empinados, críticos, horizontales y adversos en estudios de flujo gradualmente variados. Si para una descarga dada la profundidad normal de un canal es mayor que la profundidad crítica, se dice que el canal es suave. Si la profundidad normal es menor que la profundidad crítica, el canal se llama empinado. Para un canal crítico, la profundidad normal y la profundidad crítica son iguales. Si la pendiente inferior de un canal es cero, el canal se llama horizontal. Se dice que un canal tiene una pendiente adversa si el fondo del canal sube en la dirección del flujo. En resumen:

**Tabla 2.***Clasificación de canales según el flujo*

Canales leves	$y_n > y_c$
Canales Empinados	$y_n < y_c$
Canales Críticos	$y_n = y_c$
Canales Horizontales	$S_0 = 0$
Canales Adversos	$S_0 < 0$

*Nota:* Datos tomados de (Ruíz, 2008)

donde  $y_n$  = profundidad normal e  $y_c$  = profundidad crítica.

### 3.4.2 *Clasificación de perfiles de flujo gradualmente variados.*

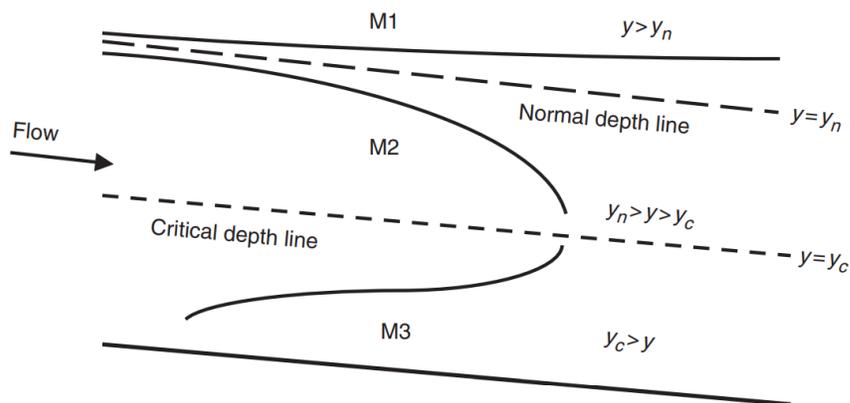
Un perfil de flujo gradualmente variado o un perfil de superficie de agua gradualmente variado es una línea que indica la posición de la superficie del agua. Es un gráfico de la profundidad del flujo en función de la distancia a lo largo de la dirección del flujo. Una buena comprensión de los posibles perfiles bajo diferentes situaciones de flujo es esencial antes de que podamos obtener soluciones numéricas para problemas de flujo gradualmente variados. Una investigación cualitativa servirá para este propósito.

Si se considera un canal leve como se muestra en la Figura 14. Por definición,  $y_n > y_c$ . El fondo del canal, la línea de profundidad crítica y la línea de profundidad normal dividen el canal en tres zonas en la dimensión vertical, a saber, M1, M2 y M3 (M significa medio). Las líneas

sólidas de la figura representan las formas de los posibles perfiles de flujo en estas tres zonas. Obviamente, la misma línea de profundidad normal representaría la superficie del agua si el flujo en el canal fuera normal. En la zona M1, la superficie del agua está por encima de la línea de profundidad normal. Por lo tanto, en esta zona  $y > y_n$  y consecuentemente  $S_f < S_0$ . Además,  $y > y_c$  y por lo tanto  $Fr < 1.0$  en la zona M1. Por lo tanto, tanto el numerador como el denominador de la Ecuación 4.7 son cantidades positivas y  $(dy/dx) > 0$ . En otras palabras, la profundidad del flujo debe aumentar en la dirección del flujo en la zona M1. Podemos examinar las zonas M2 y M3 de manera similar y concluir que  $(dy/dx) > 0$  en la zona M2 y  $(dy/dx) < 0$  en la zona M3.

### Figura 14

*Perfiles de flujo en canales templados*



*Nota:* (Cadavid, 2020)

También se puede examinar el comportamiento del perfil de la superficie del agua cerca de los límites de la zona. De la Ecuación 4.7, como  $y \rightarrow \infty$  podemos ver que  $Fr \rightarrow 0$  y  $S_f \rightarrow 0$ . Por lo tanto  $(dy/dx) \rightarrow S_0$ , lo que significa que la superficie del agua se aproximará asintóticamente a una línea horizontal cuando  $y \rightarrow \infty$ . Del mismo modo, como  $y \rightarrow y_n$ , por definición  $S_f \rightarrow S_0$  y por lo tanto  $(dy/dx) \rightarrow 0$ . Por lo tanto, el perfil de la superficie se aproxima asintóticamente a la línea

de profundidad normal. Cerca de la línea de profundidad crítica,  $y \rightarrow y_c$  y  $Fr \rightarrow 1.0$ . Así  $(dy/dx) \rightarrow \infty$ , y la superficie del agua se acercará a la línea de profundidad crítica en un ángulo cercano al ángulo recto. Cerca del fondo del canal, como  $y \rightarrow 0$ , tanto  $S_f \rightarrow 1$  como  $Fr \rightarrow 1$ . Por lo tanto, la superficie del agua se acercará al fondo del canal en un ángulo positivo finito. La magnitud de este ángulo depende de la fórmula de fricción utilizada y de la sección específica del canal.

Con base en este examen cualitativo cerca de los límites de la zona, concluimos que en la zona M1 el perfil de la superficie del agua es asintótico a la línea de profundidad normal como  $y \rightarrow y_n$  y es asintótico a una línea horizontal como  $y \rightarrow 1$ . El perfil M2 es asintótico a la línea de profundidad normal y forma un ángulo cercano a un ángulo recto con la línea de profundidad crítica. El perfil M3 forma un ángulo positivo con el fondo del canal y un ángulo cercano a un ángulo recto con la línea de profundidad crítica. Los perfiles de la superficie del agua esbozados en la Figura 4.1 reflejan estas consideraciones.

Debemos tener en cuenta que un perfil de flujo no tiene que extenderse desde un límite de zona a otro. Por ejemplo, un perfil M2 no tiene que comenzar en la línea de profundidad normal y terminar en la línea de profundidad crítica. Es posible que un perfil M2 comience en un punto por debajo de la línea de profundidad normal y termine en un punto por encima de la línea de profundidad crítica.

Para un canal empinado,  $y_n > y_c$  por definición. El fondo del canal, la línea de profundidad normal y la línea de profundidad crítica dividen el canal en tres zonas en la dimensión vertical, a

saber, S1, S2 y S3 (S significa empinada), como se muestra en la Figura 14. Como antes, las líneas sólidas de la figura representan las formas de los posibles perfiles de flujo en estas tres zonas. Si el flujo fuera normal en este canal, la misma línea de profundidad normal representaría la superficie del agua. En la zona S1 la superficie del agua está por encima de la línea de profundidad crítica, por lo tanto, en esta zona  $y > y_c$  y por lo tanto  $Fr < 1.0$ . Además,  $y > y_c > y_n$ , y en consecuencia  $S_f < S_0$ . Por lo tanto, tanto el numerador como el denominador de la Ecuación 4.7 son cantidades positivas y en la zona S1  $(dy/dx) > 0$ . En otras palabras, la profundidad del flujo debe aumentar en la dirección del flujo. Podemos examinar las zonas S2 y S3 de manera similar y concluir que  $(dy/dx) < 0$  en la zona S2 y  $(dy/dx) > 0$  en la zona S3.

El comportamiento del perfil de la superficie cerca de los límites de la zona examinada para canales templados también es válido para canales empinados, ya que la Ecuación es aplicable tanto a canales empinados como suaves. En consecuencia, el perfil S1 forma un ángulo cercano al ángulo recto con la línea de profundidad crítica y se aproxima a una línea horizontal asintóticamente como  $y \rightarrow \infty$ . El perfil S2 forma un ángulo cercano al ángulo recto con la línea de profundidad crítica y se acerca asintóticamente a la línea de profundidad normal. El perfil S3 formará un ángulo positivo con el fondo del canal y se acercará asintóticamente a la línea de profundidad normal.

Los posibles tipos de perfil que pueden ocurrir en canales horizontales, adversos y críticos. Estos perfiles se bosquejan examinando el signo de  $(dy/dx)$  con la ayuda de la Ecuación y considerando el comportamiento del perfil cerca de los límites de la zona. Tenga en cuenta que para los canales horizontales y adversos no es posible el flujo normal, por lo que  $y_n$  no está

definido y las zonas H1 y A1 no existen. Asimismo, para canales críticos  $yn = yc$ , y por tanto la zona C2 no existe. También vale la pena señalar que el flujo es subcrítico en las zonas M1, M2, S1, H2, A2 y C1, y es supercrítico en las zonas M3, S2, S3, H3, A3 y C3.

Los líquidos se transportan de un lugar a otro utilizando estructuras de transporte naturales o construidas. La sección transversal de estas estructuras puede ser abierta o cerrada en la parte superior. Las estructuras con la parte superior cerrada se denominan conductos cerrados y las que tienen la parte superior abierta se denominan canales abiertos. Por ejemplo, los túneles y tuberías son conductos cerrados mientras que los ríos, arroyos, estuarios, etc. son canales abiertos. El flujo en un canal abierto o en un conducto cerrado que tiene una superficie libre se denomina R.S flujo de cinco superficies o flujo de canal abierto. Las propiedades y los análisis de estos flujos se discuten en este libro.

## **Capítulo 4. Interventoría técnica y administrativa en proyectos de construcción de canales revestidos**

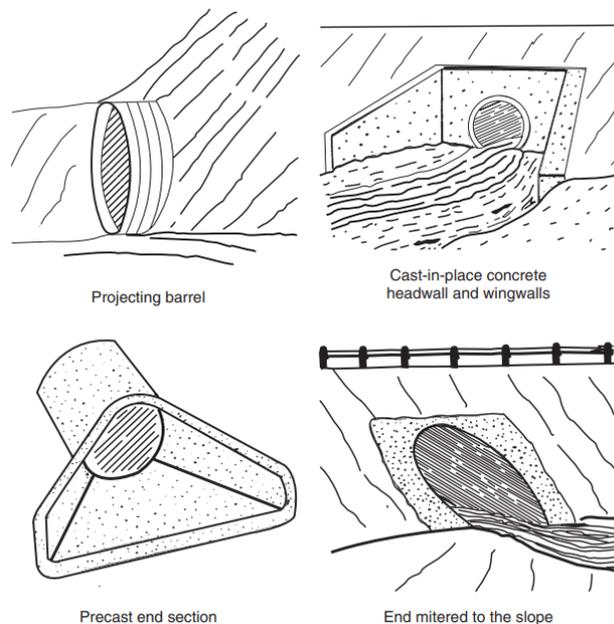
### **4.1 Box Culvert**

Los Culvert son conductos de drenaje cortos que conducen las aguas pluviales a través de los terraplenes de carreteras y vías férreas. También se utilizan como estructuras de salida para depósitos de detención. La mayoría de los Culvert son de sección transversal circular, rectangular (BOX) o elíptica. Otras formas comúnmente utilizadas incluyen arcos y de arcos tubulares. La mayoría de los Box Culvert están hechos de concreto, y en algunos casos aluminio corrugado y acero corrugado. Los box culvert de concreto pueden reforzarse, algunos están revestidos con otro material, como asfalto, para evitar la corrosión y reducir la resistencia al flujo (Muste y Xu, 2017).

La configuración de entrada juega un papel importante en el rendimiento hidráulico de un Box Culvert, comúnmente se usa una variedad de instalaciones de entrada prefabricadas y construidas en el lugar. Estos incluyen barriles de alcantarillas salientes, muros de concreto, secciones finales y extremos de alcantarillas cortados en inglete para adaptarse a la pendiente de relleno. La Figura 15 muestra varios tipos de entrada estándar.

## Figura 15

### *Tipos de entrada estándar*



*Nota:* (Chanson, 2002)

Una variedad de tipos de flujo pueden ocurrir en un Box Culvert, dependiendo de las condiciones aguas arriba y aguas abajo, la geometría de la entrada y las características del conducto. Estas estructuras puede fluir llenas, parcialmente llenas (en condiciones de flujo subcríticas o supercríticas), o una combinación de ambas. El flujo parcialmente pleno puede ser subcrítico o supercrítico. Las condiciones de flujo pueden cambiar con el tiempo para cualquier diseño, el flujo en una alcantarilla puede ser controlado por la entrada (aguas arriba) o por la salida (aguas abajo). El control de entrada ocurre cuando la capacidad de transporte del barril de la alcantarilla es mayor que la que aceptará la entrada; de lo contrario, se produce el flujo de control de salida.

#### 4.1.1 Flujo de control de entrada.

El flujo de control de entrada generalmente ocurre en alcantarillas empinadas y suaves. La alcantarilla fluirá parcialmente llena en condiciones supercríticas. Sin embargo, si el extremo aguas abajo de la alcantarilla se sumerge, se puede formar un salto hidráulico, después del cual la alcantarilla fluirá llena. El comportamiento hidráulico de la entrada es similar al de un vertedero si la entrada no está sumergida. Si la entrada está sumergida, funcionará de manera similar a un orificio. Según la FHWA (Normann et al., 1985), la entrada se considerará no sumergida si

$$\frac{Q}{AD^{0.5} g^{0.5}} \leq 0.62 \quad (50)$$

donde  $Q$  = caudal,  $A$  = área de la sección transversal de la alcantarilla,  $D$  = altura interior de la alcantarilla y  $g$  = aceleración de la gravedad. Hay dos formas de ecuaciones disponibles para entradas no sumergidas. La primera ecuación es:

$$\frac{HW}{D} = \frac{y_c}{D} + \frac{V_c^2}{2gD} + K_I \left( \frac{Q}{AD^{0.5} g^{0.5}} \right)^{M_I} + k_s S \quad (51)$$

Donde  $HW$  = profundidad de cabecera por encima de la contracorriente aguas arriba de la alcantarilla,  $y_c$  = profundidad crítica,  $V_c$  = velocidad en la profundidad crítica,  $k_s = 0,7$  para entradas en inglete -0,5 para entradas sin inglete,  $S$  = pendiente del cilindro de la alcantarilla y  $K_I$ ,  $M_I$  = constantes empíricas. Los valores de  $K_I$  y  $M_I$  se dan en la Tabla 6.2 para varias configuraciones de entrada.

Para alcantarillas circulares a partir de la geometría de un tubo circular, el área correspondiente se encuentra como  $A_c = (2\theta - \sin 2\theta)D^2 / 8$  (vea la tabla 1.1), y la velocidad,  $V_c$ , puede determinarse usando

$$V_c = \frac{8Q}{(2\theta - \sin 2\theta)D^2} \quad (52)$$

Donde  $\theta$  (en radianes) es

$$\theta = \pi - \arccos\left(\frac{2y_c}{D} - 1\right) \quad (53)$$

Para canales rectangulares o alcantarillas de caja,

$$y_c = \left(\frac{Q^2}{gb^2}\right)^{1/3} \quad (54)$$

Donde  $b$  = ancho de la caja de alcantarilla. Además,  $V_c^2 / 2g = 0.5y_c$ . Por lo tanto, la Ecuación se puede reescribir para alcantarillas de caja como

$$\frac{HW}{D} = \frac{3}{2D} \left(\frac{Q^2}{gb^2}\right)^{1/3} + K_I \left(\frac{Q}{AD^{0.5}g^{0.5}}\right)^{M_I} + k_s S \quad (55)$$

La segunda ecuación para entradas no sumergidas es

$$\frac{HW}{D} = K_{II} \left( \frac{Q}{AD^{0.5}g^{0.5}} \right)^{M_{II}} \quad (56)$$

Donde  $K_{II}$  y  $M_{II}$  son constantes empíricas dadas. Tanto las ecuaciones de forma *I* como de forma *II* son aceptables para fines prácticos, y la elección entre las dos se rige por la disponibilidad de los coeficientes empíricos para el tipo de alcantarilla que se está considerando.

La entrada estará sumergida si

$$\frac{Q}{AD^{0.5}g^{0.5}} \geq 0.70 \quad (57)$$

La ecuación de flujo para entradas sumergidas es

$$\frac{HW}{D} = c \left( \frac{Q}{AD^{0.5}g^{0.5}} \right)^2 + Y + k_s S \quad (58)$$

donde  $S$  = pendiente,  $c$  e  $Y$  son constantes empíricas dadas, y

$k_s = 0.7$  para entradas en inglete a la pendiente del terraplén

$k_s = -0.5$  para entradas no biseladas a la pendiente del terraplén

Se produce una transición de la condición no sumergida a la sumergida durante  $0,62 < (Q/AD^{0,5} g^{0,5}) < 0,70$ . Se puede utilizar una interpolación lineal entre las ecuaciones de entrada sumergidas y no sumergidas para la zona de transición.

#### 4.1.2 Flujo de control de salida.

Una alcantarilla puede fluir llena o parcialmente llena bajo las condiciones de control de salida. Cuando está parcialmente lleno, el flujo de la alcantarilla de control de salida es subcrítico. En condiciones de flujo total, despreciando la diferencia entre las cabezas de velocidad del flujo que se acerca a una alcantarilla y aguas abajo de una alcantarilla, la ecuación de energía para una alcantarilla que fluye llena se escribe como:

$$HW = TW - SL + \left(1 + k_e + \frac{2gn^2L}{k_n^2 R^{4/3}}\right) \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (59)$$

Donde  $TW$  = profundidad del agua de descarga medida desde el inverso aguas abajo de la alcantarilla,  $S$  = pendiente de la alcantarilla,  $L$  = longitud de la alcantarilla,  $g$  = aceleración gravitacional,  $n$  = factor de rugosidad de Manning,  $R$  = radio hidráulico,  $A$  = área de la sección transversal,  $k_n = 1,0 \text{ m}^{1/3}/\text{s} = 1,49 \text{ ft}^{1/3}/\text{s}$ , y  $k_e$  = coeficiente de pérdida de entrada según informa Normann et al. (1985).

En condiciones de flujo parcialmente total en alcantarillas controladas por la salida, se puede obtener una relación precisa entre la descarga y la elevación de la cabecera mediante el

uso de los cálculos de flujo gradualmente variados. En estos cálculos, la profundidad aguas abajo se establece igual a la mayor entre la profundidad del agua de cola ( $TW$ ) y la profundidad crítica ( $y_c$ ). Si el perfil de la superficie del agua calculado se cruza con la parte superior del barril, se utilizan ecuaciones de flujo completo entre ese punto y el extremo aguas arriba de la alcantarilla. La pérdida de carga ( $h_{Lf}$ ) para el segmento de flujo completo se calcula como

$$h_{Lf} = \left( 1 + k_e + \frac{2g n^2 L_f}{k_n^2 R^{4/3}} \right) \frac{Q^2}{2g A^2} \quad (60)$$

donde  $L_f$  = longitud del segmento de flujo completo.

Para evitar los tediosos cálculos de flujo gradualmente variados, la FHWA (Normann et al., 1985) desarrolló un método aproximado para el flujo de alcantarillas de control de salida parcialmente llena. En este método, la elevación de la cabecera se calcula utilizando

$$HW = H_D - SL + \left( 1 + k_e + \frac{2g n^2 L}{k_n^2 R^{4/3}} \right) \frac{Q^2}{2g A^2} \quad (61)$$

En el que  $R$  y  $A$  se calculan asumiendo que la alcantarilla está llena. Además,  $H_D$  se establece igual a la profundidad del agua de descarga,  $TW$ , si  $TW > (y_c + D)/2$  donde  $y_c$  = profundidad crítica y  $D$  = altura interior de la alcantarilla. De lo contrario,  $H_D = 1/4 (y_c + D)$ .

La ecuación se considera satisfactoria cuando la alcantarilla fluye por completo en al menos parte de su longitud. El método aproximado se vuelve menos preciso si el flujo de superficie libre ocurre en toda la longitud de la alcantarilla, en cuyo caso los resultados son

aceptables solo si  $HW > (0.75D)$ . Para elevaciones de cabecera más bajas, se requieren cálculos de flujo gradualmente variados.

#### **4.1.3 Dimensionamiento de alcantarillas.**

Como se discutió en las secciones anteriores, las ecuaciones que describen el flujo en una alcantarilla dependen de la condición del flujo (control de entrada o salida) y la naturaleza del flujo (lleno o parcialmente lleno). Es más probable que el flujo esté gobernado por el control de salida si la pendiente de la alcantarilla es leve. Para pendientes suaves, el flujo total ocurrirá si  $TW > D$ ; de lo contrario, el flujo estará parcialmente lleno. Es más probable que el flujo esté gobernado por el control de entrada si la pendiente de la alcantarilla es empinada. Una excepción es que puede ocurrir flujo completo si  $TW > D$ .

Las alcantarillas de drenaje de aguas pluviales colocadas debajo de los terraplenes de carreteras y vías férreas están dimensionadas para acomodar una descarga de diseño sin sobrepasar el terraplén. En una situación típica, se conocen la descarga de diseño y la elevación del agua de descarga, y la alcantarilla se dimensiona para evitar que la elevación del agua de cabecera exceda un valor permitido. La FHWA (Normann et al., 1985) sugiere un enfoque de "rendimiento mínimo" para dimensionar las alcantarillas como estructuras de drenaje. En este enfoque, no se intenta determinar si el flujo de control de entrada o de salida realmente ocurrirá bajo las condiciones de flujo de diseño; en su lugar, se verifican ambas condiciones de flujo y se selecciona la que resulta en un diseño más conservador. En otras palabras, se selecciona un

tamaño de alcantarilla para que, para la descarga de diseño, la altura de cabecera calculada no supere el valor máximo permitido en condiciones de control de entrada o de salida.

## **4.2 Especificaciones técnicas**

Los canales revestidos son considerados como no erosionables, para su diseño se considera un flujo uniforme, esta asunción implica que se debe de asegurar un flujo uniforme para que el canal funcione de manera adecuada.

Para el diseño, deben de verificarse además condiciones de flujo subcríticas y velocidades bajas, de manera que se puede reducir la erosión, así mismo debe evitarse velocidades muy bajas para evitar la sedimentación. Un canal de revestido puede tener un recubrimiento con mampostería, suelo-cemento, concreto hidráulico, concreto lanzado, concreto asfáltico, especies vegetales y mallas vegetales o geosintéticas, entre otros materiales, que se construyen con la finalidad de proteger la superficie del canal contra erosión.

Dentro de las características y construcción de canales revestidos, es que usualmente son trapezoidales para reducir costos, dentro del proceso de construcción de este tipo de canales está el emplantar, colocación de cerchas-revestimiento, extracción de cerchas-curado del revestimiento del canal revestido y llenado de las juntas de dilatación.

*Revestimiento de mampostería:* Constituyen un excelente revestimiento de los canales y se pueden utilizar cuando esos materiales son abundantes y la mano de obra es económica y recomendables.

*Revestimiento de concreto:* Los revestimientos de concreto con refuerzo se utiliza cuando el canal se construye en sitios cuyos cambios de temperatura son extremos y hay fluctuaciones del gasto, el acero de refuerzo sirve para evitar el agrietamiento del concreto como resultado de dichos cambios de temperatura y para controlar las grietas y con ello las filtraciones. El revestimiento de concreto, si bien implica un costo inicial elevado, presenta a su vez múltiples ventajas, puesto que es muy duradero, los costos de conservación son mínimas y su capacidad aumenta a causa de que la superficie es relativamente lisa.

*Revestimiento con mortero:* Los revestimientos de mortero a base de pistola de cemento se usan en canales pequeños, pero el procedimiento deja la superficie rugosa que debe de ser terminada a mano si se desea una de primera clase, además son más propensos a fallas de presión hidrostática.

*Revestimiento con concreto asfáltico:* El concreto asfáltico es una mezcla de arena, grava, cemento y asfalto, realizada a temperaturas de 160°C o más, según el tipo de asfalto, los recubrimientos a base de concreto asfáltico tienen algunas ventajas por su flexibilidad y resistencia a la erosión, si bien falla por intemperismo.

*Recubrimiento con gaviones:* el recubrimiento de gavión es de forma de calchón de 20 o 30centímetros de espesor. Sus aplicaciones principales son el revestimiento de márgenes de canales y ríos, protección de estribos de puentes, plataformas de formas de sedimentación y consolidación de taludes en carreteras y vías de comunicación.

Algunas de las ventajas que ofrece el revestimiento en canales:

- Prevención de la erosión.
- Imposibilidad de roturas.
- Eliminación de vegetación.
- Aumento de la capacidad del canal.

### **4.3 Aspectos administrativos a controlar**

Inicialmente se debe ejecutar un control administrativo sobre el contratista, con amplio espíritu de colaboración y apoyo, sin inferir en sus procedimientos privados, y sin llegar a extremar su intervención a tal punto que sea contraproducente para el desarrollo normal de los trabajos. Así como presentar informes sobre aspectos específicos, ya sean técnicos, financieros o administrativos, cuando las condiciones del contrato lo ameriten, o su superior jerárquico lo exija.

Se deberá informar a su superior jerárquico sobre el desarrollo del contrato, mediante la presentación de informes periódicos y de un informe final de interventoría. Suscribir con el contratista las siguientes actas: Acta de iniciación del contrato. Actas de reuniones de interventoría, Actas de suspensión del contrato, cuando se presenten las causales

correspondientes previstas en el contrato respectivo, Actas de reanudación del contrato Actas de adición o modificación del contrato, Acta de terminación del contrato. Acta de liquidación del contrato.

Se debe controlar la inversión del anticipo entregado al contratista, Estudiar y responder las consultas o reclamaciones presentadas por el contratista, con la diligencia requerida, evitando que se aplique el silencio administrativo positivo contemplado en las disposiciones legales.

Así como exigir al contratista tomar las medidas para solucionar problemas específicos referentes al contrato, entre ellos los siguientes: Retrasos en el cronograma de ejecución del contrato. Incumplimiento del objeto y/o alcance del contrato. Calidad insatisfactoria de los productos entregados.

Solicitar la aplicación de las sanciones previstas en el contrato, cuando ellas sean requeridas y justificadas. La aplicación de sanciones requiere siempre de un análisis y documentación cuidadosos, y de la asesoría Subdirección Jurídica de la entidad y Establecer un archivo sistematizado con toda la información técnica utilizada y producida durante la ejecución del contrato. Este archivo será entregado al Centro de Documentación al finalizar el contrato.

Se deberán estudiar las necesidades de adiciones o modificaciones al contrato, y en caso de que sea pertinente, tramitar dichas adiciones o modificaciones dentro de la entidad. Y controlar la vigencia de las pólizas que respalden el contrato, y requerir al contratista para la ampliación de las mismas que estén próximas a vencerse.

## Conclusiones

El transporte de sedimentos a través de las estructuras de alcantarillado como los canales revestidos se ha reconocido como un problema durante muchos años. La variedad y complejidad del problema del paso de sedimentos sigue siendo un desafío. En general, el conocimiento actual sobre los procesos de sedimentación en alcantarillas está fragmentado y la literatura sobre este tema es escasa.

El transporte de sedimentos a lo largo del lecho genera cambios y deformaciones los cuales dependerán principalmente del tipo de flujo con el que trabaje el canal. Ahora bien, si ahondamos más en el tema de transporte para los sedimentos se puede determinar que existen varios métodos establecidos para esta función siendo los más conocidos el transporte por suspensión, por carga del fondo y por flujo turbulento.

Es posible establecer el arrastre de sedimentos de materiales no cohesivos para un canal utilizando el parámetro del shields el cual relaciona de manera directa la tensión de corte adimensional y el diámetro de las partículas. Para el diseño de un canal de tipo erosionable es necesario determinar el tipo de materiales utilizados en su sección principal, las características y geomorfología del sedimento a transportar, todo esto para calcular y establecer la sección estable

Para el desarrollo exitoso de obras hidráulicas es necesario el conocimiento de la mecánica de fluidos que soporta los diseños de las obras, adicionalmente en el caso de las interventorías es necesario que estas desarrollen los controles técnicos y administrativos exigidos por las entidades

para lograr el desarrollo de obras exitosas y de calidad, y que estos aspectos se ciñan a los aspectos normativos que rigen el desarrollo de estas obras.

## Referencias

- Aberle, J., and Järvelä, J. 2013. Flow resistance of emergent rigid and flexible vegetation. *J. Hydraul. Res.*, 51(1), 33–45. doi:10.1080/00221686.2012.754795.
- Aguirre Nuñez, M., y Venegas Espinoza, Z. (2005). Consideraciones hidráulicas para el diseño de estructuras de medición de caudal en canales abiertos: manual-guía. ANA – Institucional: Argentina.
- Bazarov, D., Vatin, N., Kattakulov, F., Vokhidov, O., Rayimova, I., & Raimova, I. (2021). Irrigation sedimentation tanks in the bed of the pumping station inlet channels. In *E3S Web of Conferences* (Vol. 274, p. 03004). EDP Sciences.
- Cadavid, J. H. (2020). Hidráulica de canales: fundamentos. Universidad Eafit. Recuperado de: [https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=3gqME66cnhwC&oi=fnd&pg=PA1&dq=canales+hidraulicos&ots=DhyDeUy183&sig=xZd\\_L8o--5Chp\\_U1gFEQXHpte7k#v=onepage&q=canales%20hidraulicos&f=false](https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=3gqME66cnhwC&oi=fnd&pg=PA1&dq=canales+hidraulicos&ots=DhyDeUy183&sig=xZd_L8o--5Chp_U1gFEQXHpte7k#v=onepage&q=canales%20hidraulicos&f=false)
- Carrasco, S. M. P., Chinguel, G. R. C., Cubas, M. M. F., & Cieza, R. Y. R. (2017). El estudio y la investigación documental: Estrategias metodológicas y herramientas TIC. Gerardo Chunga Chinguel.
- Castellanos, H. E., Collazos, C. A., Farfan, J. C., & Meléndez-Pertuz, F. (2017). Diseño y construcción de un canal hidráulico de pendiente variable. *Información tecnológica*, 28(6), 103-114.
- Curran, J.C., and Hession, W.C. 2013. Vegetative impacts on hydraulics and sediment processes across the fluvial system. *J. Hydrol.*, 505, 364–376. doi:10.1016/j.jhydrol.2013.10.013

- Daud, F., & Nenny, M. (2017). The Effect of Sediment Particle Size to Sedimentation in Culvert Box (Culvert MEL). *Asian Journal of Applied Sciences*, 5(5).
- Dorrell, R. M., Amy, L. A., Peakall, J., & McCaffrey, W. D. (2018). Particle size distribution controls the threshold between net sediment erosion and deposition in suspended load dominated flows. *Geophysical Research Letters*, 45(3), 1443-1452.
- Gallardo, P. (2018) *Diseño de Canales Abiertos*. 3Ciencia: Alicante, España.
- García Castillo, O. D. (2019). *Diseño de un canal para experimentos hidráulicos de flujo libre*. (Tesis de pregrado) Universidad de Ibagué. Ibagué, Colombia.
- Ho, H. C., Muste, M., & Ettema, R. (2013). Sediment self-cleaning multi-box culverts. *Journal of hydraulic research*, 51(1), 92-101.
- Keramaris, E. (2017). Turbulent structure in uniform inclined open channel flow over different rough porous beds. *International Journal of Sediment Research*, 32(1), 45-52.
- Khullar, N.K. (2002). *Effect of wash load on transport of nonuniform sediments*, Ph.D. Thesis Dept. of Civil Engineering, Indian Institute of Technology, Roorkee, India.
- Liu, M. X., Pelosi, A., & Guala, M. (2019). A statistical description of particle motion and rest regimes in open-channel flows under low bedload transport. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 124(11), 2666-2688.
- Liu, Y., Li, J., & Smits, A. J. (2019). Roughness effects in laminar channel flow. *Journal of Fluid Mechanics*, 876, 1129-1145.
- Morales, O. (2003). *Fundamentos de la investigación documental y la monografía*. Manual para la elaboración y presentación de la monografía. Mérida, Venezuela: Universidad de Los Andes. Recuperado de:  
<http://www.webdelprofesor.ula.ve/odontologia/oscarula/publicaciones/articulo18.pdf>

- Muste, M., & Xu, H. (2017). Mitigation of Sedimentation at Multi-Box Culverts. Report for Iowa Highway Research Board, Ames, Iowa.
- Nepf, H. 2012a. Flow and transport in regions with aquatic vegetation. *Annu. Rev. Fluid Mech.*, 44, 123–142, doi:10.1146/annurev-fluid-120710-101048.
- Nikora, N., Nikora, V., and O'Donoghue, T. 2013. Velocity profiles in vegetated openchannels flows: combined effects of multiple mechanisms. *J. Hydraul. Eng.*, 139, 1021–1032. doi:10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000779.
- Righetti, M. 2008. Flow analysis in a channel with flexible vegetation using doubleaveraging method. *Acta Geophys.*, 56(3), 801–823. doi:10.2478/s11600-008-0032-z.
- Rodriguez Osorio, J. (2018). *Estudio hidrológico e hidráulico para determinación de las áreas de inundación en la zona urbana del municipio de Ocaña norte de Santander basado con la herramienta SIG*. (Tesis de pregrado) Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña.
- Saénez, E. M., Vélez, E. P., García, A. E., & Hernández, A. L. S. (2002). Problemas operativos en el manejo del agua en distritos de riego. *Terra latinoamericana*, 20(2), 217-225.
- Sigüenza Corcuera, H. M. (2017). Análisis de problemas hidráulicos, tipos de flujo y estructuras de aforo mediante la construcción de seis equipos experimentales en el canal de pendiente variable-UPAO. (Tesis de pregrado). Universidad Privada Antenor Arrego. Trujillo, Perú.
- Siniscalchi, F., Nikora, V.I., and Aberle, J. 2012. Plant patch hydrodynamics in streams: Mean flow, turbulence, and drag forces. *Water Resour. Res.*, 48, W01513. doi:10.1029/2011WR011050.
- Stephan, U., and Gutknecht, D. 2002. Hydraulic resistance of submerged flexible vegetation. *J. Hydrol.*, 269, 27–43.
- Stoesser, T., Kim, S.J., Diplas, P. 2010. Turbulent flow through

- idealized emergent vegetation. *J. Hydraul. Eng.*, 136(12), 1003 - 1017.  
doi:10.1061/ASCEHY.1943-7900.0000153.
- Sukhodolov, A.N., and Sukhodolova, T.A. 2012. Vegetated mixing layer around a finite- size patch of submerged plants: Part 2. Turbulence statistics and structures. *Water Resour. Res.*, 48, W12506. doi:10.1029/2011WR011805.
- Tjahyana, A. J. T., & Lasminto, U. (2018, June). Study of the change of width and depth of channel on sedimentation in box culvert by using SSIIM. In *AIP Conference Proceedings* (Vol. 1977, No. 1, p. 060003). AIP Publishing LLC.
- Valverde Milanovich, A. M. (2019). Estimación de sedimentos, mediante el modelo unidimensional HEC-RAS, en el río costero tropical Hato-Panamá. Universidad Nacional Agraria La Molina. Lima Perú.
- Xu, H., Demir, I., Koylu, C., & Muste, M. (2019). A web-based geovisual analytics platform for identifying potential contributors to culvert sedimentation. *Science of the Total Environment*, 692, 806-817.
- Zong, L., and Nepf, H. 2011. Spatial distribution of deposition within a patch of vegetation. *Water Resour. Res.*, 47, W03516. doi:10.1029/2010WR009516.