

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO COMPARATIVO DE CAÍDAS VERTICALES Y RÁPIDOS, EN CANALES PARA RIEGO Y DRENAJE

Presentado ante la Ilustre
Universidad central de Venezuela

Por los Bachilleres:

José Gregorio Basanta

Gastón Parra Loynaz

Para optar al título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2007

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO COMPARATIVO DE CAÍDAS VERTICALES Y RÁPIDOS, EN CANALES PARA RIEGO Y DRENAJE

Tutor Académico: Prof. Joseba De Ondiz. P.

Presentado ante la Ilustre
Universidad central de Venezuela

Por los Bachilleres:
José Gregorio Basanta

Gastón Parra Loynaz

Para optar al título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2007

ACTA

El día **10 de Octubre de 2007**, se reunió el Jurado formado por los profesores:

YURI MEDINA , **JOSEBA DE ONDIZ** , **MARIO DUBOIS**

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO COMPARATIVO DE CAÍDAS VERTICALES Y RÁPIDOS, EN CANALES PARA RIEGO Y DRENAJE.**

Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título De: **INGENIERO CIVIL**

Una vez oída la defensa que los bachilleres hicieron de su Trabajo Especial, este Jurado decidió las siguientes clasificaciones:

NOMBRE	CALIFICACION	
	Número	Letras
BR. GASTÓN PARRA LOYNAZ	18	Diez y Ocho
BR. JOSÉ GREGORIO BASANTA	18	Diez y Ocho

RECOMENDACIONES (Si las hubiera): _____

FIRMAS DEL JURADO

Caracas, 10 de Octubre de 2007

Basanta José Gregorio.

Parra Loynaz Gastón.

ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO COMPARATIVO DE CAÍDAS VERTICALES Y RÁPIDOS, EN CANALES PARA RIEGO Y DRENAJE

Tutor Académico: Prof. Joseba De Ondiz. P.

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2007, nº Pág.: 94

Palabras Clave: Canales, caídas, rápidos, costos.

RESUMEN

En el siguiente Trabajo Especial de Grado se pretende lograr resolver la disyuntiva que existe, entre los proyectistas de canales abiertos para riego y drenaje de sección transversal trapecial, en terrenos de abruptas o pronunciadas pendientes; el escoger como solución, ante la diferencia apreciable de cotas de sus rasantes de fondo, el de evitar la socavación en canales para riego y drenaje, manteniendo de ser posible un flujo subcrítico que facilite el riego por gravedad y evite la erosión, entre la construcción de una caída vertical o la de un rápido. El estudio infiere que tanto en la caída como el rápido, tienen secciones rectangulares unidas por transiciones de entrada y salida trapecial-rectangular-trapecial. La ejecución constructiva de una solución u otra demandará para el primer caso un movimiento de tierra y muros de contención por lo general de concreto armado o ciclópeo y un pozo disipador corto al pie de la caída. El rápido demanda movimiento de relleno compactado y tendrá muros de contención armados laterales y en su desarrollo la construcción de una losa de pequeño espesor adaptada al terreno, y como su sección transversal es por lo general rectangular, demandará eso si que sus muros laterales sean armados, requerirá de mayor longitud. Se asumió en los rápidos que la pendiente construible sería la indicada por la topografía que se seleccionó y se indica en el trabajo para todos los casos.

Como solución a esta disyuntiva, se estudian hidráulica y estructuralmente un caso hipotético de descenso localizado y abrupto del terreno en el desarrollo del trazado forzoso de un canal trapecial sin posibilidad de intercalar un puente canal, o flume, ensayando diferentes anchos de canal y caudales y pendientes diversas que van desde dos, seis y ocho por mil, hasta uno por ciento y distintos caudales que varían de uno, dos, ocho hasta diez metros cúbicos por segundo en régimen permanente, con anchos de canal variable desde un metro a tres metros intercalando la caída o rápido necesario y comparando los costos correspondientes de cada variante. Se dibuja para un ancho de $B = 1m$ y $3m$, pendientes y caudales dados gráficos que reflejan los costos de cada estructura a los precios actuales del mercado en bolívares.

El diseño y cálculo hidráulico de los canales de acceso y salida a la estructura se hace mediante el uso de ábacos, un programa de computación y tablas sencillas para el rápido, que compara el Y_n con el Y_c (profundidades normales y críticas) para definir que tipo de régimen se produce en cada canal estudiado. Se descartan las condiciones que el canal de llegada tiene del flujo supercrítico no viable para el riego por gravedad.

El análisis realizado arrojó que el costo final estudiado es mayor en estas caídas que en los rápidos por encima de un $1m^3/seg$, en el caso de un ancho igual a un metro ($B=1m$), pero menor cuando el ancho del canal es superior al metro de ancho ($B=3m$), ver las conclusiones al final del trabajo. Es de destacar que hay que tener en cuenta siempre que las cantidades y costos aquí establecidos, variaran según las condiciones de las zonas y en el caso concreto de Venezuela, considerando el índice de inflación económico.

Es de señalar que en el caso de los rápidos la principal desventaja es que la losa de fondo se apoya sobre relleno compactado (Proctor Standard no menor que el 95%). Las fundaciones de sus muros de contención deben apoyarse en terreno firme y nunca sobre relleno.

Por lo general es aconsejable que los muros de los rápidos y sus losas de fondo se vacíen conjuntamente para asegurar el empotramiento entre ellas. En este trabajo no se determinaron los subdrenajes que pudiesen resultar necesarios, de los cuales existe abundante bibliografía en el U.S.Bureau of Reclamation en Denver Colorado, y en el U.S. Army Corps en Vicksburg, Mississippi, EE.UU.

DEDICATORIA
GASTÓN PARRA LOYNAZ

A mi país, que a pesar de todo sigue siendo una gran nación.

A la memoria de mis abuelos Edgar Loynaz Páezpumar, Dora Ruiz de Loynaz, José Parra y a mi gran amigo Pablo Njaim Carrero.

A toda mi familia, amigos y profesores, que siempre estuvieron presentes en mi desarrollo profesional, apoyándome y aconsejándome en todo momento.

DEDICATORIA
JOSÉ GREGORIO BASANTA

A la memoria de mi madre Maria Isabel, por haberme ayudado a ser un hombre ejemplar.

A mi esposa Felicita, por haberme soportado.

A mis hijos Junior y José David por darle vida a este ser.

A mis hermanas Francisca y Zayra por haberme ayudado a seguir adelante

AGRADECIMIENTOS

A Dios, y a la Virgen por estar siempre con nosotros, dándonos salud.

A mi madre y mi padre, al Ingeniero y Profesor Joseba De Ondiz, por el apoyo que nos ha brindado durante todo el trabajo, gracias, por el empeño y dedicación que nos permite alcanzar este objetivo tan importante el día de hoy. Gracias por ser más que un tutor, un amigo.

A los Ingenieros Miguel Palop Beloqui y Victor Mantilla Chico, por el apoyo técnico brindado en todo lo referente al material y uso de su oficina de proyectos en el desarrollo de esta tesis.

Al Ingeniero Andrés Otero Peña, por su apoyo constante, colaboración y solidaridad durante la realización de este proyecto.

A los Ingenieros Giancarlo Collela y Edis Oviedo, por el apoyo técnico e incondicional brindado en la ejecución de este proyecto.

A mis primos hermanos Parra Bermúdez, a mis amigos Antonio Mogollón, Juan Manuel y Francisco Sucre, Leonardo Palop, Rommel González, Félix Blanco, Milanyela Hernández, Roberto Azancot, Daniel Toro, y Francisco Alfonso, a mi compadre y comadre Román Chomiak y Ketty Moretti, quienes tuvieron una mano amiga en todo momento, y mostraron siempre su apoyo permanente.

A la Universidad Central de Venezuela por formarnos Ucevista siempre.

A la familia Thomas López por haberme ayudado a lograr este objetivo, igual para Igor Jiménez, Michael Wetzstein y Pablo Millán.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	IV
OBJETIVOS.....	V

CAPITULO 1

1.1. Flujos en canales abiertos.....	1
1.1.1. Regímenes de flujo.....	4
1.1.2. Estado de flujo.....	7
1.1.3. Tipos de flujo.....	9
1.2. Canales abiertos y sus propiedades.....	9
1.2.1. Clases de canales abiertos.....	10
1.2.2. Geometría de un canal.....	11
1.2.3. Elementos geométricos de una sección de canal.....	12

CAPITULO 2

2.1. Principio de energía	15
2.1.1. Definición de energía específica.....	15
2.1.2. Criterio para el estado crítico del flujo.....	17
2.1.3. Fenómenos locales, la caída hidráulica.....	17
2.2. Flujo crítico y sus aplicaciones.....	19
2.2.1. Flujo crítico.....	19
2.2.2. Factor de sección para el cálculo de flujo crítico.....	20

2.3. Régimen permanente y uniforme, su desarrollo.....	23
2.3.1. Régimen permanente uniforme.....	23
2.3.2. Factor de sección para el cálculo de flujo permanente uniforme.....	25

CAPITULO 3

3.1. Diseño hidráulico de canales para distintos caudales y pendientes.....	27
3.1.2. Ejemplo del cálculo de, y_c , y_n mediante un programa interactivo.....	30
3.1.3. Ejemplo del cálculo de, y_c , y_n mediante curvas	33
3.1.4. Tablas comparativas de los valores de y_c , y_n para distintos caudales...36	
3.2. Diseño hidráulico de caídas para distintos caudales y pendientes.....	41
3.2.1. Características Generales.....	44
3.2.2. Ejemplo del cálculo de caída o grada.....	46
3.2.3. Cálculo del diseño estructural de las caídas.....	51
3.3 Diseño hidráulico de rápidos para distintos caudales y pendientes.....	54
3.3.1. Características Generales.....	56
3.3.2. Ejemplo del cálculo hidráulico de la pendiente.....	59
3.3.3. Calculo del diseño estructural de los rápidos.....	66

CAPITULO 4

4.1 Cómputos métricos y costos de los rápidos y las caídas.....	72
4.2 Gráficos comparativos entre rápidos y caídas.....	80

INDICES DE FIGURAS Y ÁBACOS

1.1. Flujo en tuberías y canales abiertos.....	2
1.2. Flujo real y equivalente.....	4
1.6. Curva de energía específica.....	17
1.7. Caída libre.....	19
1.8. Curva teórica de la superficie del agua en la caída libre.....	19
2.2. Pendientes subcrítica, crítica y supercrítica.....	24
3.0. a Topografías.....	41
3.0. b Topografías.....	42
3.1. Planta de las Transiciones.....	42
3.2. Diagrama de presiones.....	43
3.3. Perfil longitudinal del terreno seleccionado.....	44
3.4. Muro del tipo F para alturas de 1.00 hasta 4.00m.....	52
3.5. Muro de sostenimiento para alturas de 8.00m.....	53
3.6. Canal tipo rápido y planta.....	54
3.7. Sistema de clasificación de perfiles de flujo gradualmente variado.....	55
3.8. Canal tipo rectangular entre las secciones.....	57
3.9. Rápido primer caso del conjugado.....	60
4.1. Rápido segundo caso del conjugado.....	61
4.2. Rápido tercer caso del conjugado.....	64

4.3. Rápido con muros laterales y Borde libre.....	65
4.4. Gráfico para el cálculo del borde libre.....	65
144. Grada o caída con resalto rechazado.....	49
145. Valor experimental de máximo presión, parámetro de grada D_H	50
146. Cálculo de la distancia d_t a que se produce la profundidad h_t	50
A.2.0. Curvas para determinar la profundidad crítica $Z = A\sqrt{D}$	21
A.2.1. Curvas para determinar la profundidad normal $AR^{2/3}$	22

LISTA DE TABLAS

T.A.1. Elementos geométricos de un canal.....	13
T.1.1. Canal trapecial no revestido con pendiente de 2 por mil.....	36
T.1.2. Canal trapecial no revestido con pendiente de 6 por mil.....	37
T.1.3. Canal trapecial no revestido con pendiente de 8 por mil.....	38
T.1.4. Canal trapecial no revestido con pendiente de 1 por ciento.....	39
T.1.5. Canal rectangular revestido con pendiente de 5.51 por ciento.....	40
T.1.6. Longitudes d_t al pie de las caídas para $B = 1$	48
T.1.7. Longitudes d_t al pie de las caídas para $B = 1.5$	48
T.1.8. Longitudes d_t al pie de las caídas para $B = 2.5$	48
T.1.9. Longitudes d_t al pie de las caídas para $B = 3.0$	48
T.3.1. Canal rectangular con gastos de 1, 2, 8, 10 m ³ /s con S_c y S_{rapido}	60

T.3.3. Tipo de casos de conjugados con gastos de 1, 2, 8, 10m ³ /s para $S = 2\%$	68
T.3.4. Tipo de casos de conjugados con gastos de 1, 2, 8, 10m ³ /s para $S = 6\%$	69
T.3.5. Tipo de caso de conjugados con gastos de 1, 2, 8, 10m ³ /s para $S = 8\%$	70
T.3.6. Tipo de caso de conjugados con gastos de 1, 2, 8, 10m ³ /s para $S = 1\%$	71
T.4.0. Costos totales de las losas y muros en las caídas para $B = 1$	74
T.4.1. Costos totales de las losas y muros en las caídas para $B = 1.5$	74
T.4.2. Costos totales de las losas y muros en las caídas para $B = 2.5$	75
T.4.3. Costos totales de las losas y muros en las caídas para $B = 3.0$	75
T.4.4. Costos totales para muros en los rápidos para $B = 1.0$	76
T.4.5. Costos totales para muros en los rápidos para $B = 1.5$	76
T.4.6. Costos totales para muros en los rápidos para $B = 2.5$	76
T.4.7. Costos totales para muros en los rápidos para $B = 3.0$	77
T.4.8. Costos totales para las losas en los rápidos para $B = 1.0$	77
T.4.9. Costos totales para las losas en los rápidos para $B = 1.5$	77
T.5.0. Costos totales para las losas en los rápidos para $B = 2.5$	78
T.5.1. Costos totales para las losas en los rápidos para $B = 3.0$	78
T.5.2. Costos totales para el relleno en el rápido con $B = 1.0$	78
T.5.3. Costos totales para el relleno en el rápido con $B = 1.5$	79
T.5.4. Costos totales para el relleno en el rápido con $B = 2.5$	79
T.5.5. Costos totales para el relleno en el rápido con $B = 3.0$	79

ANEXO 1 y 2 (TABLAS DE MUROS DE SOSTENIMIENTO Y FOTOGRÁFICO):

T.1.1. Tabla para muro de altura igual a $h=1.00m$	87
T.1.1. Tabla para muro de altura igual a $h=1.50m$	87
T.1.2. Tabla para muro de altura igual a $h=2.00m$	88
T.1.2. Tabla para muro de altura igual a $h=2.50m$	88
T.1.3. Tabla para muro de altura igual a $h=3.00m$	89
T.1.3. Tabla para muro de altura igual a $h=3.50m$	89
F.2.0. Canal trapecial con transición a rectangular.....	90
F.2.1. Canal trapecial.....	90
F.2.2. Canal Trapecial con transición a rectangular.....	91
F.2.3. Canal elevado con caída.....	91
F.2.4. Canal con rápido y pozo disipador.....	92
F.2.5. Construcción de canal de riego (trapecial).....	92
F.2.6. Canal de riego sin revestimiento.....	93
F.2.7. Canal de riego trapecial.....	93
CONCLUSIÓN.....	84
BIBLIOGRAFÍA.....	94

INTRODUCCIÓN

El conocimiento de la hidráulica de canales abiertos, esencial para el diseño de diferentes estructuras hidráulicas ha ido avanzando rápidamente. En los canales abiertos el factor primordial en el análisis de flujo es la localización de la superficie libre, ésta asciende y desciende en respuesta a perturbaciones del flujo (por ejemplo por cambios en la pendiente). Los principales parámetros en un estudio hidráulico son la geometría del canal (ancho, pendiente), la rugosidad de su superficie, las propiedades del fluido y los parámetros del flujo (caudal, velocidad, profundidad del flujo).

Un canal abierto es una vía de agua, canal o conducto en el cual un líquido fluye con una superficie libre bajo presión atmosférica (Hubert Chanson, 2002). Para que trabaje como un canal, el aire debe estar por encima de la superficie. El trazado de un canal se deduce de la topografía local que lo condiciona y en donde se pueden incluir diversas estructuras entre ellas caídas o gradas y rápidos para salvar los cambios topográficos abruptos. En general los drenajes se excavan directamente en el terreno sin borde libre y los canales de riego en tierra se excavan en terraplenes compactados previamente de manera que el agua domine el terreno a regar, aunque también existen canales de concreto elevados sobre soportes sin terraplenes de tierra.

Por otra parte en el diseño de un canal actúan varios factores que intervienen en el costo. El costo es función del volumen de excavaciones y rellenos necesarios de las estructuras hidráulicas necesarias para los diversos casos que incidirán en los costos finales.

Existen diseños hidráulicos y estructurales de caídas y rápidos para diferentes caudales, pero los análisis comparativos con diferentes caudales y pendientes aquí propuestos, permitirá poder optar por el más adecuado técnica y económicamente para facilitar la escogencia en estudios preliminares y de anteproyecto de la variante más conveniente.

El *rápido* es un canal con altas pendientes. La *caída* es similar a un rápido, pero el cambio en elevación se ejecuta verticalmente y en una distancia corta. Los canales excavados en tierra normalmente presentan una sección *trapezoidal* debido a que son más fáciles de construir por la estabilidad de sus taludes. En los canales, los elementos geométricos son propiedades de la sección de un canal que pueden ser definidos de acuerdo a sus características y a la profundidad del flujo.

En el estudio a realizar se tendrán como variables principales los elementos siguientes: Los distintos caudales en régimen permanente para las distintas caídas o rápidos alternativos necesarios, comparando los costos correspondiente en cada caso. Además se pretende establecer que dichas comparaciones sirvan como guía necesaria para futuros proyectistas diferentes casos como los que se analizan, para así poder orientarse sin mucha pérdida de tiempo en cual solución debe adoptarse y ejecutar sin mas dilación su diseño definitivo.

OBJETIVOS

Objetivo General:

Evaluar hidráulica y estructuralmente casos de descensos localizados y abruptos del terreno para diferentes anchos de canal y caudales en el desarrollo del trazado forzoso de un canal trapecial en régimen permanente, intercalando las caídas o rápidos necesarios y comparar su desempeño técnico y económico.

Objetivo Específico:

Determinar aproximadamente la estructura más económica en descensos apreciables de la cota de rasante de fondo de un canal de riego o drenaje por influencia de una topografía abrupta y característica.

CAPITULO 1

1.1. Flujo en Canales Abiertos.

El flujo de agua puede ser bajo *presión atmosférica* o a *presión en un conducto cerrado*. Estas dos clases de flujos son similares en muchos aspectos pero se diferencian en un aspecto importante. El flujo en un canal abierto debe tener una *superficie libre*, bajo una presión constante generalmente atmosférica en tanto que el flujo a presión no la tiene, debido a que en este caso el agua debe llenar completamente el conducto y este debe ser cerrado para soportar la presión que la impulsa, mayor que la atmosférica. El flujo en tubería, al estar confinado en un conducto cerrado, no está sometido a la presión atmosférica de manera directa, sino a una sobre presión adicional mayor o menor que la atmosférica que condiciona el flujo.

El flujo en canales abiertos se encuentra tanto en la naturaleza como en estructuras artificiales. En la naturaleza, los flujos tranquilos se observan en los ríos grandes de llanura y en sus desembocaduras, las aguas rápidas o torrentes se encuentran en los ríos de montaña de gran pendiente.

Los canales abiertos artificiales y los ríos de mayor o menor tamaño son utilizados para el suministro de agua para riego, agua que puede servir para generación de energía. También como canales de drenaje para conducir el agua provenientes de las lluvias y para conducir agua para suministro de poblaciones.

Los flujos en canales abiertos se producen para grandes y pequeños caudales. Por ejemplo, la profundidad de flujo puede variar entre unos pocos centímetros en plantas de tratamiento de agua hasta más de $10m$ en ríos grandes. La velocidad media del flujo varía desde menos de $0.01m/seg$ en aguas tranquilas a más de $50m/seg$ en vertederos de alta energía. El rango total de caudales puede extenderse desde $Q \cong 0.001 L/seg$ en plantas químicas a $Q > 10.000 m^3/seg$ en ríos grandes y vertederos de aliviaderos de grandes embalses.

Sin embargo en cada situación, no se conoce de antemano la ubicación de la superficie libre y esta se determina aplicando los principios de la conservación de la masa y de momentum o cantidad de movimiento.

Existen características diferentes entre el flujo en canales abiertos y el flujo en tuberías como se muestran en la (figura 1-1).

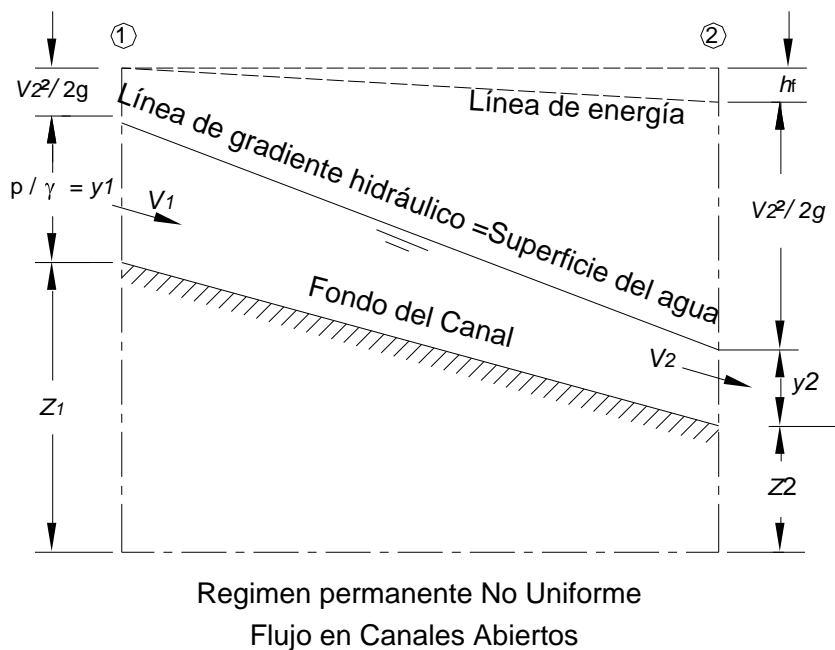
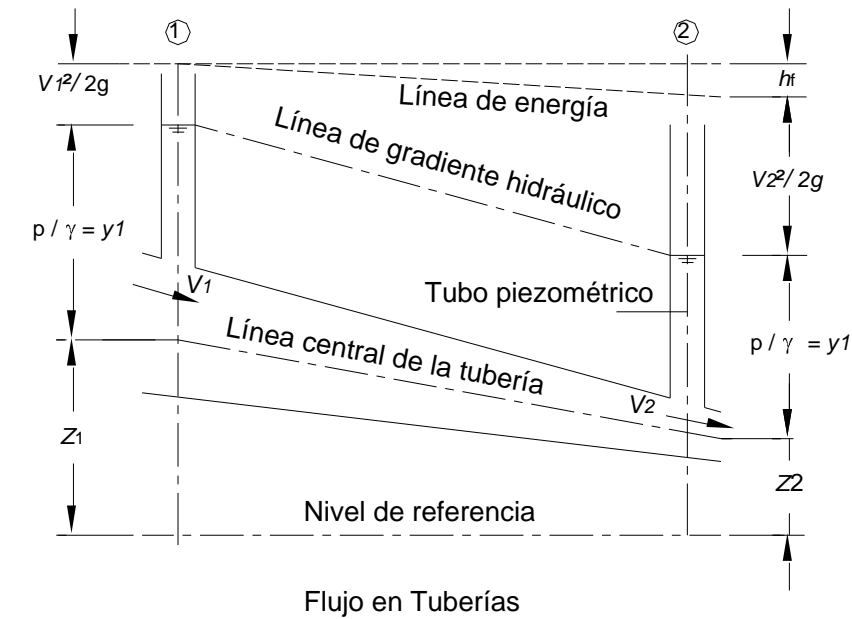


Figura 1-1.

En un canal abierto, el caudal es desplazado por efectos de la gravedad, en lugar del trabajo generado por la presión, como es el caso del flujo a presión. Otra característica dominante del flujo en un canal abierto es la presencia de una superficie libre bajo presión atmosférica. Las condiciones del flujo se complican por el hecho de que la posición de la superficie libre puede cambiar con el tiempo y con el espacio, y también por el hecho de que la profundidad de flujo, el caudal y las pendientes del fondo del canal y de la superficie libre son interdependientes.

La apariencia física en los canales abiertos por lo general, varían mucho más que la de los conductos cerrados; en éstos la sección transversal del flujo es fija, debido a que está completamente definida por la geometría del conducto. La sección transversal de la tubería por lo general es circular, en tanto la de un canal abierto puede ser de varias formas, circular, trapecial, triangular, parabólica, policéntrica, hasta las formas irregulares de las secciones naturales de los ríos, quebradas y caños.

En las tuberías, la superficie interior por lo general tiene rugosidades que varían desde aquellas correspondientes a tuberías nuevas de latón liso o de madera machihembrada, por un lado, hasta las tuberías de hierro o acero, viejas y corroídas, por el uso. En canales abiertos la superficie varía desde la correspondiente a metales pulidos utilizados en canaletas de prueba hasta la correspondiente a lechos rugosos llenos de vegetación e irregulares en ríos. También la rugosidad en un canal abierto varía con la posición de la superficie libre con la profundidad. Por consiguiente, la selección de los coeficientes de fricción implica una mayor incertidumbre para el caso de canales abiertos que para las tuberías. La mayoría de las formulas establecidas para el diseño de canales y tuberías han sido experimentales.

(Ref. 1)

1.1.1. Regímenes de Flujo.

Los flujos pueden ser unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales dependiendo de la cantidad de variables que condicionan la velocidad

$\vec{v} = v_x \vec{i} + v_y \vec{j} + v_z \vec{k}$. En el flujo unidimensional solo existe una componente v_x, v_y, v_z . El régimen del flujo en canales abiertos se clasifica como sigue:

En los tramos rectos de los canales abiertos el flujo que transporta el canal a pesar de la influencia de la fricción se estudia como unidimensional, con una velocidad equivalente al caudal o gasto dividido por el área de la sección transversal perpendicular al desplazamiento. (figura 1-2).

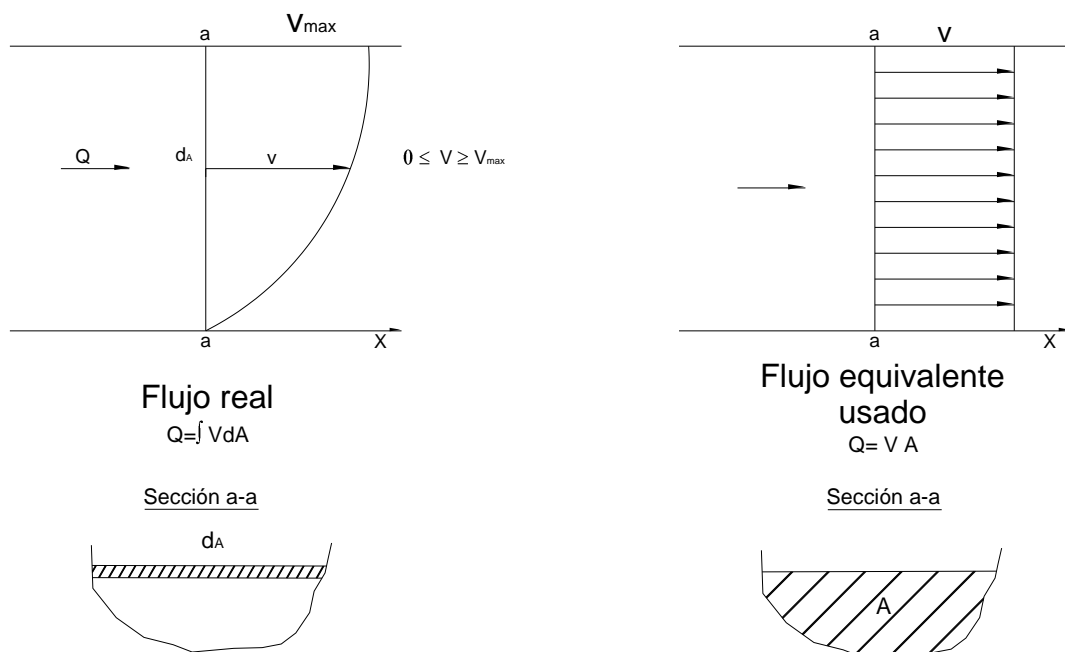


Figura 1.2

El Régimen Permanente en una canal es aquel cuyo gasto Q es constante en el tiempo, éste se clasifica a su vez en *Uniforme* y *No Uniforme*.

El uniforme es aquel cuya velocidad y área son constantes, el no uniforme la velocidad es variable con la distancia.

En el *Régimen No Permanente* el gasto varía con el tiempo. Su clasificación como el permanente será *Uniforme* y *No Uniforme*, en el primer caso el gasto es constante entre secciones para un instante dado pero varía en el próximo instante conservando la igualdad del nuevo caudal entre las referidas secciones y en el No Uniforme el gasto es función tanto de la distancia y el tiempo.

En la mayor parte de los problemas de canales abiertos se estudia el comportamiento del flujo sólo bajo condiciones de régimen permanente. En crecientes, por ejemplo que son casos comunes del flujo no permanente, el nivel de flujo cambia con el tiempo en cada sección a medida que las ondas pasan y los elementos tiempo y espacio se vuelven de vital importancia para el diseño de estructuras de control.

En régimen permanente, el caudal Q en una sección del un canal se expresa como:

$$Q = VA \quad (\text{ec. 1.1})$$

Donde V es la velocidad media equivalente y A es el área de la sección transversal al flujo perpendicular a la dirección de éste.

En todos los casos de régimen permanente el caudal es constante a través del tramo de canal en consideración. Entonces, a partir de la (ec. 1.1)

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 = \dots \quad (\text{ec. 1.2})$$

Donde los subíndices designan diferentes secciones del canal. Ésta es la *ecuación de continuidad o de conservación de la masa* para régimen permanente, flujo unidimensional, uniforme o no uniforme.

Sin embargo la (ec. 1.2) obviamente no es válida cuando el caudal de un flujo es no permanente a lo largo del canal, es decir, cuando parte del agua sale o entra a lo largo del curso del flujo, variando el caudal. Este tipo de flujo, conocido como *flujo espacialmente variado* o discontinuo no permanente, se presenta en cunetas o a lo largo de carreteras, en vertederos de canal lateral, en canaletas de agua de lavado de filtros, en canales de efluentes alrededor de tanques de plantas de tratamiento de aguas residuales.

Régimen permanente y uniforme: Se dice que el régimen en canales abiertos es *permanente y uniforme*, si la profundidad y velocidad del flujo es la misma en cada sección del canal.

En *régimen permanente y uniforme* la sección y la pendiente del mismo no cambian en el desarrollo del canal.

El *régimen permanente y no uniforme* se da cuando la profundidad y velocidad cambian a lo largo del canal, siendo el caudal constante.

La clasificación de los regímenes en canales abiertos se resume de la siguiente manera:

A. Régimen permanente ($Q = cte.$)

1. Uniforme. ($V = cte.$)
2. No uniforme o variado. ($V \neq cte.$) varía de sección a sección con el desplazamiento.

B. Régimen no permanente. ($Q \neq cte.$)

1. Uniforme. ($Q =$ función de la distancia)
2. No uniforme. ($Q =$ función de la distancia y tiempo)

En los canales de riego y drenaje, el cálculo por lo general se efectúa para *flujo unidimensional, turbulento, permanente y subcrítico*. Así se considerará en este trabajo

1.1.2. Estado de Flujo.

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

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

En general los flujos en canales abiertos de riego y drenaje son turbulentos.

El *número de Reynolds*, está definido por la relación entre las fuerzas de inercia y las de viscosidad y se representa en canales como:

$$R = \frac{VL}{\nu} \quad (\text{ec. 1.3})$$

Donde V es la velocidad del flujo; L es una longitud característica la cual es considerada equivalente a $4R_h$ del canal y ν (nu) es la viscosidad cinemática del agua.

$$R = \frac{V \times 4R_h}{\nu}, \quad \nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (\text{ec. 1.3})$$

Efecto de la gravedad. El efecto de la gravedad sobre el estado del flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales.

Esta relación esta dada por el *número de Froude*, definido como:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (\text{ec. 1.4})$$

Donde V es la velocidad media del flujo g es la aceleración de la gravedad y L es la longitud característica. En el flujo en canales abiertos, la longitud característica se hace igual a la *profundidad hidráulica* D , la cual está definida como el área de sección transversal del agua perpendicular a la dirección del flujo en el canal, dividido por el ancho de su superficie libre.

Cuando F es igual a la unidad la ecuación (ec. 1.4) se convierte en:

$$V = \sqrt{gD} \quad (\text{ec. 1.5})$$

y se dice que el flujo está en estado *crítico*. Si F es menor que la unidad, o $V < \sqrt{gD}$, el flujo es *subcrítico*. En este estado el papel jugado por las fuerzas gravitacionales es más pronunciado; por tanto, el flujo tiene una velocidad baja y a menudo se describe como tranquilo y de corriente lenta. Si F es mayor que la unidad, o $V > \sqrt{gD}$, el flujo es *supercrítico* o *torrencial*. (Ref. 1)

1.1.3 Tipos de Flujo.

El flujo en canales con agua es en el 99% de los casos turbulento pues:

$$R = \frac{VL}{\nu} \leq 2000, \quad \nu_{h_2o} \cong 10^{-6} \frac{m^2}{seg}.$$

Para ser laminar el producto VL deberá ser tan pequeño, que no sería útil su transporte.

1.2. Canales Abiertos y sus Propiedades:

Un canal abierto es un conducto en el cual, el agua fluye con superficie libre. De acuerdo con su origen, un canal puede ser *natural* o *artificial* pueden ser no revestidos o revestidos con concreto, cemento, pasto, madera, etc.

Los canales naturales incluyen todos los cursos de agua que existen de manera natural en la tierra, los cuales varían en tamaño desde pequeños arroyos, hasta quebradas, arroyos, ríos pequeños y grandes, y estuarios de mareas. Las corrientes subterráneas que transportan agua con una superficie libre, acuíferos no confinados, también son consideradas como canales abiertos naturales pero el agua escurriendo entre los poros o vacíos dejados por los granos del suelo, por lo general en flujo laminar con un Reynolds $R < 1$. ($R = \frac{VxD_{Efectivo(Granosdelsuelo)}}{\nu}$)

Las propiedades hidráulicas de un canal natural por lo general son muy variables, las secciones se calculan por coordenadas.

Los canales artificiales son aquéllos construidos o desarrollados mediante el esfuerzo humano: canales de navegación, canales de centrales hidroeléctricas, canales y canaletas para riego, cunetas de drenaje, vertederos canales de desborde, canaletas de madera, cunetas a lo largo de carreteras, etc., así como los canales de modelos construidos en laboratorio, con propósitos experimentales.

Las propiedades hidráulicas de estos canales pueden ser controladas hasta el nivel deseado o diseñadas para cumplir unos requisitos determinados. La aplicación de las teorías hidráulicas a canales artificiales producirá, por tanto, resultados bastante similares a las condiciones reales y, por consiguiente, son razonablemente exactos para propósitos prácticos de diseño. (*Ref. 1*).

En nuestro caso para riego y drenaje por gravedad, la sección mas usada es la trapecial, por su facilidad constructiva, manteniendo en las estructuras de rápidos y caídas secciones rectangulares.

1.2.1. Clases de Canales Abiertos

Bajo diferentes circunstancias en la práctica la ingeniería, los canales abiertos artificiales reciben diferentes nombres, como "canal artificial", "canaleta", "rápida", "caída", "alcantarilla", "túnel con flujo a superficie libre", etc. Sin embargo estos nombres se utilizan de una manera más o menos imprecisa y sólo se definen de un modo muy general.

El *canal artificial* por lo general es un canal largo con pendiente suave construido sobre el suelo, que puede ser no revestido o revestido con piedras, concreto, cemento, madera o materiales bituminosos. La *canaleta* de madera, de metal, de concreto, o de mampostería, a menudo soportado en o sobre la superficie de un terreno para conducir el agua a través de una depresión.

La *rápida* es un canal que tiene altas pendientes. La *caída* se usa en lugar de una rápida, pero el cambio en elevación se efectúa en una distancia corta para salvar cambios bruscos de las cotas del terreno. La *alcantarilla*, que fluye parcialmente llena, es un canal cubierto con una longitud comparativamente corta instalado para drenar el agua a través de terraplenes de carreteras o de vías férreas.

El *túnel con flujo a superficie libre* es un canal cubierto comparativamente largo, utilizado para conducir el agua a través de una colina o cualquier obstrucción del terreno. (Ref. 1). Un ejemplo es el túnel de trasvase Yacambù-Quibor en el estado Lara a terminarse en el año 2008 con 24 kilómetros de longitud y un caudal de $Q = 9m^3 / seg.$

Las cloacas son casi siempre tuberías circulares que trabajan como canales abiertos

1.2.2. Geometría de un Canal

Un canal construido con una sección transversal invariable y una pendiente de fondo constante se conoce como *canal prismático*. De otra manera, el canal es *no prismático*; un ejemplo es un vertedero de ancho variable y alineamiento curvo.

El término *sección de un canal* se refiere a la sección transversal de un canal tomado en forma perpendicular a la dirección del flujo.

Los canales artificiales a menudo se diseñan con secciones de figuras geométricas regulares. La (tabla A.1) relaciona 5 formas geométricas utilizadas comúnmente.

El trapecio es la forma más común para canales con taludes en tierra sin recubrimiento, con las indicaciones necesarias para su estabilidad.

El rectángulo y el triángulo son caso especiales del trapecio. Debido a que el rectángulo tiene lados verticales, por lo general se utiliza para canales construidos con materiales estables, como concreto, roca, metal o madera. La sección triangular sólo se utiliza para pequeñas acequias, cunetas a lo largo de carreteras y trabajos de laboratorio. El círculo es la sección más común para alcantarillas de tamaños pequeño y mediano.

La parábola se utiliza como una aproximación a secciones de canales naturales de tamaños pequeños y medianos.

Secciones geométricas compuestas, diferentes del círculo se utilizan con frecuencias en alcantarillados de aguas negras, de manera particular para alcantarillas suficientemente grandes que permitan la entrada de un hombre.

Estas secciones reciben diferentes nombres de acuerdo con su forma; pueden ser de ovoide, semielípticos, en forma de U, herradura, etc. Los rectángulos y cuadrados completos, también son comunes en alcantarillados grandes.

1.2.3. Elementos Geométricos de una Sección de Canal.

Los *elementos geométricos* son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad del flujo. Estos elementos son muy importantes y se utilizan con amplitud en el cálculo de flujo.

Para secciones de canales regulares y simples, los elementos geométricos pueden expresarse matemáticamente en términos de la profundidad del flujo y su ancho. Para secciones complicadas y secciones de corrientes naturales, sin embargo, no se puede escribir una sección simple para expresar estos elementos, pero pueden prepararse curvas que representen la relación entre estos elementos y la profundidad de flujo para uso en cálculos hidráulicos ellos se detallan en la (tabla A. 1).




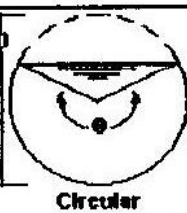
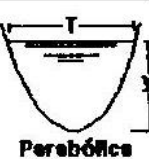
Sección	Area hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R_H	Espejo de agua D
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta - \text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$\frac{(\text{sen}\frac{\theta}{2})D}{2\sqrt{y(D-y)}}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Tabla A.1. Elementos Geométricos de Sección de Canal

La *profundidad del flujo*, y , es la distancia vertical desde el punto mas bajo de una sección del canal hasta la superficie libre. A menudo esté término se intercambia con la *profundidad de flujo de la sección*, d . En efecto, la profundidad de flujo de la sección es la *profundidad* de flujo perpendicular a la dirección de éste, o la altura de sección del canal que contiene el agua. Para un canal con un ángulo de pendiente longitudinal $\varphi > 5^\circ$, puede verse que la profundidad de flujo es igual a la profundidad de sección de flujo dividida por $\cos\varphi$. En el caso de canales empinados, por consiguiente, los dos términos deben utilizarse de manera discriminada.

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

El *ancho superficial* T es el ancho de la superficie del agua del canal en la superficie libre.

El *perímetro mojado* P es la longitud de la línea de intersección de la superficie de canal mojada con las paredes y fondo del canal.

El *área mojada* A es el área de la sección transversal del flujo perpendicular a la dirección del flujo.

El *radio hidráulico* R es la relación del área mojada con respecto a su perímetro mojado, o

$$R = A/P \quad (\text{ec. 1.6})$$

La *profundidad hidráulica* D es la relación entre el área mojada y el ancho en la superficie, o

$$D = A/T \quad (\text{ec. 1.7})$$

El *factor de sección para el cálculo de flujo crítico* Z (zeta) es el producto del área mojada y la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica, ó

$$Z = A\sqrt{A/T} = \frac{Q}{\sqrt{g}} \quad (\text{ec. 1.8})$$

Para el cálculo de flujo uniforme se usa $AR^{2/3}$ producto del área mojada y el radio hidráulico elevado a la potencia $2/3$. (Ref. 1).

CAPITULO 2

2.1 Principio de Energía:

2.1.1. Definición de Energía Específica

Un principio central en cualquier tratamiento de hidráulica de flujo en canales abiertos debe ser la ley de conservación de la energía. La energía total de la unidad de peso del agua viajando sobre una línea de corriente está dada por la ecuación de Bernoulli o:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{ec.2.0})$$

La suma $z + \left(\frac{p}{\gamma}\right)$ define la elevación de la línea de cota piezométrica sobre el plano o datum de referencia; en general, el valor de esta suma varía de punto a punto a lo largo de la línea de corriente.

En régimen permanente y uniforme, la suma $z + \left(\frac{p}{\gamma}\right)$ es constante e igual a la cota de la superficie libre, siendo esta la línea piezométrica o *L.G.H* (línea de gradiente hidráulico).

Por definición, la *energía específica* de un flujo en el canal abierto relativo al fondo del canal es:

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (\text{ec.2.1})$$

Donde se toma $\alpha \cong 1$, factor de corrección de la carga de velocidad ya que en el flujo turbulento α es cercano a la unidad de Bernoulli y como en la ecuación está en a ambos lados, el error se reparte entre ambos lados reduciéndose.

Para el caso de canales, $V =$ velocidad equivalente que se está considerando ($V = \frac{Q}{A}$, donde A es el área hidráulica y Q es el gasto).

Cuando la profundidad de flujo se grafica contra la energía específica para una sección de canal y un caudal determinados, se obtiene una *curva de energía específica* (figura 1-6). Esta curva tiene dos ramas, AC y BC . La rama AC se aproxima asintóticamente al eje horizontal hacia la derecha. La rama BC se aproxima también a la línea que pasa a través del origen y tiene un ángulo de inclinación igual al 45° .

En cualquier punto “ P ” de esta curva, la ordenada representa la profundidad y la abscisa representa la energía específica, que es igual a la suma de la altura de presión y la altura de velocidad $\frac{v^2}{2g}$.

La curva muestra que, para una energía específica determinada, existen dos posibles profundidades, la *profundidad baja* y_1 y la *profundidad alta* y_2 . La profundidad baja es la profundidad alterna de la profundidad alta, y viceversa. Si consideramos cambios de profundidades supercríticas (menores que Y_c) a subcríticas (mayores que Y_c) ellas se llaman *conjugadas*.

En el punto C , la energía específica es mínima. Esta condición de energía específica mínima corresponde al estado crítico del flujo. Por consiguiente en el estado crítico es claro que las dos profundidades alternas se convierten en una, la cual es conocida como *profundidad crítica* (Y_c). Cuando la profundidad de flujo es mayor que la profundidad crítica, la velocidad de flujo es menor que la velocidad crítica para un caudal determinado y, por consiguiente, el flujo es subcrítico. Cuando la profundidad del flujo es menor que la profundidad crítica, el flujo es supercrítico. Por tanto, y_1 es la profundidad de un flujo supercrítico y (y_2) es la profundidad de un flujo subcrítico. (Ref. 1).

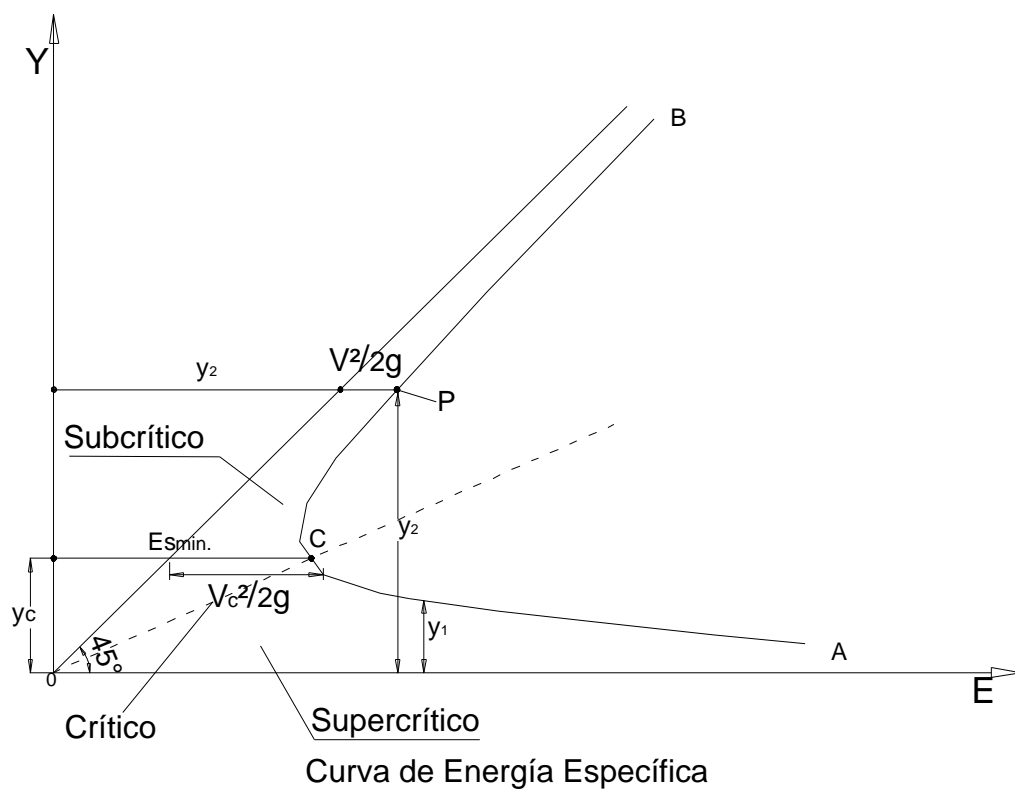


Figura 1.6

2.1.2. Criterio para el estado crítico del flujo:

Su definición, es que éste es el estado de flujo para el cual la energía específica es mínima para un caudal determinado por lo que para esa energía mínima la profundidad es crítica.

2.1.3. Fenómenos locales, la caída hidráulica:

En los canales abiertos ocurren cambios en el estado de flujo subcrítico a supercrítico, y viceversa producto del cambio de la geometría del canal y de su pendiente.

Tales cambios se manifiestan con un correspondiente cambio en la profundidad de flujo de una profundidad mayor que la crítica a una menor, o viceversa. Si el cambio ocurre con rapidez a lo largo de una distancia relativamente corta, el flujo es rápidamente variado y se conoce como *fenómeno local*. La caída hidráulica y el resalto hidráulico son dos tipos de fenómenos locales, los cuales se describen a continuación:

La *Caída libre* (*figura 1-7*) y (*figura 1-8*) es un caso especial de la caída hidráulica. Ésta ocurre cuando existe una discontinuidad apreciable en el fondo de un canal. A medida que la caída libre avanza en el aire en forma de lámina, no existirá curva invertida en la superficie del agua hasta que ésta choque con algún objeto en elevación, pues buscará siempre la posición más baja.

Es una ley natural que, si no se añade energía externa, la superficie del agua buscará siempre la posición más baja posible, la cual corresponde al menor contenido posible de disipación de energía. Si la energía específica en una sección localizada aguas arriba es E , tal como se muestra en la curva de energía específica, la energía continuará disipándose en su camino hacia aguas abajo y por último alcanzará un contenido de energía mínimo E_{\min} . La curva de energía específica muestra que la sección de energía mínima o sección crítica debe ocurrir cercana al borde de la caída.

La profundidad cerca del borde no puede ser menor que la profundidad crítica debido a que una disminución adicional en la profundidad requeriría un incremento en la energía específica, lo cual es imposible a menos que se suministre energía externa adicional. La curva teórica de la superficie del agua en una caída libre se muestra como una línea punteada en la (*figura 1-8*).

(*Ref. 1*). En este caso la influencia de la caída libre genera la energía adicional necesaria y en el borde se demuestra experimentalmente que en régimen subcrítico la profundidad en el borde es $0.715 Y_c$.

Para los cálculos de caídas, sin embargo usaremos Y_c pues se basan en trabajos experimentales del Ing. Francisco Javier Domínguez.

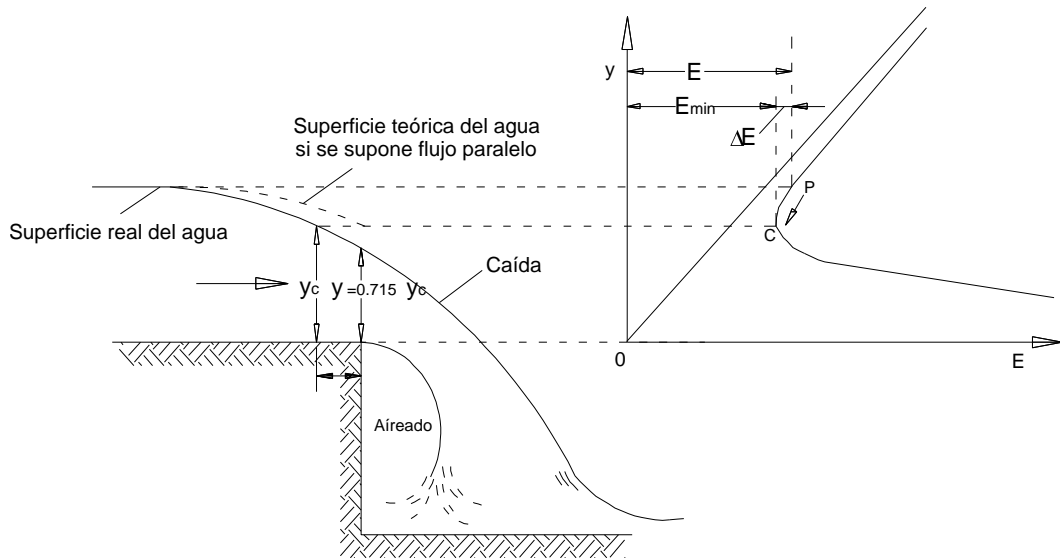


Figura 1.7 y Figura 1.8

2.2. Flujo Crítico y sus Aplicaciones.

2.2.1. Flujo Crítico

Tal como se describió anteriormente, el estado crítico del flujo a través de una sección de canal se caracteriza por varias condiciones importantes.

En resumen estas son: 1) la energía específica es mínima para un caudal determinado; 2) el caudal es máximo para esa energía específica; 3) la carga de velocidad es igual a la mitad de la profundidad hidráulica; 4) el número de Froude es igual a la unidad; 5) la velocidad del flujo crítico en un canal rectangular, es igual a la celeridad de pequeñas ondas gravitacionales en aguas poca profundas causadas por perturbaciones locales. $V = \sqrt{gy}$ = Ondas superficiales, por ello las ondas generadas por la caída de una piedra en la corriente no pueden remontar el flujo crítico $V_0 = V_c$

2.2.2. Factor de Sección para el Cálculo de Flujo Crítico.

Al sustituir la ecuación:

$$V = Q/A$$

En el número de Froude,

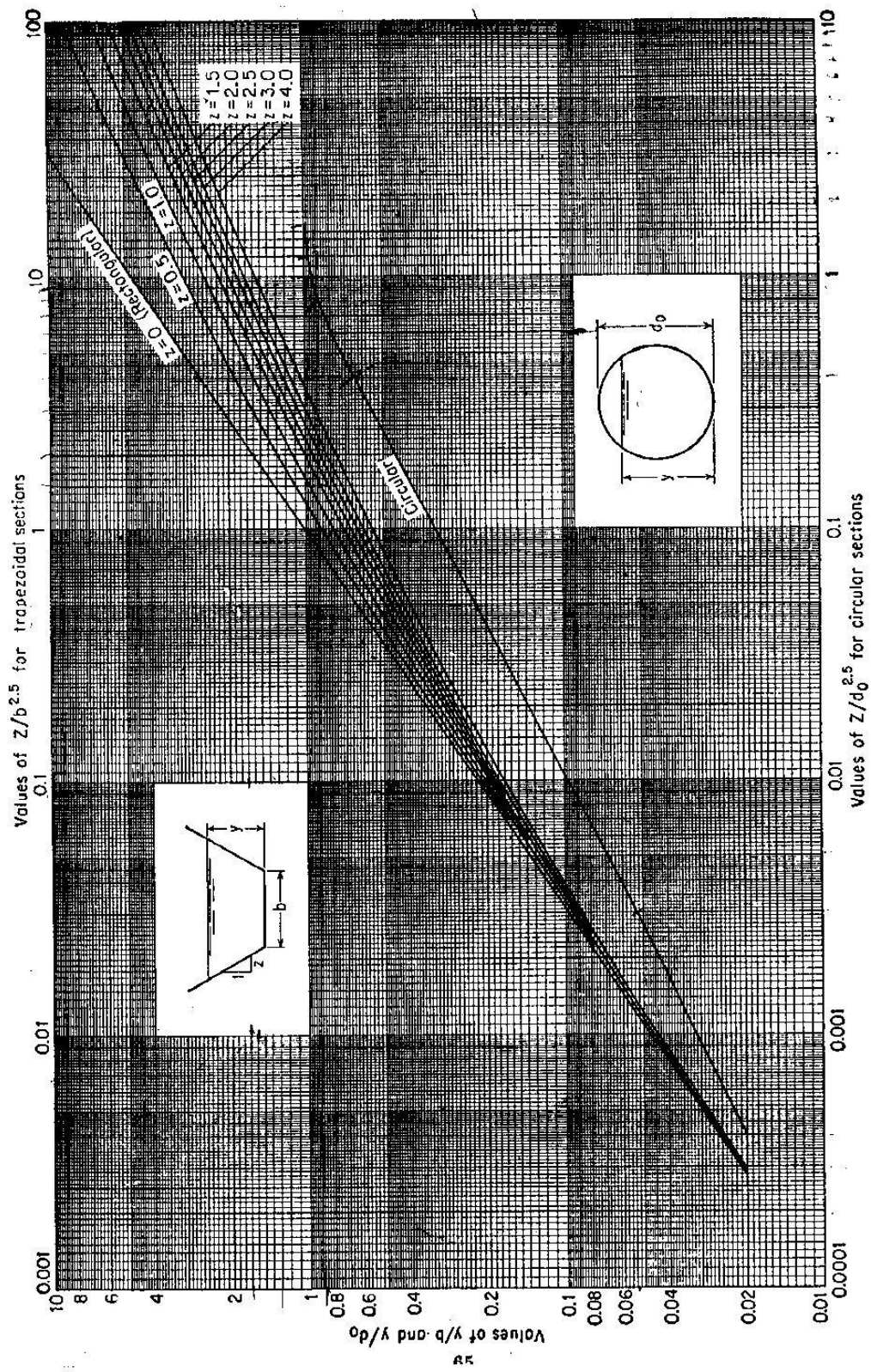
$$\#F = 1 = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{T}}} = \frac{Q}{A \sqrt{g \frac{A}{T}}}$$

Siendo, $Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} = A \sqrt{\frac{A}{T}}$ llamado factor de sección, dividiendo el factor de sección por una dimensión conocida por construcción D, B quedará una fórmula adimensional:

$$\frac{Z}{B^{5/2}} = \frac{Q}{B^{5/2} \sqrt{g}} \quad (\text{ec.2.2})$$

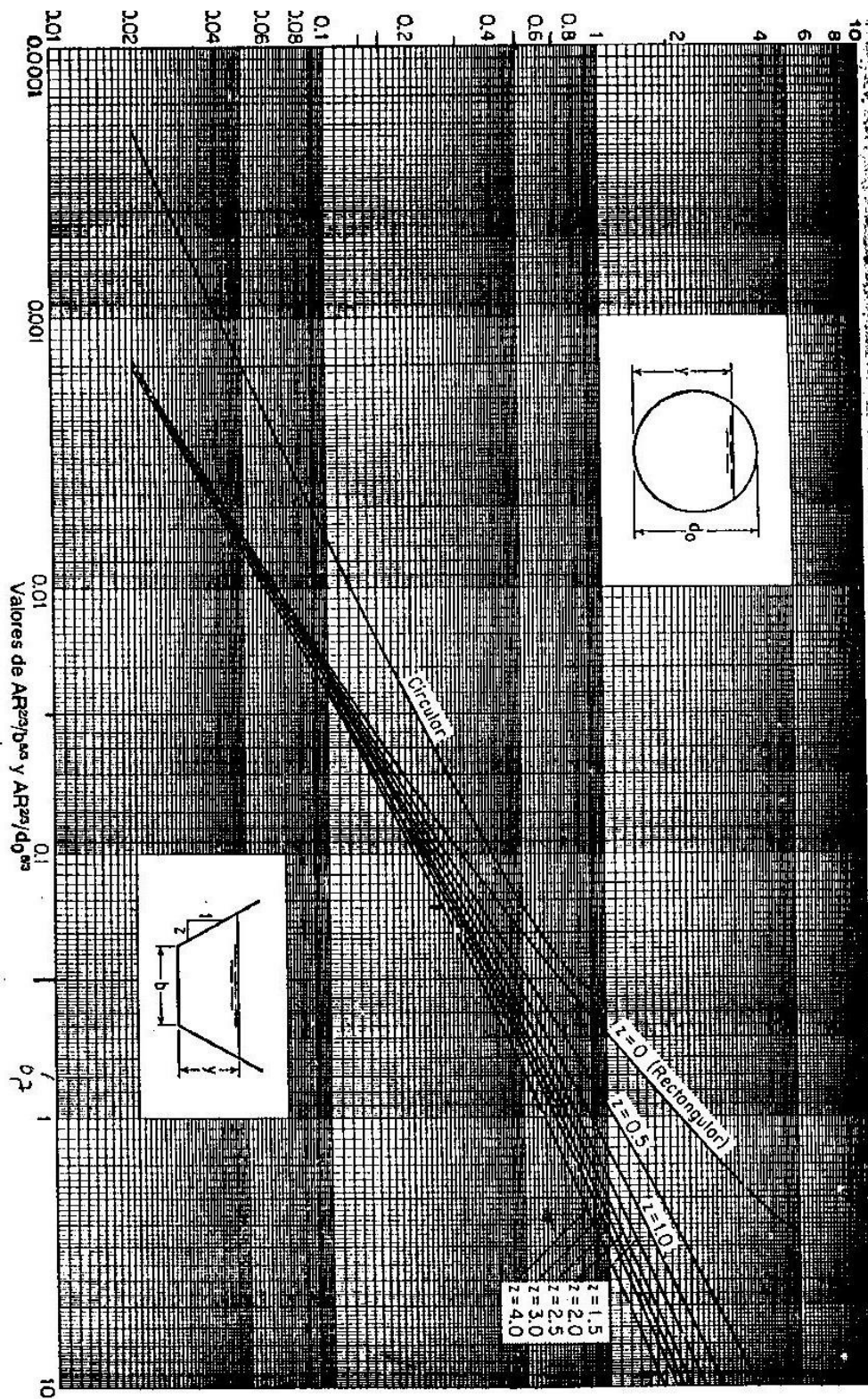
$$\frac{Z}{D^{5/2}} = \frac{Q}{D^{5/2} \sqrt{g}}$$

Para simplificar el cálculo del flujo crítico se han preparado curvas adimensionales que muestran la relación entre la profundidad y el factor de sección Z (Ábaco 2.0), para canales rectangulares, trapeziales y circulares. Estas curvas por sí mismas explicativas ayudarán a determinar la profundidad Y_c para un determinado factor de sección Z y viceversa. (Ref. 1)



Ábaco 2.0

Cálculo de la profundidad crítica



Ábaco.2.1

Cálculo de la profundidad normal

2.3. Régimen Permanente y Uniforme su desarrollo:

2.3.1. Régimen Permanente Uniforme

Se considera que el flujo uniforme tiene las siguientes características principales: 1) la profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal en cada sección del canal son constantes; 2) la línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos; es decir, sus pendientes son todas iguales, o $S_f = S_w = S_o = S$.

Para mayor explicación, se muestra un canal largo con tres pendientes diferentes: subcrítica, crítica y supercrítica. (*figura 2.1*). En la pendiente subcrítica (esquema superior de la *figura 2.1*) el agua en la zona de transición aparece ondulante. El flujo es uniforme en el tramo medio del canal, pero no uniforme o variado en los dos extremos. En la pendiente crítica (esquema intermedio de la *figura 2.1*) la superficie del agua del flujo crítico es inestable.

En todas las figuras la línea de trazos largos representa la profundidad normal abreviada como y_o . y la línea de trazos cortos representa la de profundidad crítica o y_c . La longitud de la zona de transición depende del caudal y de las condiciones físicas del canal, como la condición de entrada, la forma, la pendiente y la rugosidad. (*Ref.1*).

La profundidad vertical y la perpendicular al flujo son similares a pendientes menores de 5° .

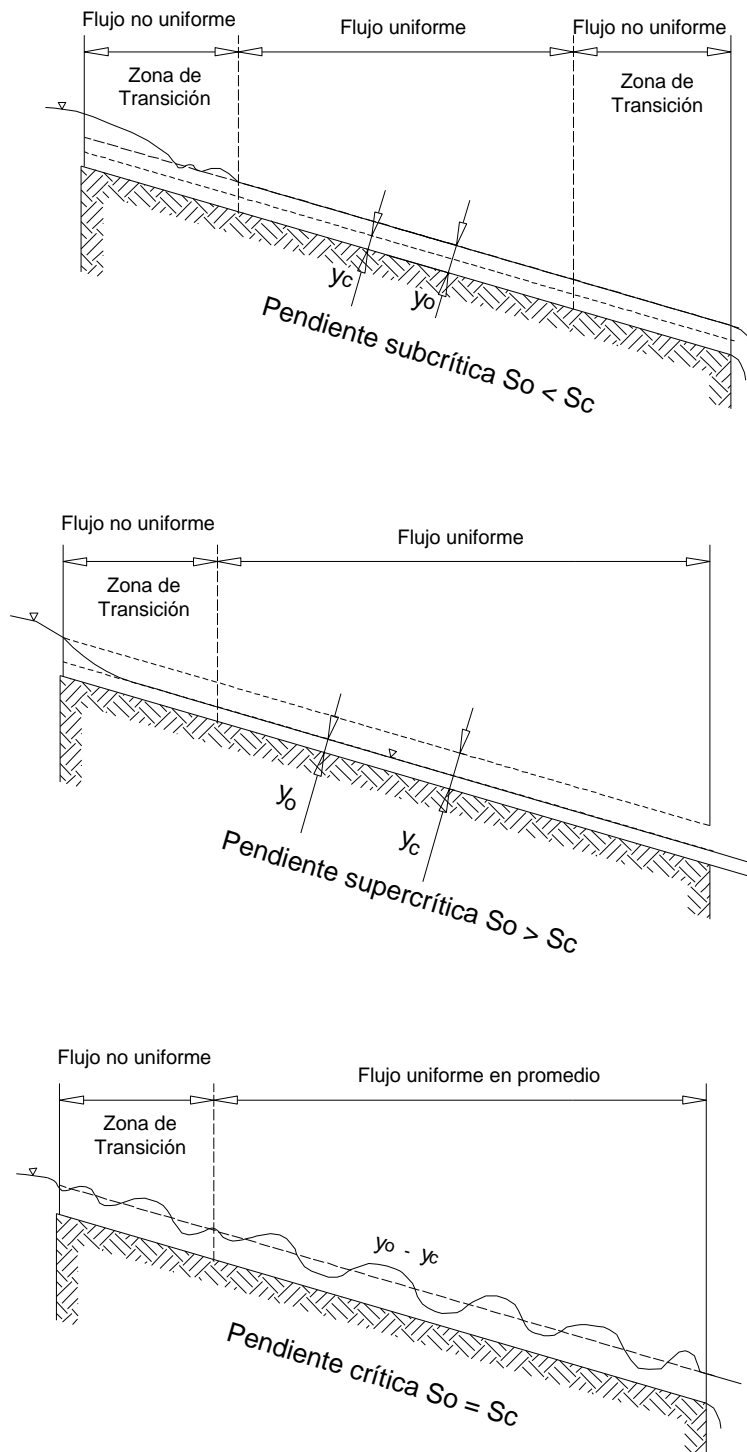


Figura 2.2

2.3.2. Factor de sección para el cálculo de flujo permanente uniforme:

La expresión $AR^{2/3}$ se conoce como *factor de sección para el cálculo de flujo uniforme*, y es un elemento importante en el cálculo de flujo uniforme. A partir de la ecuación de Manning: $K = \frac{1}{n} AR^{2/3}$ (ec.2.3), este factor se puede expresar como:

$$AR^{2/3} = nK \quad (\text{ec.2.4})$$

Y a partir de la ecuación $Q = K\sqrt{S}$ (ec.2.5)

Quedando como:

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} \quad (\text{ec.2.6})$$

En primer lugar la ecuación (2.6) se aplica a una sección de canal cuando el flujo es permanente uniforme. La parte derecha de la ecuación contiene los valores de n, Q y S ; pero su parte izquierda depende sólo de la geometría mojada. Por consiguiente la ecuación muestra que para una determinada condición de n, Q y S , existe solo una profundidad posible para mantener el flujo uniforme.

Cuando en una sección se conocen n , S y Q en la ecuación (2.6) y se pregunta el valor de la profundidad normal para una geometría dada en un canal, se descompone la formula de Manning de la siguiente manera:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{S} \quad (\text{ec.2.7})$$

$$\frac{nQ}{B^{8/3} \sqrt{S}} = \frac{AR^{2/3}}{B^{8/3}} \quad (\text{ec.2.8}) \quad (\text{adimensional})$$

Para simplificar el cálculo, en los textos en general se han preparado curvas adimensionales que muestran la relación entre profundidad y el factor de sección $AR^{2/3}$ (Ábaco 2.1) para secciones de canales rectangulares, trapeciales y circulares. Estas curvas explicativas por sí mismas ayudan a determinar la profundidad para un factor de sección $AR^{2/3}$ determinado, y viceversa.

CAPITULO 3

3.1. Diseño hidráulico de canales para distintos caudales y pendientes:

Para el diseño hidráulico, se considerará en el estudio los canales no revestidos, un coeficiente de rugosidad de Manning de $n = 0.025m^{1/6}$ y para los canales revestidos la rugosidad a considerar será de $n = 0.016m^{1/6}$.

Se procederá a calcular los tirantes normales y críticos, para diferentes pendientes y caudales a partir de la ecuación de flujo uniforme. En los siguientes cálculos se utilizará la ecuación de Manning.

El cálculo de los tirantes normales y críticos (Y_n, Y_c), se ejecutó a través de un programa que determina y compara las profundidades normales y críticas estableciendo si el tipo de flujo es subcrítico o supercrítico.

El otro método reseñado es por vía gráfica para el cálculo de los valores del tirante crítico mediante las curvas adimensionales que muestran la relación entre profundidad crítica y el factor de sección Z para canales rectangulares, trapeciales y circulares. Estas curvas permitirán calcular la profundidad (y) para un determinado factor de sección Z (Ábaco.2.0).

Igualmente se puede observar las curvas para determinar la profundidad normal que muestra la relación entre la profundidad y el factor de sección $AR^{2/3}$ (Ábaco2.1) para las secciones de canales rectangulares, trapeciales y circulares.

Estas curvas ayudan a determinar la profundidad para un factor de sección $AR^{2/3}$ determinado.

A partir de la ecuación de Manning, se desprende que el gasto transportado de un canal aumenta al incrementarse el radio hidráulico o al disminuir el perímetro mojado. Por lo tanto desde el punto de vista de la hidráulica, hay para todas las secciones transversales de una forma geométrica determinada un área óptima para el conjunto de dimensiones de la forma dada. De todas las secciones transversales, la mejor sección hidráulica esta dada por el semicírculo, ya que, para un área dada, tiene el menor perímetro mojado. Las proporciones de la sección hidráulica óptima para una forma geométrica dada se pueden derivar fácilmente. Nótese que desde el punto de vista práctico la sección óptima hidráulica no es necesariamente la más económica. En la práctica se debe considerar que muchas veces la pendiente necesaria para conducir un caudal con máxima eficiencia, es mucho menor que la posible de construir en el campo.

El término velocidad mínima permisible se refiere a la menor velocidad que no permite la sedimentación y crecimiento vegetal. Generalmente una velocidad de 0.61 a 0.91 m/s previene la sedimentación cuando la concentración de finos es pequeña. Una velocidad de 0.76 m/s es por lo general suficiente para prevenir el crecimiento vegetal que podría afectar en forma significativa el flujo del canal.

Se debe tomar en cuenta que estos valores son en el mejor de los casos, generalizados y no específicos para cada caso en los que hay que tomar en cuenta el tipo de material que recubre el canal.

En la mayor parte de los problemas de diseño, la pendiente del canal se determina por la topografía, la carga requerida para pasar el gasto y el propósito a que se destine el canal, por lo que casi siempre no es aplicable el concepto de máxima eficiencia.

Los taludes del canal dependen principalmente de las propiedades mecánicas a través del cual se excava el canal. Desde el punto de vista práctico, los taludes deben ser lo más pronunciados posible para minimizar la cantidad de tierra a excavar. En cortes profundos, los taludes son normalmente más pronunciados sobre la superficie del agua que debajo de ésta. En muchos casos, los taludes quedan determinados por factores económicos de la construcción. Respecto a esto último, los siguientes comentarios generales son pertinentes:

En muchos canales de tierra no revestidos en proyectos de irrigación, los taludes son de $1.5:1$, aunque taludes hasta de $1:1$ se han usado cuando el recorrido del canal es en material cohesivo (horizontal a vertical)

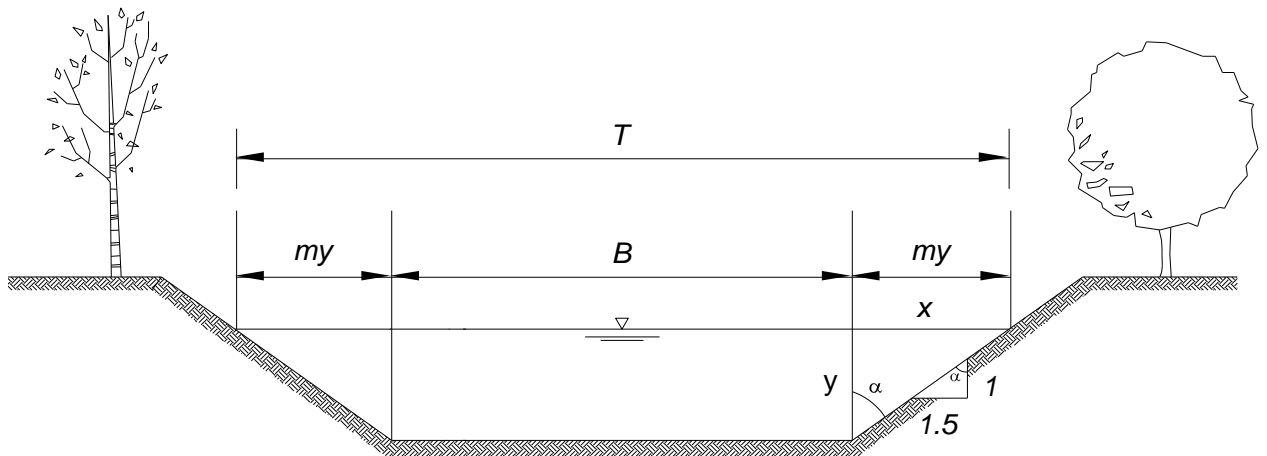
En canales revestidos, los taludes son generalmente de mayor pendiente que en uno no revestido. En los canales rectangulares de concreto, se requieren comúnmente encofrados para su construcción.

En los canales, con taludes desde $0.75:1$ hasta vertical, sus revestimientos deben diseñarse para aguantar el empuje del suelo. Algunos tipos de revestimientos requieren de taludes igual de suaves que los usados para canales no revestidos.

(Ref. 2)

3.1.2. Ejemplo del cálculo de y_c , y_n mediante un programa interactivo:

Ejemplo para un canal trapezoidal, cuyas características se detallan a continuación



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{V} = m, \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{x}{y}, \quad \text{De donde } x = y \operatorname{tg} \alpha = my$$

Se dispone de una computadora y debemos resolver un gran número de problemas de estimación del tirante crítico, entonces la mejor aproximación puede ser unos procedimientos de tanteos. En el siguiente problema se muestra un diagrama lógico para una solución numérica para el caso de canales trapezoidales.

Datos: Determinar el valor de y_c y del y_n para:

$$Q = 1 \text{ m}^3/\text{seg.}, \quad B = 1 \text{ m}, \quad n = 0.025, \quad m = 1.5, \quad S = 0.002$$

Para y_c :

$$\text{Para un \# de Froude} = 1 = \frac{V}{\sqrt{gD}} ; V = \sqrt{gD} ; \frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2} \parallel$$

Área del canal A :

$$A = B + my_c^2$$

Tirante hidráulico T : relación del área hidráulica y el ancho superficial:

$$T = B + my_c + my_c = B + 2my_c$$

Profundidad hidráulica D :

$$D = \frac{A}{T} , V = \frac{Q}{A}$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2} \Rightarrow \frac{\left(\frac{Q}{A}\right)^2}{2g} = \frac{By_c + my_c^2}{B + 2my_c} \text{ Al simplificar } \Rightarrow \frac{Q^2}{2gA^2} = \frac{By_c + my_c^2}{2(B + 2my_c)}$$

Al resolver esta ecuación para y utilizando de iteración con los datos previamente establecidos obtenemos el y_c

$$\frac{Q^2}{2g(B + 2my_c)} = \frac{By_c + my_c^2}{2(B + 2my_c)}$$

Al introducir los datos previamente establecidos en la ecuación nos queda,

$$\frac{1^2}{2 \times 9.81 (y + 1.5y_c^2)^{3/2}} = \frac{1y_c + 1.5y_c^2}{2(1 + 3y_c)}$$

Al resolver esta ecuación para y utilizando un procedimiento de iteración,

obtenemos a $y_c = 0,383$ y $\text{Froude} = \frac{Q}{A \sqrt{g \frac{A}{T}}} = \frac{1}{0.603 \sqrt{9.81 \times \frac{0.603}{2.149}}} = 1$

Ejemplo para estimar el y_n mediante un programa interactivo:

Como en el caso del cálculo del tirante crítico y con la disponibilidad de un computador se procede entonces a la mejor aproximación posible mediante un mecanismo numérico de tanteos:

Datos:

$$Q = 1 \text{ m}^3/\text{seg.}, \quad B = 1 \text{ m}, \quad n = 0.025, \quad m = 1.5, \quad S = 0.0016$$

Mediante la ecuación de Manning se reagrupa para obtener,

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{S} \Rightarrow AR^{2/3} = \frac{nQ}{S^{1/2}}$$

$$R_H = \frac{B + my_n}{B + 2y_n \sqrt{1+m^2}}, \quad A = (B + my_n) y_n$$

Al sustituir las expresiones anteriores en la ecuación de Manning, y al simplificar,

$$\frac{Q}{B + my_n} = \frac{1}{n} \left[\frac{B + my_n}{B + 2y_n \sqrt{1 + m^2}} \right]^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{B + 1.5y_n} = \frac{1}{0.025} \left[\frac{B + 1.5y_n}{1 + 2y_n \sqrt{1 + 1.5^2}} \right]^{\frac{2}{3}} 0.0016^{\frac{1}{2}}$$

Al resolver esta ecuación para y_n mediante un procedimiento de iteración,

$$y_n \cong 0.6; \quad y_n > y_c; \quad (\text{Flujo subcrítico})$$

3.1.3. Ejemplo del cálculo de y_c , y_n mediante curvas para la sección:

Método grafico:

Para simplificar los cálculos se han preparado para canales rectangulares, circulares y trapeciales, curvas adimensionales que muestran la relación entre la profundidad y el factor de sección Z para canales trapecoidales.

Ejemplo del cálculo de y_c (profundidad crítica) gráficamente:

Datos:

$$Q = 1 \text{ m}^3/\text{seg.}, \quad B = 1 \text{ m}, \quad n = 0.025, \quad m = 1.5, \quad S = 0.002,$$

De la ecuación del # de Froude:

$$1 = \frac{Q}{A\sqrt{g\frac{A}{T}}}, \text{ donde } T \text{ es el tirante hidráulico del canal, } A \text{ el área del canal, y}$$

g la gravedad.

$$Q = A\sqrt{g\frac{A}{T}}; \quad \frac{Q}{\sqrt{g}} = A\sqrt{\frac{A}{T}} = Z$$

$$A = (B + my_c)y_c, \quad T = B + 2my_c, \quad Z = \frac{Q}{\sqrt{g}}$$

Despejando el caudal e igualando tenemos:

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} = A\sqrt{\frac{A}{T}} \quad \text{Multiplicando y dividiendo por } B^{2.5} \text{ obtenemos la expresión:}$$

$$\frac{Z}{B^{2.5}} = \frac{\left[\left(1 + m \frac{y_c}{B} \right) \frac{y_c}{B} \right]^{\frac{3}{2}}}{\left(1 + 2m \frac{y_c}{B} \right)^{\frac{1}{2}}}$$

Ecuación que permite calcular $\frac{y_c}{B}$ si se conoce $\frac{Z}{B^{2.5}}$ para el valor especificado de la inclinación de los taludes.

$$\frac{Z}{B^{2.5}} = \frac{Q}{B^{2.5}\sqrt{g}} \Rightarrow \frac{Z}{B^{2.5}} = \frac{1\text{m}^3/\text{seg}}{B^{2.5}\sqrt{9.81\text{m}^2/\text{seg.}}} \Rightarrow \frac{Z}{B^{2.5}} = 0.3192$$

$\frac{Z}{B^{2.5}} \cong 0.32$ Con este valor se procede a entrar a la gráfica (Ábaco.2.0, pág.21)

Para secciones trapeziales $y_c/B \cong 0.38 \Rightarrow y_c = 0.38$

Ejemplo del cálculo de, y_n mediante el método gráfico:

Método grafico:

Se han preparado igualmente que en el caso del tirante crítico para canales rectangulares, circulares y trapeziales, curvas adimensionales que muestran la relación entre la profundidad y el factor de sección Z para canales trapeziales.

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{S} \Rightarrow AR^{2/3} = \frac{nQ}{S^{1/2}}$$

Conociendo el caudal, la pendiente y la rugosidad esta ecuación da el factor

$AR^{2/3}$ y por consiguiente la profundidad normal y_n , multiplicando y dividiendo por

$B^{8/3}$ obtenemos la expresión:

$$\frac{nQ}{B^{8/3} S^{1/2}} = \frac{AR^{2/3}}{B^{8/3}} = \frac{0.025 \times 1}{0.002^{1/2} \times 1^{8/3}} \Rightarrow \frac{AR^{2/3}}{B^{8/3}} = 0.56$$

Entramos a la gráfica (Ábaco.2.1) para el factor de sección como una función del tirante,

$$\frac{AR^{2/3}}{B^{8/3}} = 0.6, \text{ y con la } m = 1.5 \text{ hallamos el valor de } y/B \cong 0.6$$

Es decir que el valor de y_n (profundidad normal) será igual a 0.6 , para este caso. Esto se hace para determinar el flujo de acceso para establecer si es subcrítico

3.1.4. Tablas comparativas de los valores de y_c , y_n para distintos caudales, en canales trapeciales.

Tabla para $n = 0.025$, (canal no revestido), $m=1.5$ y Pendiente $S = 2‰$

$Q(m^3/seg)$	$B(m)$	$S(m/m)$	y_n	y_c	Flujo
1	1	0.002	0.60	0.38	subcrítico
2	1	0.002	0.83	0.56	subcrítico
8	1	0.002	1.52	1.14	subcrítico
10	1	0.002	1.67	1.16	subcrítico
1	1.50	0.002	0.55	0.32	subcrítico
2	1.50	0.002	0.76	0.47	subcrítico
8	1.50	0.002	1.43	1.01	subcrítico
10	1.50	0.002	1.58	1.15	subcrítico
1	2.50	0.002	0.45	0.25	subcrítico
2	2.50	0.002	0.64	0.37	subcrítico
8	2.50	0.002	1.27	0.85	subcrítico
10	2.50	0.002	1.42	0.96	subcrítico
1	3.00	0.002	0.42	0.22	subcrítico
2	3.00	0.002	0.61	0.34	subcrítico
8	3.00	0.002	1.21	0.78	subcrítico
10	3.00	0.002	1.34	0.89	subcrítico

Tabla 1.1

Tabla para $n = 0.025$, (canal no revestido), $m = 1.5$ y Pendiente $S = 6\text{‰}$
para canales trapeciales

$Q(m^3/seg)$	$B(m)$	$S(m/m)$	y_n	y_c	Flujo
1	1	0.006	0.47	0.38	subcrítico
2	1	0.006	0.64	0.56	subcrítico
8	1	0.006	1.20	1.14	subcrítico
10	1	0.006	1.32	1.16	subcrítico
1	1.50	0.006	0.41	0.32	subcrítico
2	1.50	0.006	0.58	0.47	subcrítico
8	1.50	0.006	1.12	1.01	subcrítico
10	1.50	0.006	1.23	1.15	subcrítico
1	2.50	0.006	0.33	0.25	subcrítico
2	2.50	0.006	0.48	0.37	subcrítico
8	2.50	0.006	0.98	0.85	subcrítico
10	2.50	0.006	1.09	0.96	subcrítico
1	3.00	0.006	0.29	0.22	subcrítico
2	3.00	0.006	0.44	0.34	subcrítico
8	3.00	0.006	0.92	0.78	subcrítico
10	3.00	0.006	1.03	0.89	subcrítico

Tabla 1.2

Tabla para $n = 0.025$, (canal no revestido), $m = 1.5$ y Pendiente $S = 8\text{‰}$
para canales trapeciales

$Q(\text{m}^3/\text{seg})$	$B(\text{m})$	$S(\text{m}/\text{m})$	y_n	y_c	Flujo
1	1	0.008	0.44	0.38	subcrítico
2	1	0.008	0.61	0.56	subcrítico
8	1	0.008	1.13	1.14	supercrítico
10	1	0.008	1.27	1.16	subcrítico
1	1.50	0.008	0.38	0.32	subcrítico
2	1.50	0.008	0.54	0.47	subcrítico
8	1.50	0.008	1.04	1.01	subcrítico
10	1.50	0.008	1.16	1.15	subcrítico
1	2.50	0.008	0.31	0.25	subcrítico
2	2.50	0.008	0.45	0.37	subcrítico
8	2.50	0.008	0.91	0.85	subcrítico
10	2.50	0.008	1.01	0.96	subcrítico
1	3.00	0.008	0.28	0.22	subcrítico
2	3.00	0.008	0.41	0.34	subcrítico
8	3.00	0.008	0.85	0.78	subcrítico
10	3.00	0.008	0.96	0.89	subcrítico

Tabla 1.3

Tabla para $n = 0.025$, (canal no revestido), $m=1.5$ y Pendiente $S = 1\%$
para canales trapeciales

$Q(m^3/seg)$	$B(m)$	$S(m/m)$	y_n	y_c	Flujo
1	1	0.01	0.41	0.38	subcrítico
2	1	0.01	0.57	0.56	subcrítico
8	1	0.01	1.08	1.14	supercrítico
10	1	0.01	1.18	1.26	supercrítico
1	1.50	0.01	0.36	0.32	subcrítico
2	1.50	0.01	0.51	0.47	subcrítico
8	1.50	0.01	0.99	1.01	supercrítico
10	1.50	0.01	1.10	1.15	supercrítico
1	2.50	0.01	0.29	0.25	subcrítico
2	2.50	0.01	0.42	0.37	subcrítico
8	2.50	0.01	0.86	0.85	subcrítico
10	2.50	0.01	0.96	0.96	crítico
1	3.00	0.01	0.26	0.22	subcrítico
2	3.00	0.01	0.39	0.34	subcrítico
8	3.00	0.01	0.81	0.78	subcrítico
10	3.00	0.01	0.91	0.89	subcrítico

Tabla 1.4

Tabla para $n = 0.016$, (canal revestido) y una pendiente de $S = 5.51\%$ en el canal rectangular del rápido.

$Q(m^3/seg)$	$B(m)$	$S(m/m)$	y_n	y_c	Flujo
1	1	0.0551	0.24	0.47	supercrítico
2	1	0.0551	0.38	0.74	supercrítico
8	1	0.0551	1.11	1.86	supercrítico
10	1	0.0551	1.34	2.16	supercrítico
1	1.50	0.0551	0.17	0.36	supercrítico
2	1.50	0.0551	0.27	0.57	supercrítico
8	1.50	0.0551	0.71	1.43	supercrítico
10	1.50	0.0551	0.84	1.65	supercrítico
1	2.50	0.0551	0.12	0.25	supercrítico
2	2.50	0.0551	0.18	0.40	supercrítico
8	2.50	0.0551	0.45	1.01	supercrítico
10	2.50	0.0551	0.53	1.18	supercrítico
1	3.00	0.0551	0.11	0.22	supercrítico
2	3.00	0.0551	0.16	0.36	supercrítico
8	3.00	0.0551	0.39	0.90	supercrítico
10	3.00	0.0551	0.46	1.04	supercrítico

Tabla 1.5

Como se puede observar en las tablas para el canal rectangular del rápido, el flujo es supercrítico, y en nuestro trabajo el flujo de entrada y salida en los rápidos se consideran como subcríticos en canales no revestidos.

3.2. Diseño hidráulico de caídas para distintos caudales y pendientes:

Es frecuente en canales proyectar caídas por bruscos descensos de la cota del terreno, especialmente por condiciones topográficas que hacen indispensable salvar desniveles más o menos apreciables en tramos cortos del canal. Estas estructuras son denominadas: *caídas o gradas de bajada*.

En algunos casos, existen terrenos, cuya topografía impide construir una caída o un rápido, porque demandan un costo constructivo inviable, entonces en estos casos se buscará soluciones más factibles que permitan conducir un caudal a la zona en cuestión.

Tal es el caso de la siguiente topografía (*figura 3.0a*), y donde por condición del terreno se presta para la construcción de un puente canal o flume.

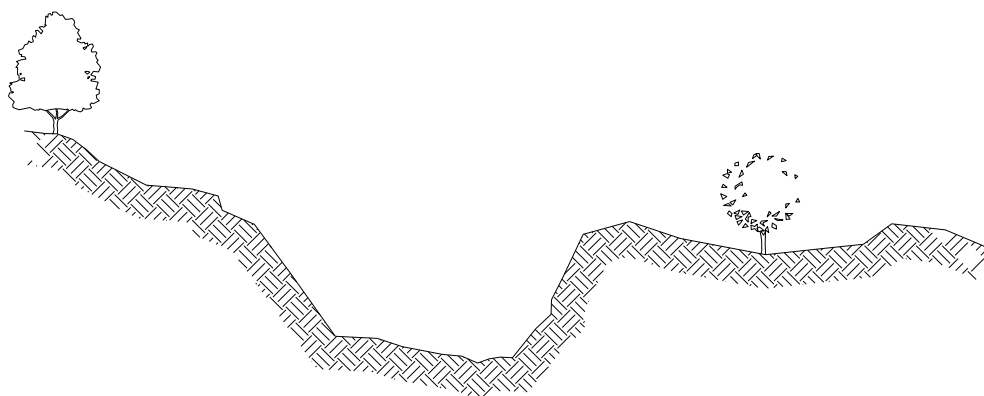


Figura 3.0a

En cambio en el siguiente dibujo (*figura 3.0b*) la pendiente del terreno permite la construcción de un rápido.

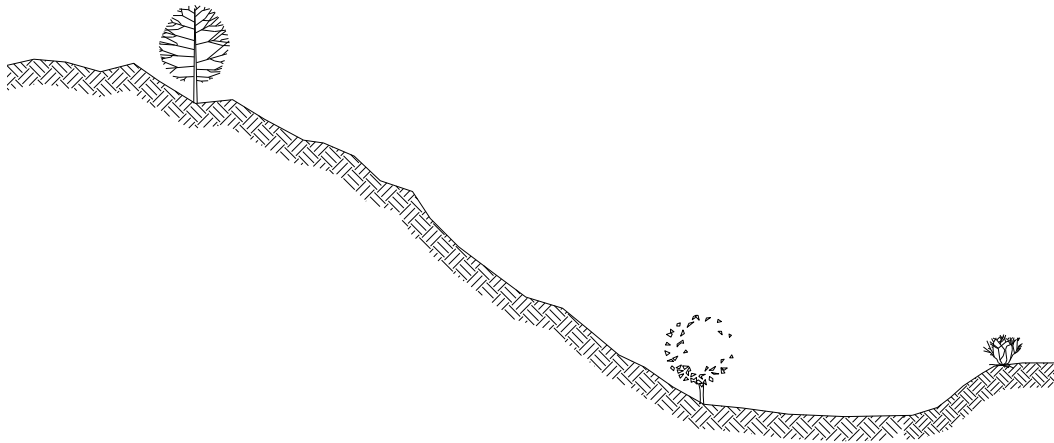


Figura 3.0b

Por lo general el canal en las caídas y rápidos se construye de sección rectangular de ancho B , ello implica que antes de la caída y después de ella, deben proveerse para los canales trapeciales transiciones de entrada y salida que cambien gradualmente la sección trapecial a rectangular y viceversa. En nuestro análisis no presentaremos el cálculo de esas transiciones y partiremos de la sección rectangular. (figura 3.1)

Planta Esquemática (canal trapecial a rectangular y viceversa)

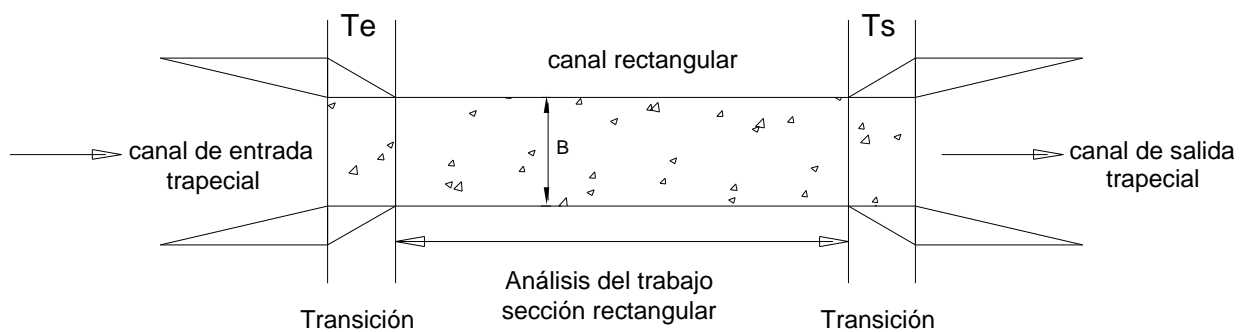


Figura 3.1

La geometría del flujo en una caída, es función del caudal unitario $q = \frac{Q}{B}$, de la altura de caída a , y de las profundidades del flujo aguas arriba y aguas abajo de la estructura de caída. El flujo ocurrirá en uno u otro caso con una lámina superficial o con una lámina sumergida o ahogada, dependiendo de la profundidad aguas abajo y en consecuencia de las características hidráulicas del canal como son: pendiente, rugosidad y radio hidráulico.

El sitio donde la lámina llega al fondo, cuyo impacto es probablemente una de las causas de las pérdidas de carga, provoca un aumento de la presión en el punto del choque.

Este aumento de altura de presión queda acusado en forma de campana (*Figura 3.2*). (*Ref. 3*)

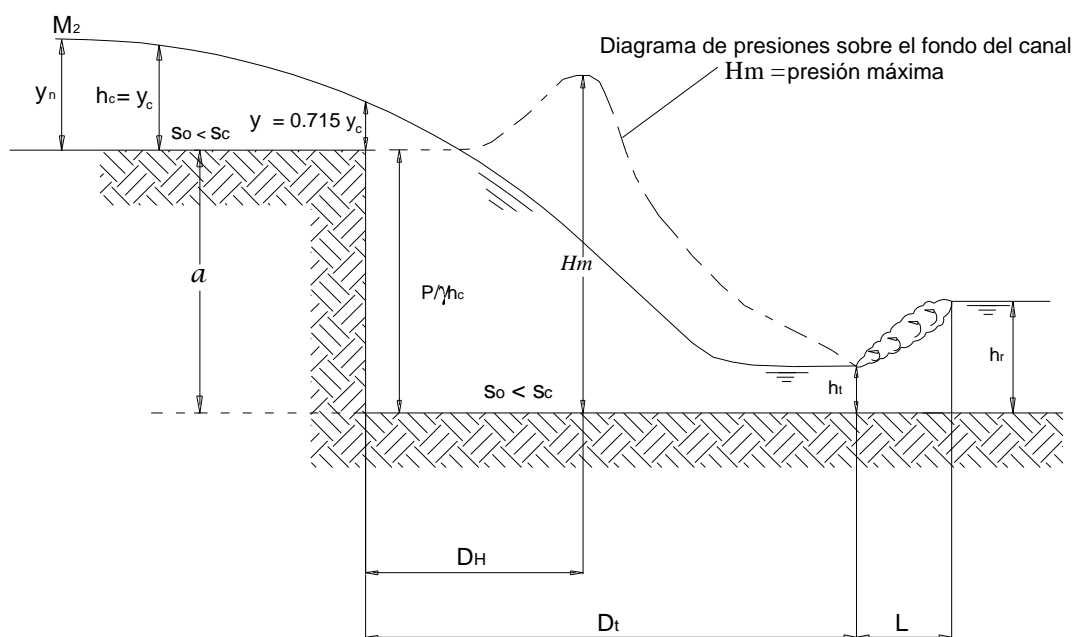


Figura 3.2

3.2.1. Características Generales:

Empezamos, por la grada de bajada o caída vertical para un terreno con la siguiente característica:

Se tratará la misma topografía con anchos de canal de 1 a 3m, y caudales de 1, 2, 8 y 10 m³/seg., con pendientes de 2, 6, 8 por mil y 1 por ciento. Se adaptó una topografía igual para todos los casos, para poder compararlos entre sí. A continuación suponemos, un perfil de terreno con sus características topográficas asumidas (Fig. 3.3).

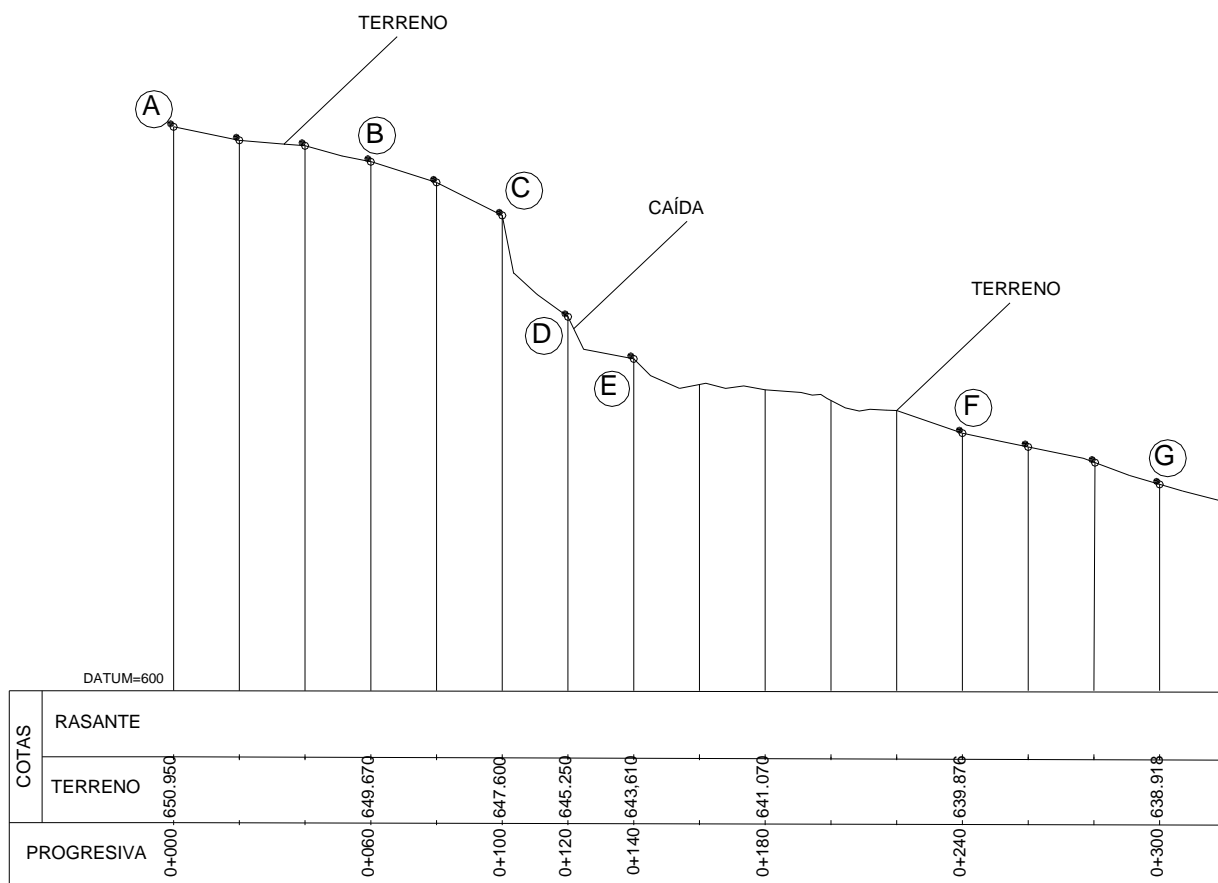


Figura 3.3

La entrada de la caída está precedida de una transición, al pasar el canal de sección trapecial a una rectangular y lo mismo pero a la inversa se presenta a su salida. El flujo aguas arriba y aguas abajo se asume subcrítico, sus pendientes son menores que la crítica. La sección de estudio es rectangular.

La determinación del flujo al pie de la grada o caída se realizó mediante los gráficos del trabajo experimental del profesor chileno, Francisco Javier Domínguez (Ref.3) (Figura 144), donde aparecen los valores resultantes de los flujos, en forma adimensional por medio de la relación $\frac{h_t}{h_c}$ en función de $\frac{a}{h_c}$, altura relativa de la grada. El autor denomina como torrente al flujo supercrítico y río al subcrítico. A cada $\frac{h_t}{h_c}$, altura relativa del flujo supercrítico corresponde un conjugado final en el resalto al cual dicho conjugado inicial puede llegar. Esa altura de $\frac{h_r}{h_c}$, da el límite de la longitud del resalto rechazado por la lámina que cae de la grada.

En donde h_t es la altura inicial del flujo, h_c altura crítica. El gasto por unidad de anchura q es función de la altura crítica ($q = 3,13 h_c^{\frac{3}{2}}$; $h_c = 0,468 q^{\frac{2}{3}}$), esto considerando que la sección transversal del flujo en la caída es rectangular, para lo cual es necesario haber intercalado una transición entre el canal trapecial y la caída y otra después del pozo disipador.

Se puede decir que h_t es función de a y de h_c , o sencillamente que $\frac{h_t}{h_c}$ es función de $\frac{a}{h_c}$, ambas dimensiones, por lo tanto, nos permiten, prescindir de las magnitudes absolutas para efectuar los cálculos (Ref. 3)

3.2.2. Ejemplo del cálculo de caídas o gradas:

Al pie de la grada el flujo es supercrítico y asumimos debe unirse con el canal de pendiente subcrítica aguas abajo, igual a la del canal, antes de la caída.

Por ejemplo para un canal de $b = 1m$ de ancho, en que escurre un gasto de $Q = 2m^3/seg.$ y donde existe una caída vertical de altura $a = 7.72m$, calculamos el flujo supercrítico que se produce al pie de la caída, mediante los gráficos del conjugado relativo al pie de la grada (*figuras.144*), el valor experimental de la distancia del valor máximo de la presión al pie de la caída (*figura145*). El último gráfico permite calcular la distancia d_t a la que se produce la profundidad conjugada supercrítica h_t , desde el pie de la grada ($D_t = \frac{d_t}{h_c}$ en función de K) (*figura146*). Y finalmente el valor de (L) ver (*figura 3.2*) será igual a $L \cong 4(h_r)$ para $(1.5 \leq F \leq 2)$ ¹.

Tenemos que q es función de la altura crítica, ($q = 3,13 h_c^{\frac{3}{2}}$; $h_c = 0,468q^{\frac{2}{3}}$), es decir si $q = \frac{Q}{b} = 2.00m^2/m \times seg.$, entonces $h_c = 0.744m$, para un $\frac{a}{h_c} = K$ dado se tiene un $\frac{h_t}{h_c} = X_t$, determinado; así tomando el valor de $K = 10.376$ en el gráfico (*figura.144*), siendo K la altura relativa de la grada, se lee que $\frac{h_t}{h_c} = 0,524$, la

altura relativa del conjugado límite del resalto al pie $\frac{h_r}{h_c} = X_r \Rightarrow X_r = 2,09$

De la *fig.144*: $\frac{h_t}{h_c} = 0,524 \Rightarrow h_t = 0,524 \times 0,744 = 0,39m$

Ver *figura 3*. $\frac{h_r}{h_c} = 2.09 \Rightarrow h_r = 2,09 \times 0,744 = 1,55m$

¹ "Hidráulica de Canales Abiertos", Ven. Te.Chow, McGraw-Hill, Colombia, 2000 (véanse (401) del capítulo 15)

De la *fig.145*: $D_H = \frac{d_H}{h_c} = 5.0 \Rightarrow d_h = 5.0 \times 0,744 = 3,72m$ (Ver *figura 3.0*)

($K = 1.34$)

De la *fig.146*: $D_t = \frac{d_t}{h_c} = 6,00 \Rightarrow d_t = 6,00 \times 0,744 = 4,46m$

Ver la *fig.3.2* $L \cong 4(h_r) \Rightarrow L = 4 \times 1.55 = 6.20m$

La altura de presión queda representada en forma de campana (*fig.3.0*) siendo el valor experimental de la distancia de este máximo de presión al pie de la grada, y cuyo valor relativo obedece a la ecuación experimental siguiente:

$$\frac{H_m}{h_c} = 1 + 0,625 \frac{a}{h_c} \Rightarrow \frac{H_m}{h_c} = 1 + 0,625 \times 10,37 = 7,481 \Rightarrow H_m = 7,481m \quad (\text{Ref.3})$$

Según estos cálculos se tiende a producir al pie de la grada un conjugado supercrítico de $h_r = 1.55m$ a una distancia de $d_t = 4.46m$ del pie de dicha grada.

El máximo de altura de presión en el fondo será de $H_m = 7,481m$ y se producirá a $d_h = 3.72m$ de la grada. Para una pendiente 6% el valor del $y_n = 0.64$, desde la grada hasta el conjugado (h_r) la distancia será de $(6.20 + 4.46 = 10.66m)$. Se procede, entonces a comparar la altura normal del canal y_n que es la misma de aguas arriba y aguas abajo después de la transición con el valor de la profundidad conjugada supercrítica h_r . Si el valor del conjugado es mayor al de la altura normal $h_r > y_n$, entonces se produce un salto alejado que lava la superficie, será necesario colocar un pozo que iguale las profundidades descritas, en caso contrario $h_r < y_n$, el salto no lava la superficie del canal (salto rechazado). En el primer caso la altura del escalón servirá para igualar las diferencias entre h_r e y_n es decir entre la conjugada y la altura normal. En nuestro caso el valor de $h_r = 1.55m$ es mayor que el valor de $y_n = 0.64$ (ver *tabla 1.2*), se tendrá que colocar un escalón al final del salto como disipador para que no se lave o aleje el salto hidráulico.

Tablas de la longitud d_t al pie de las caídas, para los respectivos gastos Q y con una base de ancho (B) diferentes, en una canal para una pendiente de 6% :

$Q(m^3/seg)$	$B(m)$	h_c	h_t	D_t	$\Delta h = a$	h_r	d_t	$[L = (4h_r)] + d_t$
1	1	0.468	0.19	6.00	7.72	1.03	2.81	6.93
2	1	0.744	0.39	6.00	7.72	1.55	4.46	10.66
8	1	1.872	0.79	4.51	7.72	3.72	8.44	23.32
10	1	2.172	0.99	4.31	7.72	4.25	9.36	26.36

Tabla 1.6

$Q(m^3/seg)$	$B(m)$	h_c	h_t	D_t	$\Delta h = a$	h_r	d_t	$[L = (4h_r)] + d_t$
1	1.5	0.357	0.14	6.00	7.72	0.86	2.14	5.58
2	1.5	0.567	0.23	6.00	7.72	1.25	3.40	8.40
8	1.5	1.428	0.57	5.05	7.72	2.89	7.21	18.77
10	1.5	1.656	0.70	4.80	7.72	3.32	7.95	21.23

Tabla 1.7

$Q(m^3/seg)$	$B(m)$	h_c	h_t	D_t	$\Delta h = a$	h_r	d_t	$[L = (4h_r)] + d_t$
1	2.5	0.254	0.10	6.00	7.72	0.61	1.52	3.96
2	2.5	0.403	0.16	6.00	7.72	0.93	2.42	6.14
8	2.5	1.016	0.41	5.53	7.72	2.11	5.62	14.06
10	2.5	1.179	0.48	5.32	7.72	2.43	6.27	16.00

Tabla 1.8

$Q(m^3/seg)$	$B(m)$	h_c	h_t	D_t	$\Delta h = a$	h_r	d_t	$[L = (4h_r)] + d_t$
1	3	0.225	0.09	6.00	7.72	0.61	1.35	3.79
2	3	0.357	0.15	6.00	7.72	0.84	2.14	5.50
8	3	0.899	0.37	5.70	7.72	1.89	5.12	12.68
10	3	1.040	0.42	5.50	7.72	2.15	5.72	14.32

Tabla 1.9

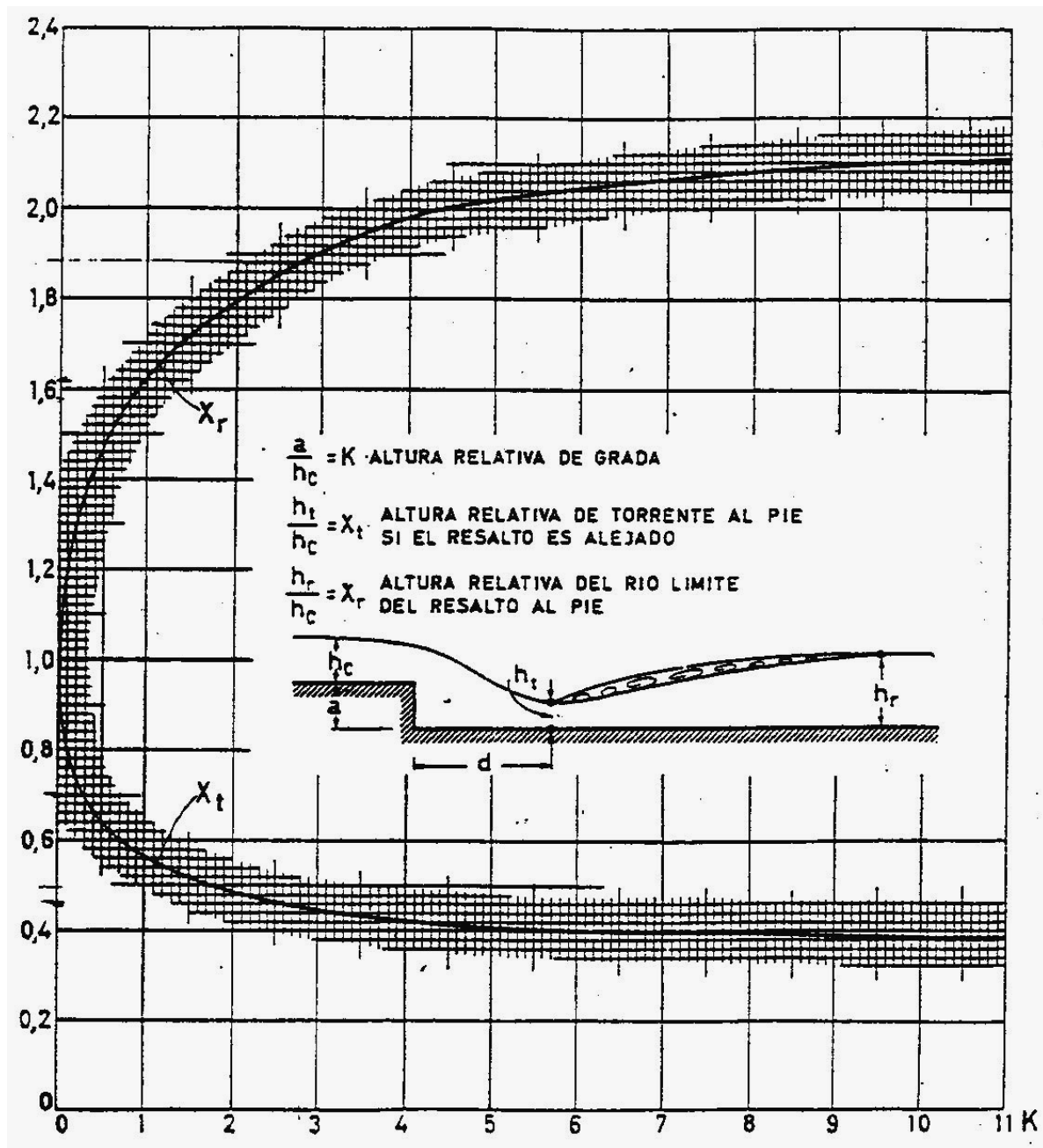


Figura 144

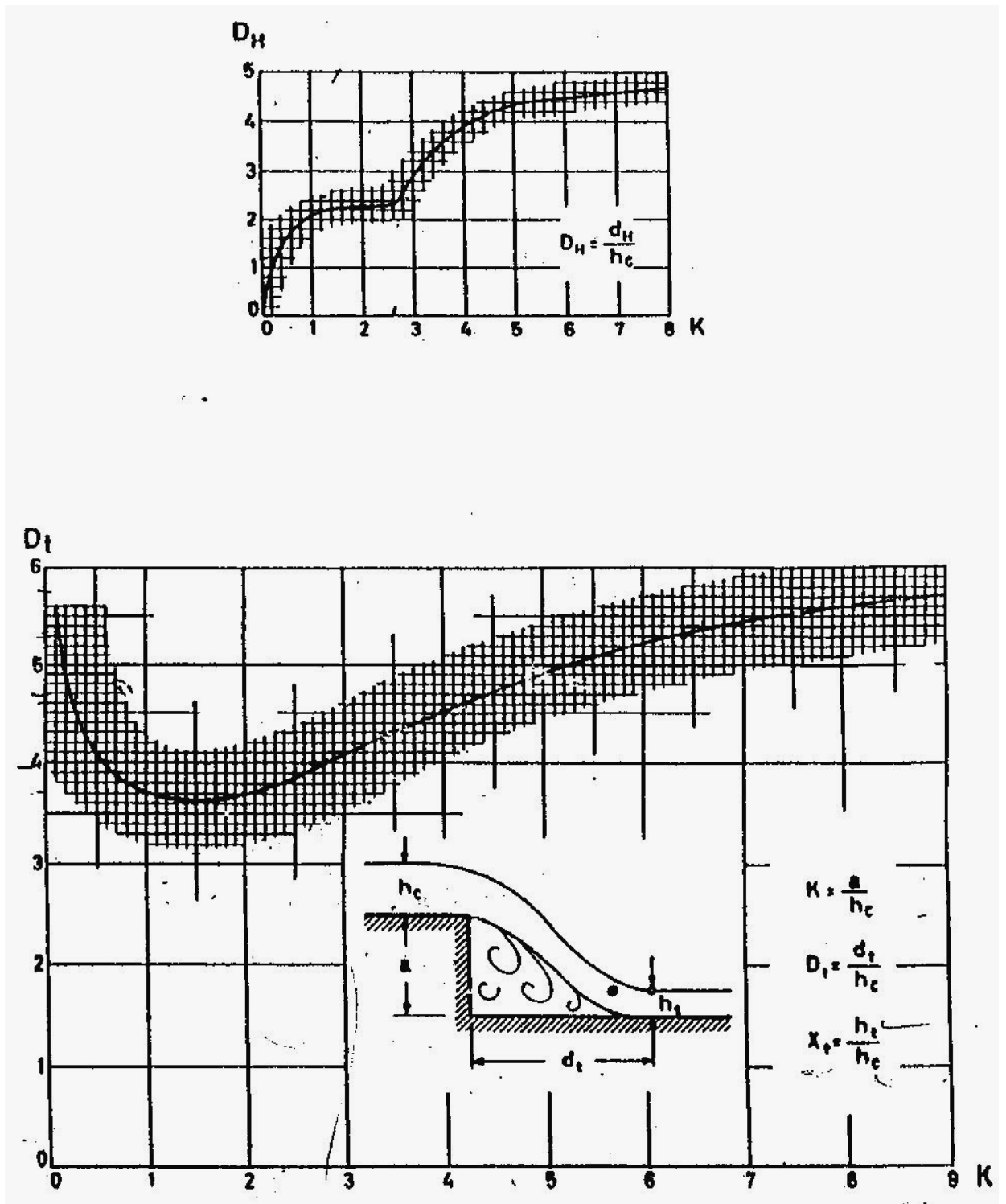


Figura 145 y Figura 146

3.2.3. Cálculo del diseño estructural de las caídas:

Las caídas o gradas necesitan protegerse con muros de concreto armado, cuyo espesor puede oscilar entre los 20 y 90 centímetros, dependiendo de su altura. Usualmente el acero de refuerzo utilizado consiste en barras y esfuerzo de fluencia $F_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$, y de diámetros comprendidos entre $\frac{3}{4}$ ", $\frac{1}{2}$ " y 1" pulgada, espaciadas cada 10 y 20 centímetros.

En el siguiente dibujo (*figura 3.5*), se pueden apreciar el muro en voladizo en forma de ele invertida y el muro de sostenimiento para $h = 8m$.

Estos tipos de muro son apropiados para terrenos favorables el primero incluye sobrecarga. En la práctica, el valor establecido de 1 y 2 (m^3/seg) para caudales es muy pequeño con relación a la altura de la caída que es de 7.72m por lo que el valor de $K = \frac{a}{h_c}$ en la *figura 146*, sale del diagrama, lo cual limita el cálculo de d_t para esos casos. Dado que la curva en el gráfico referido de la *figura 146* tiende a horizontalizarse asintóticamente, tomaremos, en caso de que el valor de K salga del gráfico, su valor extremo de $K = 9$ para un $\frac{d_t}{h_c}$ máximo de aproximadamente 6. Para todos los valores de K mayores de nueve (9) se tomará $\frac{d_t}{h_c} \cong 6.00$

Muros armados para diferentes alturas:

Se utilizarán los muros, para la construcción de alturas menores a $8m$ utilizando las tablas para losas continuas y muros de concreto armado de Olivares (ver anexos 1).

A continuación se puede observar un modelo tipo de muro en "L"

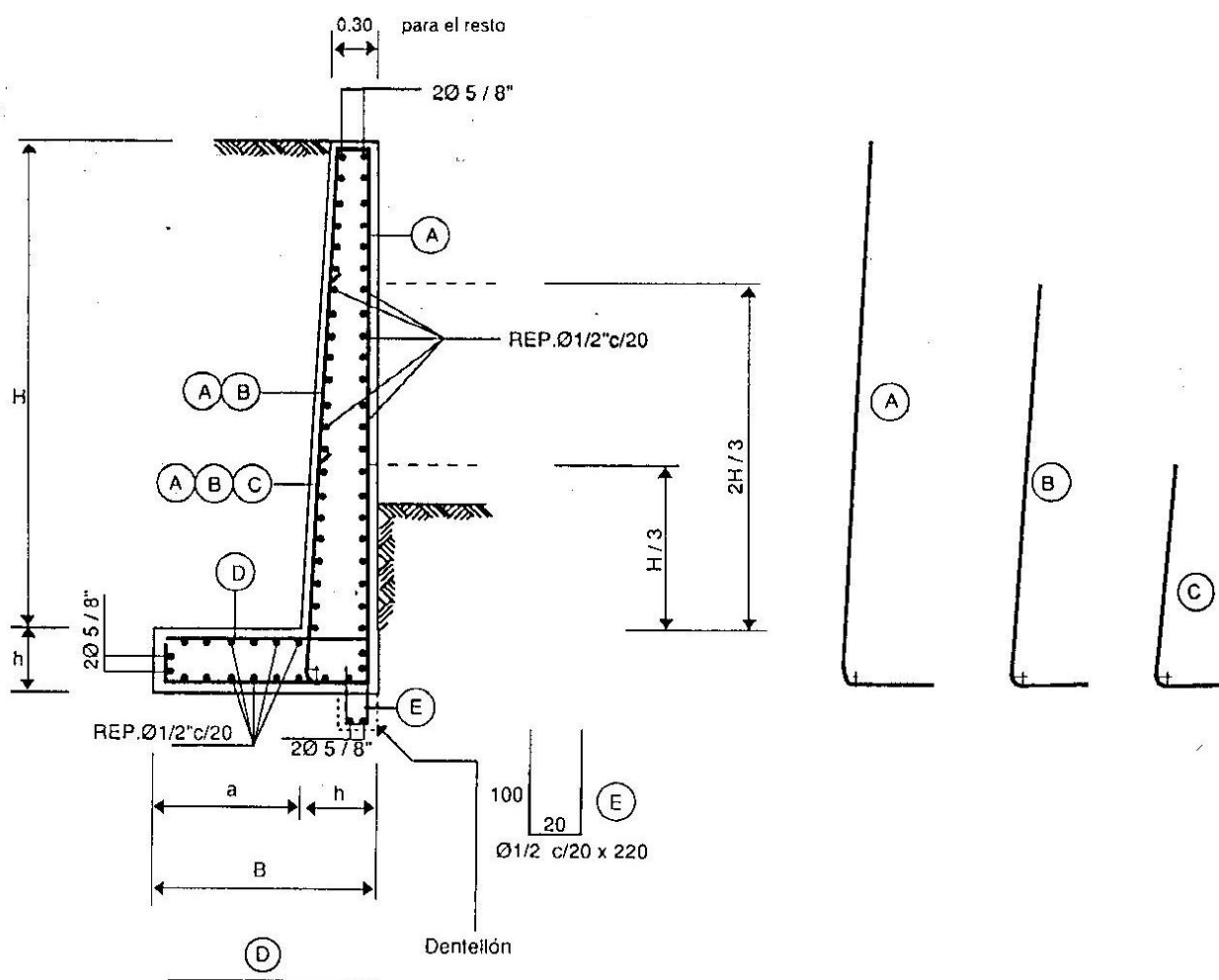


Figura 3.4

Para la construcción de muros de sostenimiento de hasta 8m nos remitimos al manual para cálculo de edificios del M.O.P de concreto armado (Ref. 3).

Dibujo N° 28.—Muros de concreto armado con sobrecarga.
h = 8.00 m.

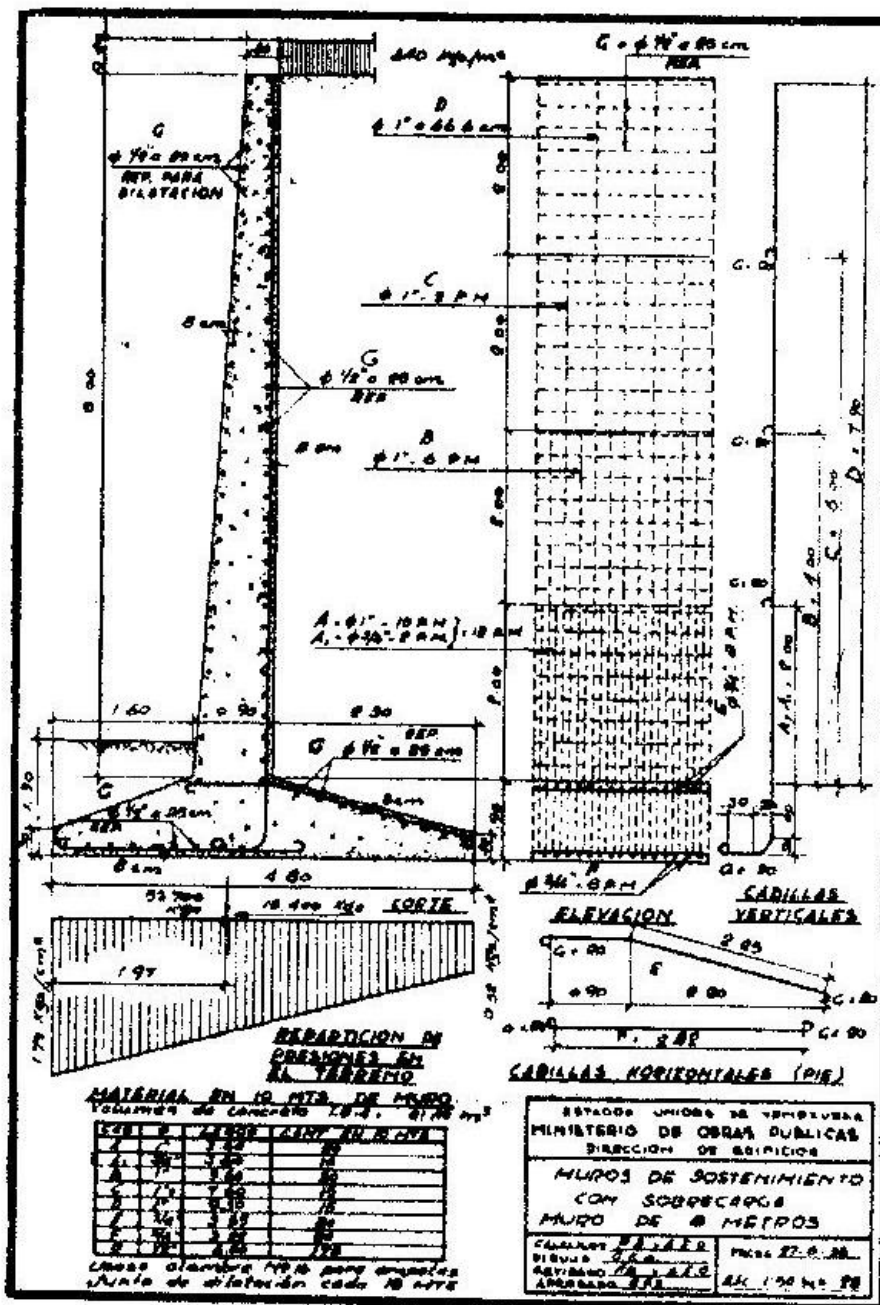


Figura 3.5

3.3. Diseño hidráulico de rápidos para distintos caudales y pendientes:

El canal con pendiente pronunciada que se usa para transportar agua de una elevación alta a otra más baja es lo que se conoce como rápido o rápida. Como se puede apreciar en la (Fig. 3.6), el flujo uniforme recibe el agua del canal aguas arriba, a través de una transición de trapecial a rectangular, acelerándose la velocidad y aproximándose gradualmente a corriente uniforme en los tramos inferiores. Anexo se incluye en la (Fig.3.2) el sistema de clasificación de perfiles de flujo gradualmente variado, siendo nuestro caso el de la pendiente fuerte para un canal de sección rectangular.

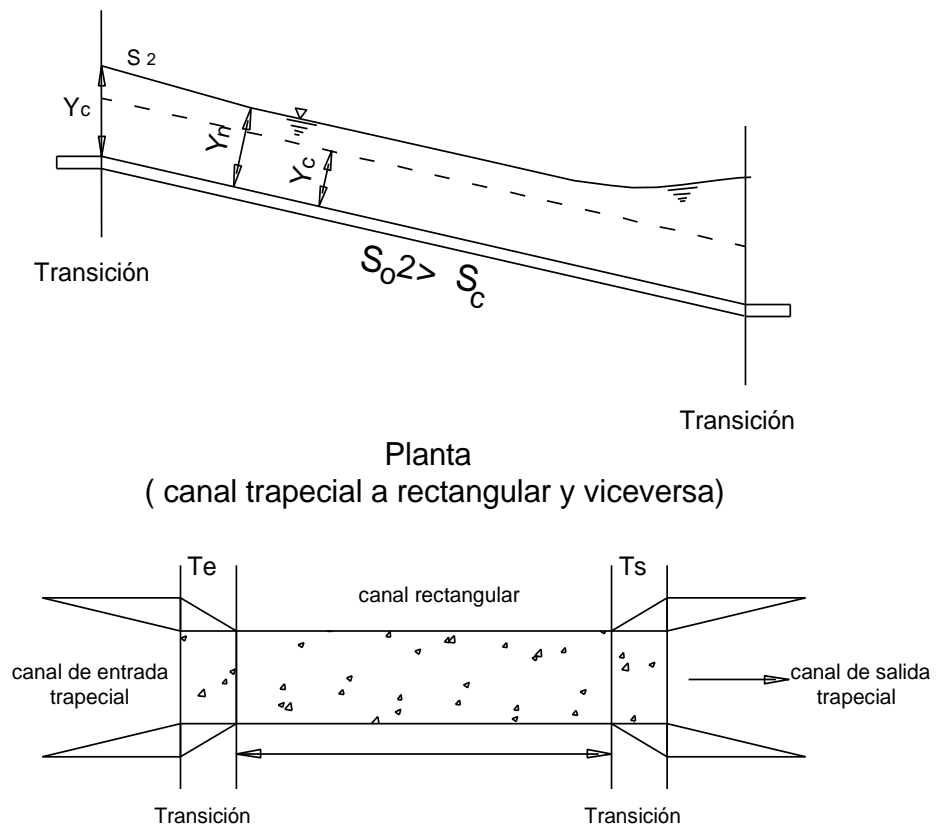


Figura 3.6

Sistema de clasificación de perfiles de flujo gradualmente variado

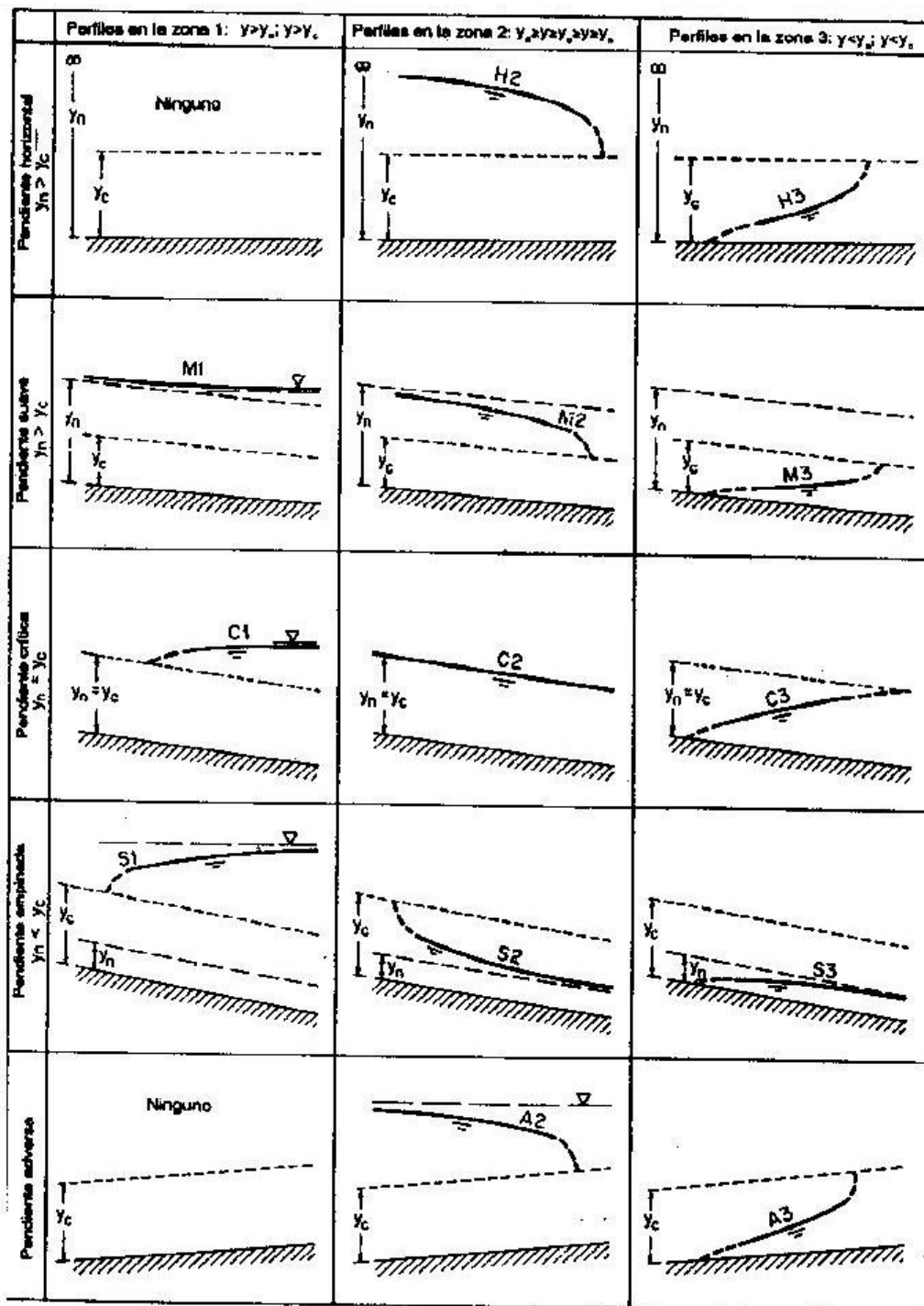
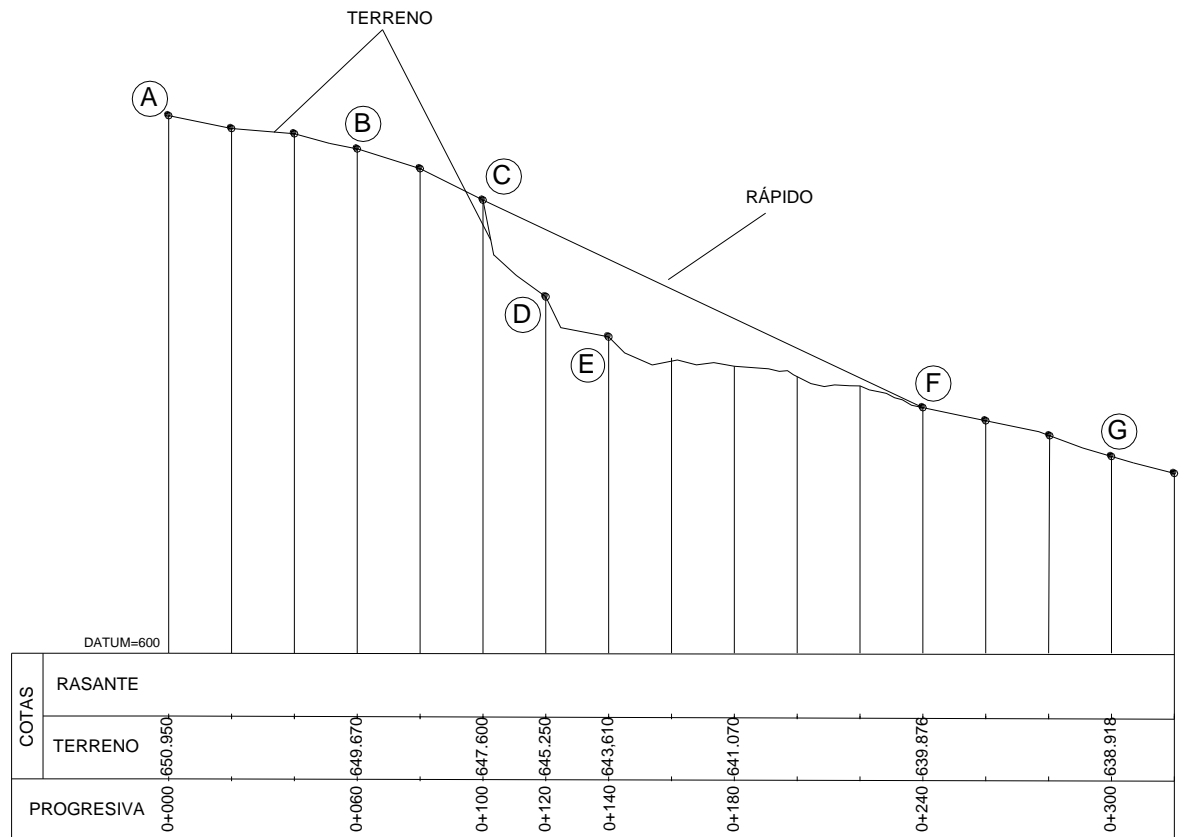


Figura 3.7

3.3.1. Características Generales:

Suponemos, al igual que para las caídas el mismo perfil de terreno con las mismas características topográficas



Se calculan las pendiente del terreno en el canal (rápido) entre el punto C y el punto F (inicio del hueco del terreno y final del mismo) con la diferencias de cotas entre la longitud de los puntos (progresivas)

Puntos	C	F
cotas	647,600	639,876
Progresiva	0+100	0+240

Así tendremos que: entre C y F existe una diferencia de cotas de $647,600 - 639,876 = 7,724m = \Delta y$; procedemos a dividir este resultado entre la diferencia de las progresivas de C y F respectivamente: $Prog. (0+240) - (0+100) = 0+140m. = \Delta L$, Luego calculamos la pendiente entre estos dos puntos de cota $\frac{7,724}{140} = 0,0551 \Rightarrow 5,51\%$ (esta será la pendiente topográfica que hacemos coincidir con la pendiente del fondo del rápido). El área entre los puntos $C, D, E,$ y F es de $1.892,60m^2$

Se considerará una sección rectangular (en el rápido) con muros a los lados de la misma y con pendiente de 5.51% . Para los diferentes caudales de $1, 2, 8$ y $10m^3/seg.$ respectivamente.

Con la formula de Manning. (Para un canal rectangular, según características de la figura 3-2):

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{S} \quad (\text{ec.3.5})$$

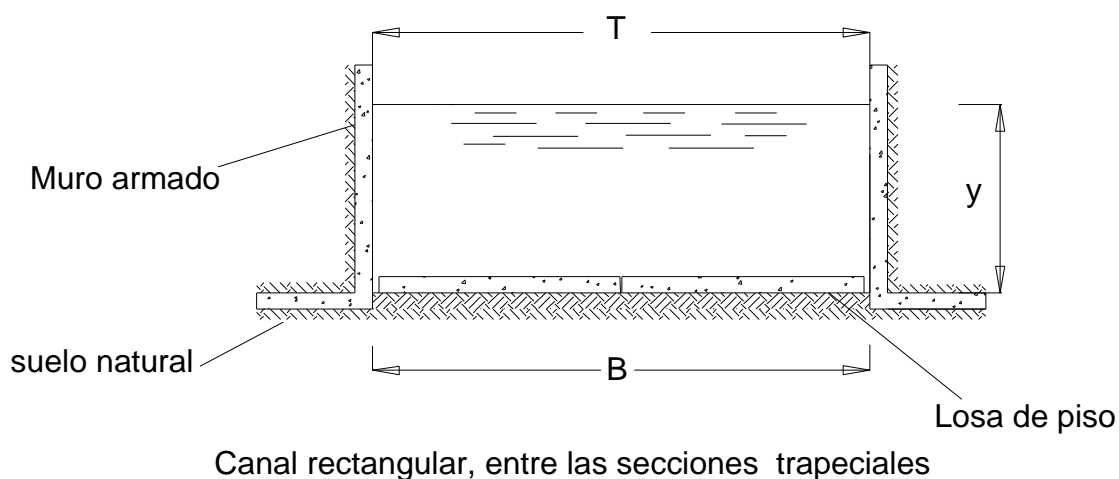


Figura 3.8

Es importante destacar que el rápido se construirá en forma rectangular, con muros armados de sostenimiento en "L" y losas continuas con sus juntas, estos muros deberán tener en caso de rellenos una profundidad suficiente tal que no permita el volcamiento o deslizamiento del mismo y se funden en terreno firme. En la (Fig. 3.8) se puede observar el modelo tipo de canal en el rápido.

Rápido: para los mismos datos anteriores

Datos del canal: $Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg.}$, $B = 1 \text{ m}$, $n = 0.016$ (canal revestido)

Área del canal rectangular: $A = by$ ($b = B$)

Radio Hidráulico: $R_h = \frac{by}{b + 2y}$

Tirante hidráulico $\left(R = \frac{A}{P} \right)$: relación del área mojada o hidráulica y el ancho superficial:

Factor de sección: $Z = by^{1.5}$

Caudal Unitario:

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

Se determinan las profundidades críticas y con éstas, se calculan las respectivas pendientes, para saber que tipo de curvas (perfiles de flujo) se presentan en el canal (el rápido); luego se procede a compararlos con la pendiente normal la cual deberá ser menor que las críticas, para así tener flujo supercrítico en el rápido. Veamos el siguiente ejemplo:

3.3.2. Ejemplo del cálculo hidráulico de la pendiente:

a) Cálculo de la y_c

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad ; \quad \text{El caudal unitario es } q = \frac{Q}{B}$$

$$Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg.}, \quad B = 1 \text{ m}, \quad \text{tenemos entonces que el } q = \frac{2 \text{ m}^3/\text{seg}}{1 \text{ m}} \Rightarrow q = 2 \text{ m}^2/\text{seg}$$

$$\text{De donde } y_c = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{2 \text{ m}^2}{\text{seg}}\right)^2}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}}}} \Rightarrow y_c = 0.74 \text{ ,}$$

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{S} \quad , \quad \text{despejando } S \text{ obtenemos: } S = \left(\frac{nQ}{\left(\frac{by_c}{b+2y_c}\right)^{2/3} y_c} \right)^2$$

$$S = \left[\frac{0,016 \times 2 \frac{\text{m}^2}{\text{seg}}}{\left(\frac{1 \times 0,74}{1 + 2 \times 0,74}\right)^{2/3} \times 0,74} \right]^2 \Rightarrow S = 9.37 \times 10^{-3} \text{ , } S_c = 0,00937 = 9.37 \text{ ‰}$$

$$S_c = 0,00937 < S_{\text{rápido}} = 0,0551 \text{ (Flujo supercrítico)}$$

Tabla para $n = 0.016$, (canal revestido), con los diferentes gastos $Q = 1, 2, 3, 8$, y $10 (m^3/seg)$, con $1 (m)$ de base (B), y en donde se puede apreciar los valores de las pendientes críticas (S_c).

$Q(m^3/seg)$	$B(m)$	$S_c(m/m)$	y_c	S_{rapido}	$S_{rapido} > S_c$
1	1	0.0076	0.47	0.0551	supercrítico
2	1	0.0093	0.74	0.0551	supercrítico
8	1	0.0163	1.86	0.0551	supercrítico
10	1	0.0182	2.16	0.0551	supercrítico

Tabla 3.1

Se procede, entonces a analizar a partir de la pendiente topográfica tres casos posibles para las alturas de los muros del rápido. El canal de forma trapecial viene con pendiente subcrítica y pasa a un canal rectangular con pendiente supercrítica, finalmente el canal vuelve a través de una transición a ser trapecial con la pendiente subcrítica igual que al inicio.

En el primer caso el conjugado del valor del tirante normal (y_n) del canal trapecial con S_{01} es igual que la profundidad normal en la rápida rectangular con una pendiente $S = 5.51\%$

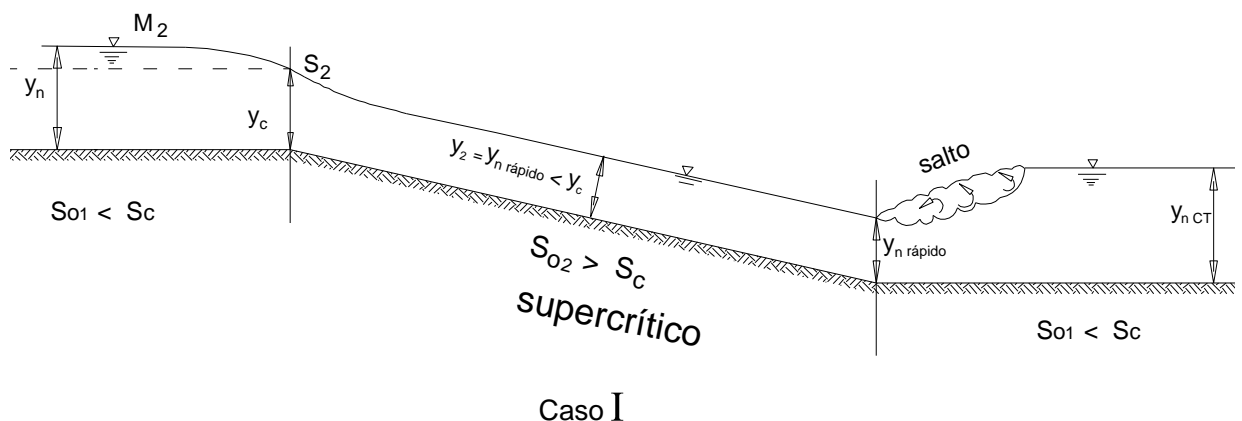
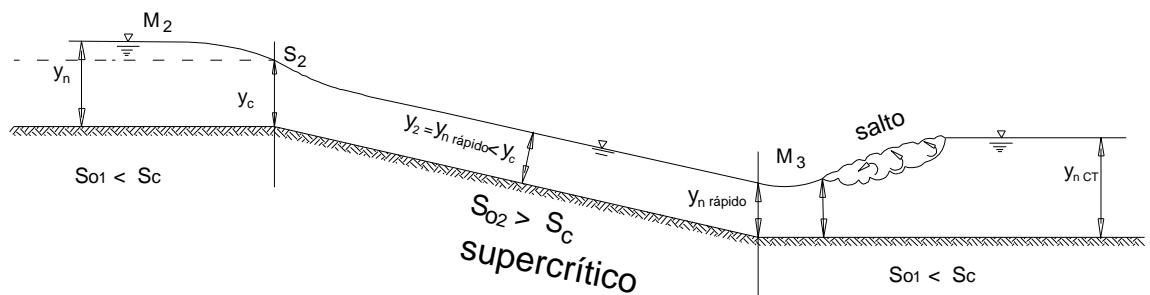


Figura 3.9

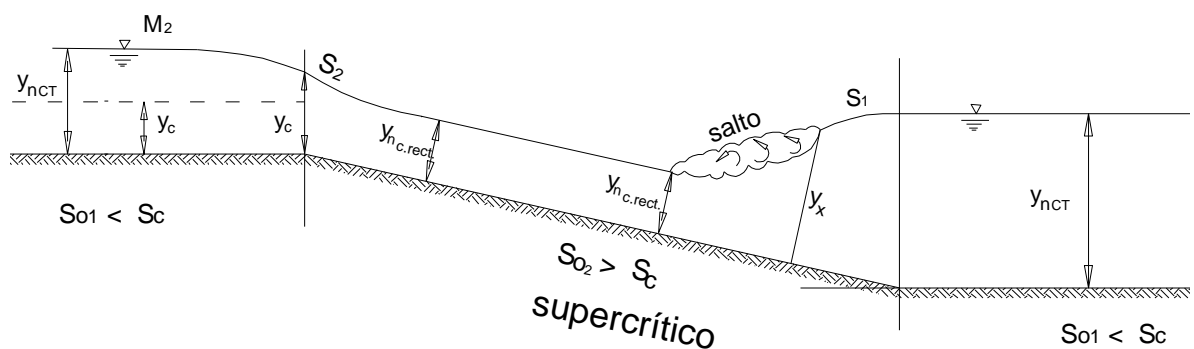
En el caso dos, el conjugado del valor del tirante normal (y_n) del canal trapecial será mayor al (y_n de la rápida), por lo que el flujo entra en la pendiente suave ($S_{02} < S_c$) (figura 4.0)



Caso II

Figura 4.0

Por último el tercer caso, el resalto se encuentra en el rápido pues el conjugado del (y_{nCT} del canal trapecial), es menor que (y_n del rápido), no existiendo entonces conjugado del (y_{nCT} del canal trapecial) y habría que calcular en el rápido el conjugado de ($y_{nrect.}$ del rápido). (figura 4.1)



Caso III

Figura 4.1

En el ejemplo a continuación calcularemos el caso que se origina para un ancho de base trapecial $B = 1 \text{ m}$, en un canal rectangular, para una pendiente de llegada y salida en el canal trapecial de $S_{01} = 0.006$, siendo el flujo subcrítico (obsérvese la tabla 1.5) y de $S_{02} = 0.0551$ en el rápido, para un gasto de $Q = 2 \text{ m}^3 / \text{seg.}$, con una rugosidad de $n = 0.016$, manteniéndose la longitud del rápido igual a la señalada por la topografía.

Buscamos el valor de y_n rectangular, para los datos antes descritos:

$$Q = 2 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

$$B = 1 \text{ m}$$

$$S_{01} = 0.006, \quad S_{02} = 0.0551, \quad q = \frac{Q}{B} = \frac{2}{1} = 2 \text{ m}^2 / \text{seg.}$$

$$n = 0.016$$

Para el canal rectangular (el rápido):

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \Rightarrow y_c = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{2 \text{ m}^2}{\text{seg}}\right)^2}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}}}} \Rightarrow y_c = 0.74 \text{ m}$$

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{S} \quad \text{De donde} \quad \frac{nQ}{S^{1/2} B^{8/3}} = \left(\frac{By_n}{B + 2y_n} \right)^{2/3} y_n$$

Para la pendiente de $S_{02} = 0.0551$, en el canal rectangular:

$$\frac{nQ}{S^{1/2} B^{8/3}} = \frac{0.016 \times 2}{1^{8/3} \times (0.0551)^{0.5}} = 0.13$$

Entramos al ábaco 2.1 y obtenemos el valor de $\frac{y_n}{B}$;

Como $B = 1 \text{ m}$, entonces tendremos que el valor de $y_n = 0.38$ (normal del canal rectangular) con pendiente de $S_{02} = 0.0551$.

El valor para y_n del canal trapecial con la pendiente de $S_{01} = 0.006$ (tabla 1.2)

$$y_n = 0.64$$

Calculamos el conjugado de esta profundidad del canal trapecial, donde la pendiente es $S_{01} = 0.006$ y el valor de $y_n = 0.64$: (aguas abajo a la salida del rápido). $y_n = y_{normal}$ (canal trapecial)

$$\frac{y_{conj.}}{y_{nCT}} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_{nCT}^2} - 1 \right), \text{ despejando } y_4 \text{ nos queda que:}$$

$$y_{conj.} = y_{nCT} \left/ 2 \left(\sqrt{1 + 8F_{nCT}^2} - 1 \right) \right., \text{ para un valor dado de } F_n$$

$$\# F_n = \frac{Q}{(By_n + my_n^2) \sqrt{g \frac{By_n + my_n^2}{B + 2my_n}}} \Rightarrow$$

$$\# F_n = \frac{2 \text{ m}^3 / \text{seg}}{((1 \times 0.64) + (1.5 \times 0.64^2)) \sqrt{9,81 \text{ m}^2 / \text{seg} \times \frac{(1 \times 0.64) + (1.5 \times 0.64^2)}{1 + ((2) \times (1.5 \times 0.64))}}} = 0.78 < 1 (\text{subcrítico})$$

Entonces tendremos que:

$$y_{conj.} = y_{nCT} \left/ 2 \left(\sqrt{1 + 8F_{nCT}^2} - 1 \right) \right. \Rightarrow y_{nCT} = \frac{0.64}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8 \times (0.78)^2} \right) \Rightarrow y_{conj.} = 0.45,$$

Comparándolo con el tirante normal en la pendiente de $S_{02} = 0.0551$ tenemos:

$$y_{conj} > y_{nCR} \text{ , es decir que } 0.45 > 0.38$$

Se observa que estamos en el caso *II* donde el salto se produce después del rápido por lo que el flujo entra en la pendiente suave de $S_{01} = 0.006$

En la figura a continuación se puede observar, el esquema de los muros laterales, que llevará el rápido, la altura del borde libre será en función del gasto y a ese valor se le sumarán el tirante normal, que en el caso dado es de $0.38m$.

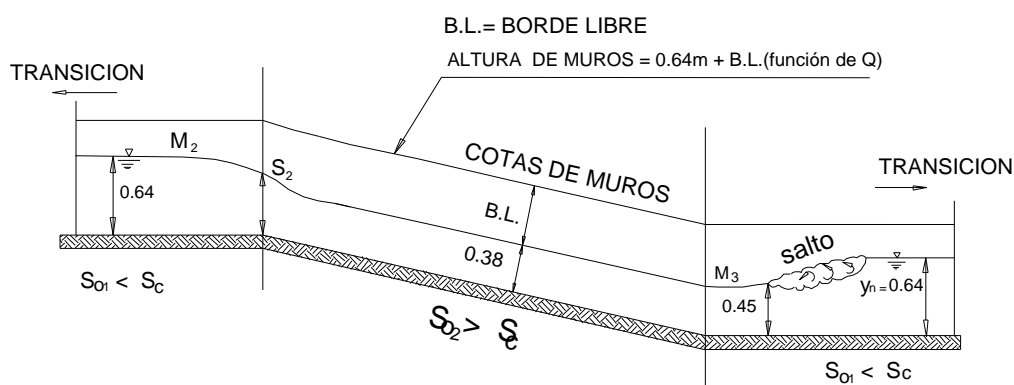


Figura 4.2

El análisis solamente se hace para el canal rectangular del rápido con pendiente fuerte de 0.0551 , según la topografía seleccionada, y en la caída hasta el canal trapecial. Pueden resultar costos adicionales en las transiciones de entrada y salida trabajo que se debe efectuar al realizar un proyecto determinado.

Los muros con su respectivo borde libre se construirán en el rápido, tomando en cuenta el borde libre del mismo, obsérvese la (figura 4.3). En la situación que el resalto se produzca después del rápido como son en el primer y segundo caso, los muros se construirán luego del rápido pero sólo hasta el fin de la transición de salida.

Para el cálculo de los bordes libres se utiliza, el grafico de la (figura 4.3), para canales trapeciales.

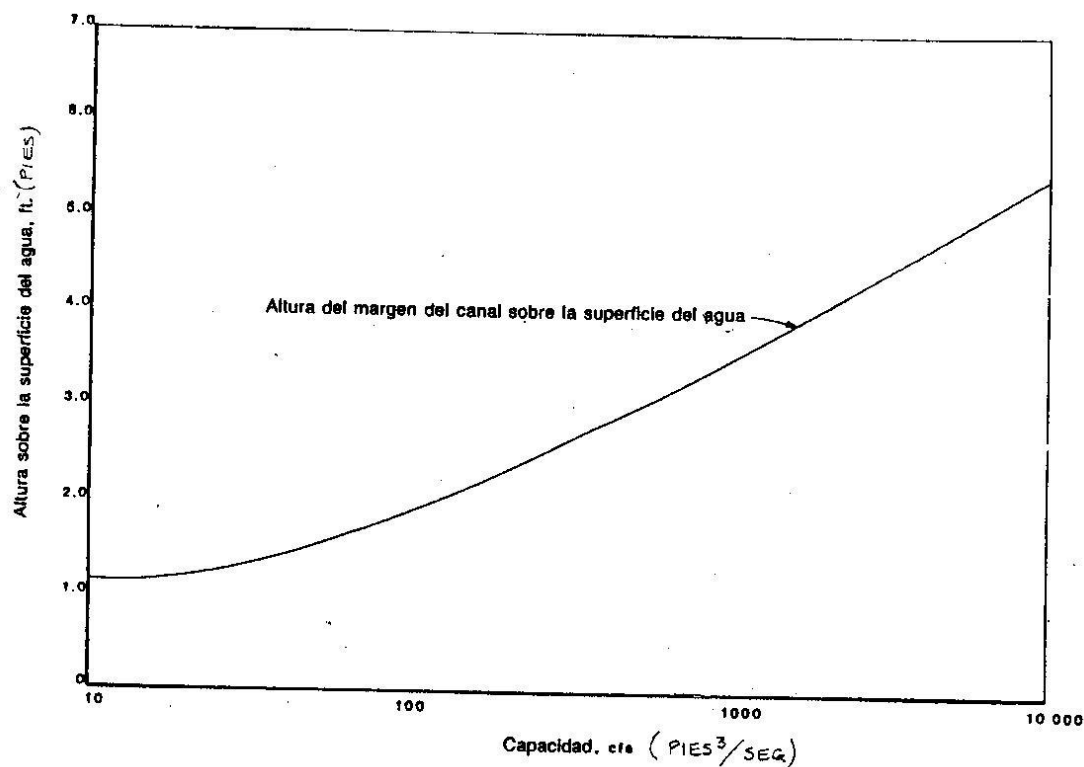


Figura 4.3

En este gráfico para canales trapeciales, se puede observar en el eje de las abscisas la altura sobre la superficie del agua en (*pies*), y en el eje de las ordenadas se representa la capacidad del canal dada en (*pies cúbicos/segundo*), siendo un $1ft = pie = 0.3048m$ y $28,32 \frac{l}{seg.} = 1cfs = \frac{pies^3}{seg}$. Así tendremos por ejemplo que para una capacidad de $Q = 2000 \frac{ts}{seg.}$, será igual a aproximadamente $70,62cfs$, entrando a la gráfica el valor final de la altura de borde libre es entre 1.5 a $1.6pies$ es decir $49cm$. Luego la altura necesaria máxima de los muros en el rápido es de $(0.38 + 0.49m) = 0.87m$.

3.3.3. Cálculo del diseño estructural de los rápidos

En el caso de los rápidos sobre el terreno bien compactado se va a colocar una losa cuyo espesor varía entre 12 y 15 centímetros respectivamente. En la losa de piso, bastará colocar en su eje neutro una malla de acero de 3/16". El concreto tendrá una resistencia de R_{cc} a los 28 días de 210kg/m².

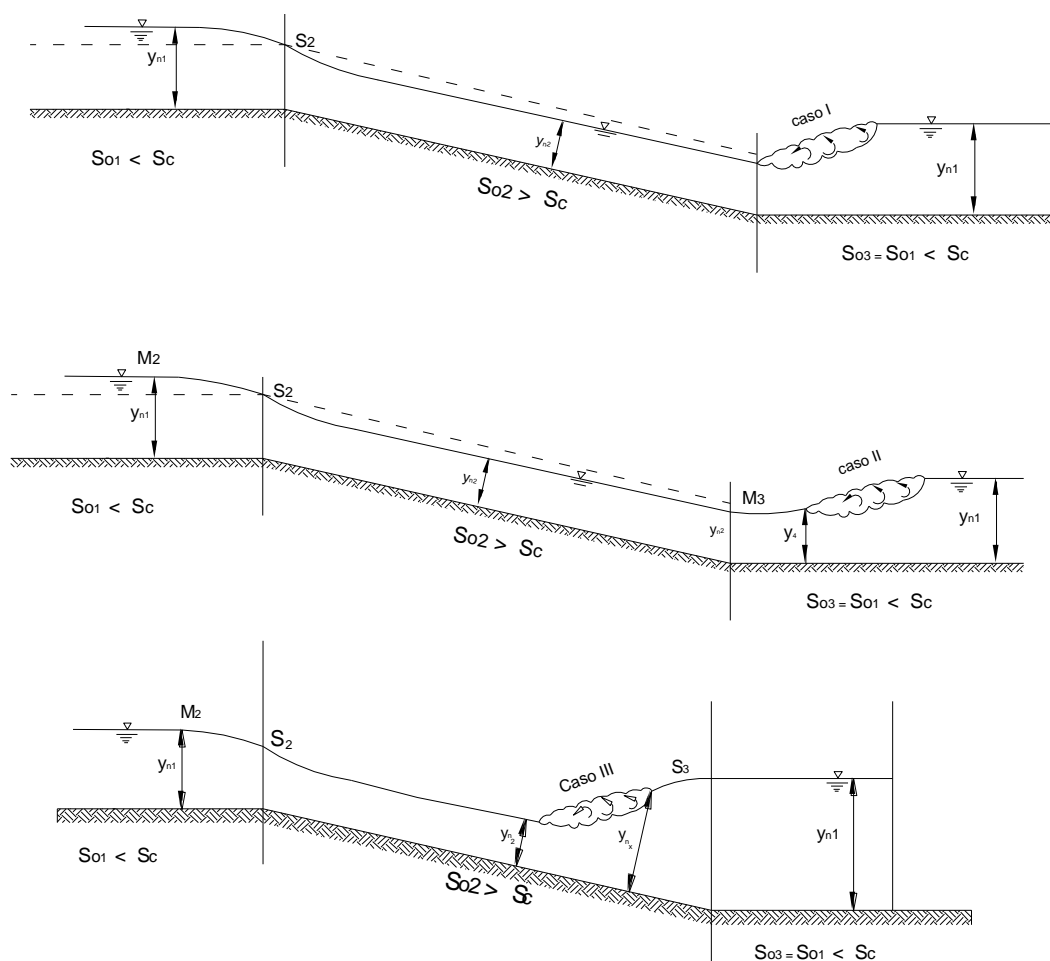
En la (figura 3.4), como en el caso de las caídas se pueden apreciar los muros, y las dimensiones y refuerzos para los mismos.

Se tendrá especial cuidado de colocar drenajes en el contacto de la losa de fondo con el terreno, ello reducirá la subpresión que accionará contra el peso de la losa al vaciar el canal. En el rápido es importante drenar el agua entre el suelo y los muros para reducir la fuerza generada contra los muros laterales

A continuación se incluye una tabla con los valores de y_c , y_{nconj} para el canal rectangular revestido $n = 0.016$ con distintos caudales y anchos, para la pendiente del terreno seleccionado cuyo valor es $S = 5.51\%$, teniéndose en cuenta que en el rápido el flujo es por lo general supercrítico. Con los valores obtenidos del y_n bien para el canal trapecial o el rápido, en la tabla adjunta más la altura del borde libre (figura 4.2), se calcula la altura de los muros, para los diferentes gastos. Para los Caso I, y Caso II se suma para calcular los muros del rápido su ($y_{n_{c.rec.}}$) mas el borde libre, para el Caso III la altura de los muros del rápido, se calculan por exceso, pues ubicaremos el salto en el rápido con la altura normal del canal trapecial mas el borde libre.

Con los valores del tirante normal, se calculan las conjugadas del rápido determinándose la ubicación del salto, para la construcción de los muros con su borde libre, a continuación se puede observar tres dibujos de los casos de los saltos para posteriormente en la tabla ubicar los valores correspondientes de los conjugados para los diferentes gastos y anchos respectivamente: *Caso I*, *Caso II* y *Caso III*.

Leyenda de los dibujos: y_{n2} = y_{normal} canal rectangular, y_{n1} = y_{normal} canal trapecial, y_4 = conjugado del y_{normal} canal trapecial, y_{nx} = conjugado del y_{nc} rectangular (y_{n2})



En el mismo orden de los dibujos se presentan el caso *I* el ($Conj y_{n1} = y_{n2}$), en el Caso *II* el ($Conj y_{n1} > y_{n2}$) y el Caso *III* no hay conjugado porque no es posible que el ($Conj y_{n1} < y_{n2}$).

Ejemplo para una pendiente del canal antes de la entrada del rápido igual a $S = 2\text{‰}$. Calculando para un $Q(m^3/\text{seg}) = 1$, $B(m) = 1$ y $y_{n1} = 0.60$:

$$\frac{y_{\text{Conj } n1}}{y_{n1}} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_n^2} - 1 \right), \quad \#F_{n1} = \frac{Q}{(By_n + my_n^2) \sqrt{g \frac{By_n + my_n^2}{B + 2my_n}}} = 0.44$$

$$y_{\text{Conj } n1} = \frac{y_{n1}}{2} (\sqrt{1 + 8F_{n1}^2} - 1) \Rightarrow y_{\text{Conj } n1} = 0.18 < 0.24 \quad (y_{n1} = y_{\text{ncanalrect}}) \text{ (Caso III)}$$

Caso II : altura de muros en el rápido = $y_{\text{ncanalrect.}} + B.L.$

Caso III : altura de muros en el rápido = $y_{\text{ncanalTrapezial.}} + B.L.$

$Q(m^3/\text{seg})$	$B(m)$	y_{n1} (canal) (trapezial)	y_{n2} (rápido) (rec tan gular)	Conj y_{n1}	Caso	Altura muros (rápido) $y_n + B.L$
1	1	0.60	0.24	0.18	III	0.99
2	1	0.83	0.38	0.27	III	1.26
8	1	1.52	1.11	0.63	III	2.23
10	1	1.67	1.34	0.71	III	2.47
1	1.50	0.55	0.17	0.14	III	0.94
2	1.50	0.76	0.27	0.22	III	1.19
8	1.50	1.43	0.71	0.55	III	2.14
10	1.50	1.58	0.84	0.63	III	2.38
1	2.50	0.45	0.12	0.10	III	0.84
2	2.50	0.64	0.18	0.17	III	1.07
8	2.50	1.27	0.45	0.44	III	1.98
10	2.50	1.42	0.53	0.51	III	2.22
1	3.00	0.42	0.11	0.09	III	0.81
2	3.00	0.61	0.15	0.14	III	1.04
8	3.00	1.21	0.39	0.40	II	1.10
10	3.00	1.34	0.46	0.47	II	1.26

Tabla 3.3

Para una pendiente del canal antes de la entrada del rápido igual a $S = 6\text{‰}$

$Q(\text{m}^3/\text{seg})$	$B(\text{m})$	y_{n1} (canal) (trapezoidal)	y_{n2} (rápido) (rectangular)	Conj y_{n1}	Caso	Altura muros (rápido) $y_n + B.L$
1	1	0.47	0.24	0.28	II	0.63
2	1	0.64	0.38	0.45	II	0.81
8	1	1.20	1.11	1.02	III	1.91
10	1	1.32	1.34	1.16	III	2.12
1	1.50	0.41	0.17	0.23	II	0.56
2	1.50	0.58	0.27	0.36	II	0.70
8	1.50	1.12	0.71	0.88	II	1.42
10	1.50	1.23	0.84	1.02	II	1.64
1	2.50	0.33	0.12	0.16	II	0.51
2	2.50	0.48	0.18	0.27	II	0.61
8	2.50	0.98	0.45	0.69	II	1.16
10	2.50	1.09	0.53	0.81	II	1.33
1	3.00	0.29	0.11	0.15	II	0.50
2	3.00	0.44	0.16	0.24	II	0.58
8	3.00	0.92	0.39	0.63	II	1.10
10	3.00	1.03	0.46	0.73	II	1.26

Tabla 3.4

No se consideran los casos en los cuales el flujo se comporta supercrítico en el canal trapezoidal, ya que en nuestro trabajo el flujo en los canales trapezoidales, se considera como subcrítico.

Para una pendiente del canal antes de la entrada del rápido igual a $S = 8\text{‰}$

$Q(m^3/seg)$	$B(m)$	y_{n1} (canal) (trapezoidal)	y_{n2} (rápido) (rectangular)	Conj y_{n1}	Caso	Altura muros (rápido) $y_n + B.L$
1	1	0.44	0.24	0.42	II	0.63
2	1	0.61	0.38	0.49	II	0.81
8	1	1.13	1.11	1.12	Supercritico (no hay salto)	No se considera
10	1	1.27	1.34	1.25	III	2.07
1	1.50	0.38	0.17	0.25	II	0.56
2	1.50	0.54	0.27	0.40	II	0.70
8	1.50	1.04	0.71	0.99	II	1.42
10	1.50	1.16	0.84	1.13	II	1.64
1	2.50	0.31	0.12	0.18	II	0.51
2	2.50	0.45	0.18	0.29	II	0.61
8	2.50	0.91	0.45	0.77	II	1.16
10	2.50	1.01	0.53	0.90	II	1.33
1	3.00	0.28	0.11	0.16	II	0.50
2	3.00	0.41	0.16	0.26	II	0.58
8	3.00	0.85	0.39	0.70	II	1.10
10	3.00	0.96	0.46	0.81	II	1.26

Tabla 3.5

Para una pendiente del canal antes de la entrada del rápido igual a $S = 1\%$

$Q(m^3/seg)$	$B(m)$	y_{n1} (canal) (trapezoidal)	y_{n2} (rápido) (rectangular)	Conj y_{n1}	Caso	Altura muros (rápido) $y_n + B.L$
1	1	0.41	0.24	0.35	II	0.63
2	1	0.57	0.38	0.54	II	0.81
8	1	1.08	1.11	1.23	Supercrítico (no hay salto)	No se considera
10	1	1.18	1.34	1.42	Supercrítico (no hay salto)	No se considera
1	1.50	0.36	0.17	0.27	II	0.56
2	1.50	0.51	0.27	0.44	II	0.70
8	1.50	0.99	0.71	1.07	Supercrítico (no hay salto)	No se considera
10	1.50	1.10	0.84	1.22	Supercrítico (no hay salto)	No se considera
1	2.50	0.29	0.12	0.19	II	0.51
2	2.50	0.42	0.18	0.32	II	0.61
8	2.50	0.86	0.45	0.84	II	1.16
10	2.50	0.96	0.53	0.96	crítico	No se considera
1	3.00	0.26	0.11	0.17	II	0.50
2	3.00	0.39	0.16	0.28	II	0.58
8	3.00	0.81	0.39	0.75	II	1.10
10	3.00	0.91	0.46	0.87	II	1.26

Tabla 3.6

El comportamiento del flujo en el canal trapezoidal es supercrítico ($\#F > 1$), para algunos gastos de 8 y $10(m^3/seg)$, y $B = 1m$ estos caso no se considerará en el estudio de los canales. Únicamente, se consideraran los flujos subcríticos, porque en las tablas que utilizamos de Domínguez son para flujos subcríticos.

Si el salto se produce en el rápido estamos en el caso *III*, el conjugado de $y_{n1Trapezoidal}$ es menor que el y_{n2} del rápido y en algunas situaciones de la pendiente de 2‰ se presenta el salto en el canal trapecial, Caso *II*, donde el conjugado del y_{n1} es mayor que el y_{n2} .

CAPITULO 4

4.1 Cálculos métricos y costos de los rápidos y caídas:

En general además de los costos de excavación y relleno hay que tomar en cuenta que la sección ha de tener los taludes estables de acuerdo al terreno y las secciones más profundas que no produzcan costos excesivos. Generalmente esos taludes varían entre 1:1 y 1.5:1 (*horizontal/ vertical*= $H/V = m$)

El costo de la excavación no depende solamente de la cantidad de material que se debe remover, sino también de la facilidad de acceso al sitio y el costo del bote del material desechado producto de la excavación.

Actualmente, en el país existe un proceso inflacionario continuo, que encarece los insumos de construcción progresivamente, es decir los costos serán variables en la medida que el tiempo de ejecución sea mayor. Es de destacar el hecho que los aumentos de los salarios del personal obrero también afectarán los costos finales de la obra. Esas variaciones inciden en ambas alternativas dejando vigentes sus relaciones comparativas.

A continuación se especifica de una forma sencilla, algunas cantidades de obras a ejecutar. Es importante señalar que dichas cantidades son referenciales y de ningún modo permanentes, estas dependerán de las características y condiciones del terreno, donde se llevaran a cabo las obras respectivas.

Comparando las caídas específicas con los rápidos específicos, para la topografía asumida, variando el caudal y los anchos. Se especifican los costos de algunas obras y materiales necesarios en el desarrollo de la construcción de las caídas y los rápidos. En los cálculos de los costos totales, se tomó en cuenta el relleno de tierra de préstamo necesario para construir el rápido, pero no la excavación necesaria para la caída.

Relleno con compactación (con maquinaria) = 40.000 Bs./m³

Malla electro soldada, (con aceros de Φ 3/16").

Concreto, de R_{cc} (28días)=210kg/cm², mas el encofrado será de aproximadamente \cong 700.000 Bs./m³.

El acero (colocado) \cong 4200 Bs /Kg.

Caídas: Vamos a analizar con el ejemplo del perfil asumido para el terreno con los caudales y pendientes que sean compatibles en este caso se escogió la pendiente del 6‰. La altura del perfil topográfico escogido es de 7.72m, el área de la losa de la caída será igual a la longitud por su espesor que se estimado en 0.12m, y tres muros similares al presentado en la (figura3.5), de los cuales dos serán laterales. El costo final es el área total por los metros cúbicos de concreto armado. No se considerará el costo de la transición del rectangular al trapecial.

De ser necesario el escalón, ello impide la erosión del canal trapecial aguas abajo, por lo cual no será necesario revestirlo, siempre que su velocidad subcrítica sea permisiva de acuerdo al tipo de suelo del canal, en nuestro caso revestiremos el canal trapecial, para asegurarnos que no será erosionado por la velocidad del flujo.

Caídas:

En las siguientes tablas se observan los costos de las caídas para una altura de $h = 7.72m$, para las losas y los muros en toda la longitud equivalente al rápido para poder comparar los costos de rápido con la caída. Los gastos son de 1, 2, 8 y $10(m^3/seg)$ para una pendiente del canal trapecial de 6% .

Borde libre para los diferentes gastos

$Q(m^3/seg)$	BL (m)
1	0.39
2	0.43
8	0.71
10	0.80

Costo de volumen de concreto armado= 1.015.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	Perimetro trapecial	Logitud Salto = $(4h_r)$	d_t m (longitud)	$L_{salto} + d_t$	Volumen losa + muros m^3	Costo (B_s) Total
1	1	2.41	4.12	2.81	6.93	162.87	165.313.050
2	1	2.92	6.20	4.46	10.66	233.57	237.075.580
8	1	4.60	14.88	8.44	23.32	469.77	476.820.204
10	1	4.96	17.00	9.36	26.36	525.92	533.809.612

Tabla 4.0

Costo de volumen de concreto armado=1.015.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	Perimetro trapecial	Logitud Salto = $(4h_r)$	d_t m (longitud)	$L_{salto} + d_t$	Volumen losa + muros m^3	Costo (B_s) Total
1	1.5	2.73	3.44	2.14	5.58	150.42	152.676.300
2	1.5	3.24	5.00	3.40	8.40	205.64	208.724.600
8	1.5	4.86	11.56	7.21	18.77	404.37	410.435.550
10	1.5	5.19	13.28	7.95	21.23	450.60	457.359.000

Tabla 4.1

Costo de volumen de concreto armado=1.015.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	Perimetro trapecial	Logitud Salto = $(4h_r)$	$d_t m$ (longitud)	$L_{salto} + d_t$	Volumen losa + muros m^3	Costo (B_S) Total
1	2.5	3.49	2.44	1.52	3.96	145.05	147.225.750
2	2.5	3.94	3.72	2.42	6.14	188.93	191.763.950
8	2.5	5.44	8.44	5.62	14.06	346.08	351.271.200
10	2.5	5.77	9.72	6.27	16.00	383.77	389.526.550

Tabla 4.2

Costo de volumen de concreto armado=1.015.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	Perimetro trapecial	Logitud Salto = $(4h_r)$	$d_t m$ (longitud)	$L_{salto} + d_t$	Volumen losa + muros m^3	Costo (B_S) Total
1	3.0	3.87	2.44	1.35	3.79	152.92	155.213.800
2	3.0	4.32	3.36	2.14	5.50	189.07	191.906.050
8	3.0	5.76	7.56	5.12	12.68	333.32	338.228.450
10	3.0	6.09	8.60	5.72	14.32	366.28	371.774.200

Tabla 4.3

Rápidos:

Cuando ocurre el (Caso II), la altura de los muros del rápido será igual al y_n del canal rectangular mas la altura del borde libre resultando la altura total de los muros (H_{total}). La longitud total equivale al del perfil seleccionado que es de $140.00m$, para una pendiente de $S = 6\%$ del canal trapecial, el volumen de concreto. El volumen de los muros se calculó con la tabla para Muros de Alberto Olivares (tabla 6.0).

Costos de los rápidos para un $L_{total} = 140m$

Costo de volumen de concreto armado=1.015.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	y_n (m)	BL (m)	H_{total} (m)	L_{total} (m)	Volumen para los dos muros (Tabla de Olivares) (m ³)	Costo(B_s) Concreto armado
1	1	0.24	0.39	0.63	140.00	67.20	68.208.000
2	1	0.38	0.43	0.81	140.00	67.20	68.208.000
8	1	1.20	0.71	1.91	140.00	151.20	153.468.000
10	1	1.32	0.80	2.12	140.00	226.10	229.491.500

Tabla 4.4

Costo de volumen de concreto armado=1.015.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	y_n (m)	BL (m)	H_{total} (m)	L_{total} (m)	Volumen para los dos muros (Tabla de Olivares) (m ³)	Costo(B_s) Concreto armado
1	1.5	0.17	0.39	0.56	140.00	67.20	68.208.000
2	1.5	0.27	0.43	0.70	140.00	67.20	68.208.000
8	1.5	0.71	0.71	1.42	140.00	106.40	107.996.000
10	1.5	0.84	0.80	1.64	140.00	151.20	153.468.000

Tabla 4.5

Costo de volumen de concreto armado=1.015.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	y_n (m)	BL (m)	H_{total} (m)	L_{total} (m)	Volumen para los dos muros (Tabla de Olivares) (m ³)	Costo(B_s) Concreto armado
1	2.5	0.12	0.39	0.51	140.00	67.20	68.208.000
2	2.5	0.18	0.43	0.61	140.00	67.20	68.208.000
8	2.5	0.45	0.71	1.16	140.00	106.40	107.996.000
10	2.5	0.53	0.80	1.33	140.00	106.40	107.996.000

Tabla 4.6

Costo de volumen de concreto armado=1.015.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	y_n (m)	BL (m)	H_{total} (m)	L_{total} (m)	Volumen para los dos muros (Tabla de Olivares) (m ³)	Costo (B_s) Concreto armado
1	3	0.11	0.39	0.50	140.00	67.20	68.208.000
2	3	0.16	0.43	0.59	140.00	67.20	68.208.000
8	3	0.39	0.71	1.10	140.00	106.40	107.996.000
10	3	0.46	0.80	1.26	140.00	106.40	107.996.000

Tabla 4.7

Las losas en los rápidos se construirán para un largo de 140.00m por el ancho (B) para un espesor de 0.12m y así obtener el volumen de concreto:

Costo de volumen de concreto armado=1.015.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	L_{total} (m)	$L_t \times 0.12 \times B$ (m ³)	Costo (B_s) Concreto armado
1	1	140.00	16.80	17.052.000
2	1	140.00	16.80	17.052.000
8	1	140.00	16.80	17.052.000
10	1	140.00	16.80	17.052.000

Tabla 4.8

Costo de volumen de concreto armado=1.015.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	L_{total} (m)	$L_t \times 0.12 \times B$ (m ³)	Costo (B_s) Concreto armado
1	1.5	140.00	25.20	25.578.000
2	1.5	140.00	25.20	25.578.000
8	1.5	140.00	25.20	25.578.000
10	1.5	140.00	25.20	25.578.000

Tabla 4.9

Costo de volumen de concreto armado=1.015.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	L_{total} (m)	$L_t \times 0.12 \times B$ (m ³)	Costo (B_s) Concreto armado
1	2.5	140.00	42.00	42.630.000
2	2.5	140.00	42.00	42.630.000
8	2.5	140.00	42.00	42.630.000
10	2.5	140.00	42.00	42.630.000

Tabla 5.0

Costo de volumen de concreto armado=1.015.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	L_{total} (m)	$L_t \times 0.12 \times B$ (m ³)	Costo (B_s) Concreto armado
1	3	140.00	50.40	51.156.000
2	3	140.00	50.40	51.156.000
8	3	140.00	50.40	51.156.000
10	3	140.00	50.40	51.156.000

Tabla 5.1

Volumen de relleno a compactar en el rápido para un área de 1.892,60m²

Costo de volumen del relleno compactado a máquina =40.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	A_{total} (m ²)	$A_t \times B$ (m ³)	Costo (B_s) Relleno con maquina
1	1	1.892,60	1.892,60	75.704.000
2	1	1.892,60	1.892,60	75.704.000
8	1	1.892,60	1.892,60	75.704.000
10	1	1.892,60	1.892,60	75.704.000

Tabla 5.2

Costo de volumen del relleno compactado a maquina=40.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	A_{total} (m ²)	$A_t \times B$ (m ³)	Costo (B _s) Relleno con maquina
1	1.5	1.892,60	2.838,90	113.556.000
2	1.5	1.892,60	2.838,90	113.556.000
8	1.5	1.892,60	2.838,90	113.556.000
10	1.5	1.892,60	2.838,90	113.556.000

Tabla 5.3

Costo de volumen del relleno compactado a maquina=40.000Bs/m³

$Q(m^3/seg)$	B	A_{total} (m ²)	$A_t \times B$ (m ³)	Costo (B _s) Relleno con maquina
1	2.5	1.892,60	4.731,50	189.260.000
2	2.5	1.892,60	4.731,50	189.260.000
8	2.5	1.892,60	4.731,50	189.260.000
10	2.5	1.892,60	4.731,50	189.260.000

Tabla 5.4

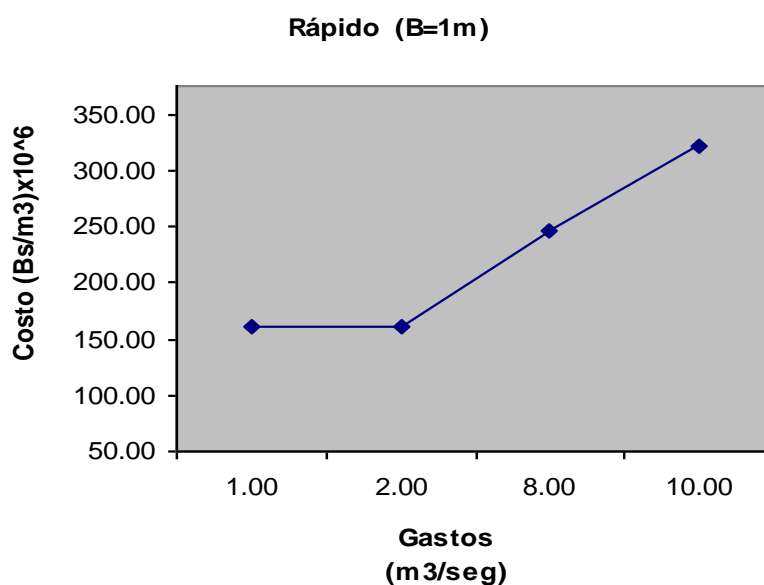
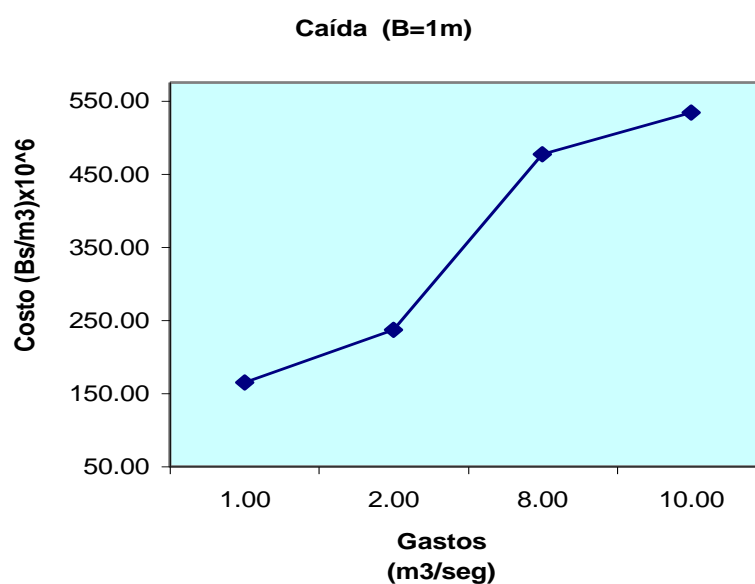
Costo de volumen del relleno compactado a maquina=40.000Bs/m³

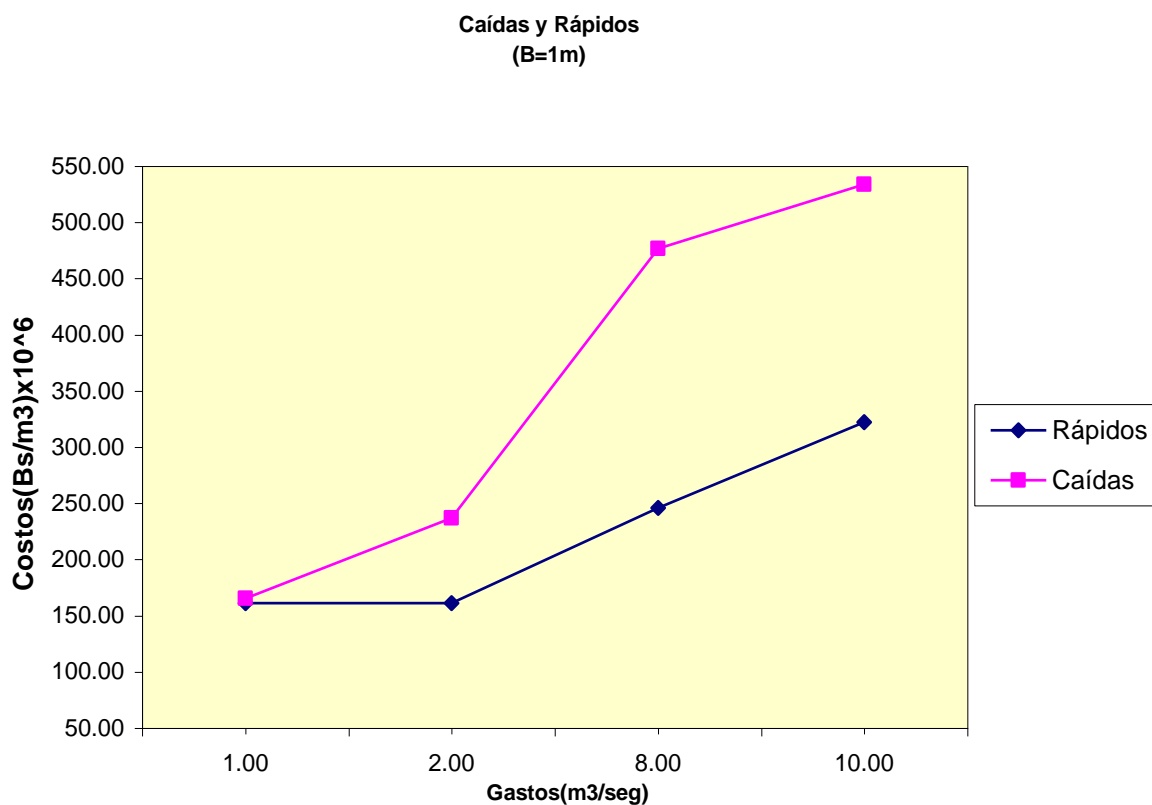
$Q(m^3/seg)$	B	A_{total} (m ²)	$A_t \times B$ (m ³)	Costo (B _s) Relleno con maquina
1	3	1.892,60	5.677,80	227.112.000
2	3	1.892,60	5.677,80	227.112.000
8	3	1.892,60	5.677,80	227.112.000
10	3	1.892,60	5.677,80	227.112.000

Tabla 5.5

4.2. Gráficos comparativos entre rápidos y caídas:

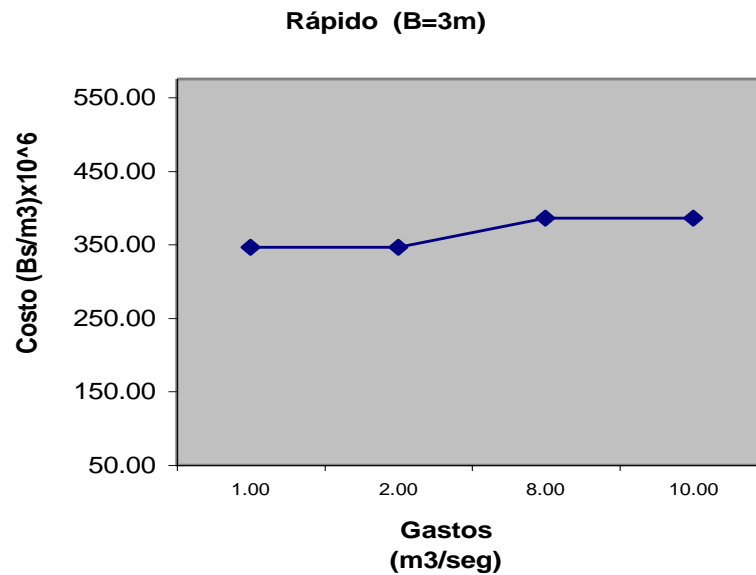
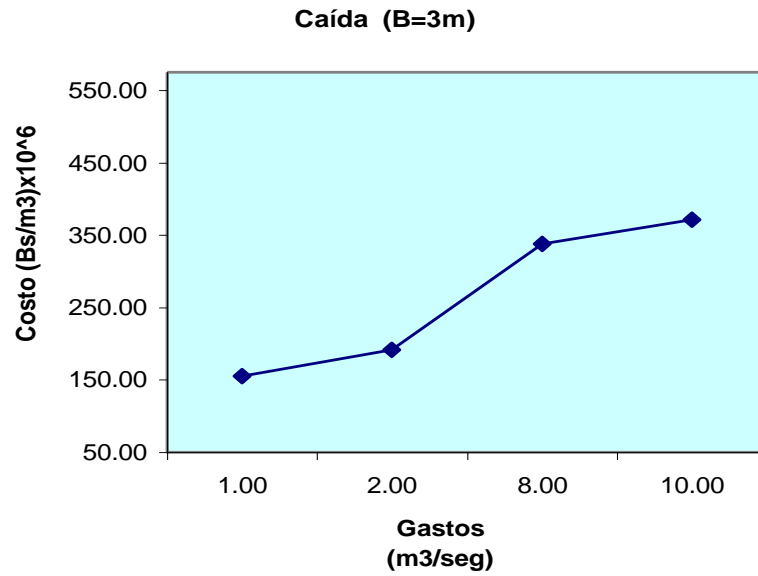
Se representan seis gráficos, en el primer gráfico se observan para un ancho de $B = 1m$, los costos asociados a los gastos para las caídas. En el segundo aparece también asociado a los gastos el rápido para un $B = 1m$, en el tercer gráfico se visualizan las dos curvas (de la caída y el rápido) y en donde se pueden apreciar las diferencias de los costos de construcción entre ambos.

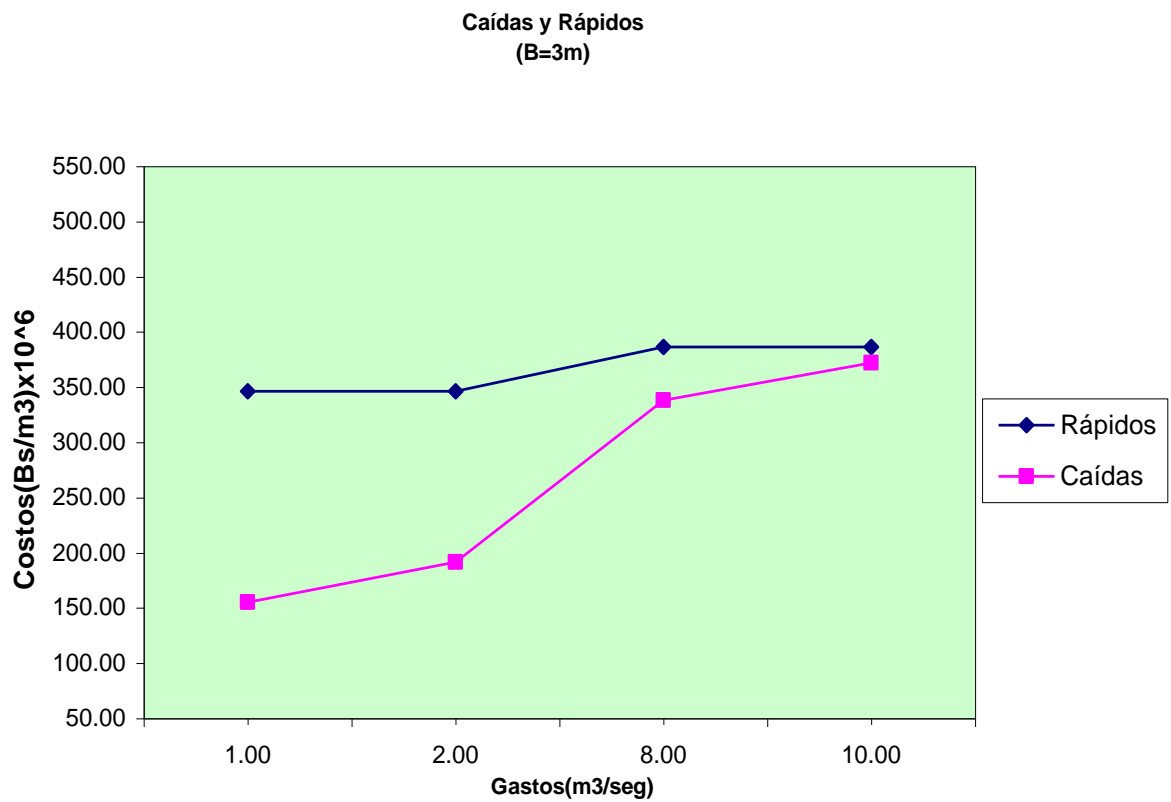




Los tres muros mas la losa de las caídas origina un área mucho mayor a nivel constructivo lo que aumentará considerablemente los costos en comparación con el rápido, sin embargo se puede ver en la gráfica que cuando el gasto es menor de $\cong 1.0m^3/seg.$, los costos de los rápidos tienden a ser similares.

El cuarto y quinto gráfico, nos da los costos finales de la caída y el rápido, pero para un ancho de $B = 3m$, finalmente el último gráfico compara los costos totales de la caída y el rápido.





Obsérvese, que en el caso donde el ancho del canal es mayor a un metro, el costo final del rápido es mayor al de la caída, ya que el volumen del concreto aumenta, pero la tendencia es que el incremento de los gastos va a producir que los costos en la caída aumenten al punto que llegará a superar los del rápido en caudales superiores a $10m^3/seg$.

CONCLUSIONES

Para este estudio, se consideró una diferencia de cota en el terreno por el orden de $7.72m$, superior en todos los casos analizados a $(3y_c)$; observamos que para el máximo caudal de $10m^3/seg.$, y el mínimo ancho de $1m$ para un (y_c) de $1.16m$ que multiplicado por $3y_c$ nos da un valor de $3.48m$, por lo que nuestra caída se comportará como una caída aireada y no como un escalón con la lámina de agua pegada a la pared vertical posterior.

Si el fondo del canal trapecial aguas abajo, es erosionable y el h_r es mayor que el y_{normal} del canal trapecial, será necesario un escalón de profundidad $h_r - y_{nCT}$, para la protección del mismo, en cuyo caso el diseño dependerá de la geometría del flujo. Se hace necesario que la losa de fondo del estanque se extienda hasta el extremo final del resalto

Se puede apreciar que dada la gran altura de la caída ($7.72m$), los tres muros necesarios para cubrir la longitud del pozo demandan un volumen apreciable de concreto, en cambio en el rápido, para los casos *I* y *II* los dos muros necesarios aunque de gran longitud, son de bastante menor altura que los de la caída, observándose por ejemplo un volumen de los muros de $162.87m^3$ para un canal de ancho $B=1m$ y un gasto de $Q=1m^3/seg.$, cuando el volumen de los muros en el rápido es de $67.20m^3$. Esta situación podría revertirse en caso de que la altura de la caída sea menor a la considerada, pues el volumen de concreto sería menor, siempre y cuando prestemos atención a que el comportamiento de la caída sea de grada o escalón cuando su altura sea menor o igual a entre dos y tres veces el " y_c ", según los experimentos del Ingeniero Francisco Javier Domínguez, pero es evidente que una menor altura de la caída incidirá en mayor grado en disminuir sus costos que en los rápidos equivalentes

En el rápido, cuando ocurran los *casos III*, la altura de los muros del rápido, serán aproximadamente igual a la $y_{nTrapezoidal}$ más el borde libre (B.L.), lo que los hará de mayor altura y más costosos que en los *casos I* y *II*.

Es obvio, que para una pendiente del rápido supercrítica, que se presenta en el *caso III*, un incremento para una pendiente dada del canal trapecial aguas abajo, siempre en régimen subcrítico, desplazará el salto hidráulico hacia el canal trapecial, condicionando una menor altura del muro en el rápido, por producirse un *caso II*.

La longitud del pozo en la caída, se reduce para el mismo caudal cuando se aumenta el ancho del canal por lo que el incremento de costos por muros y losas no es sustancial, notándose disminuciones en algunos casos.

Se observó en el gráfico final para un ancho de un metro, que para caudales menores a aproximadamente $1.0m^3/seg.$, el costo de los rápidos tiende a ser similar al de las caídas, pero para caudales mayores, se van incrementando cada vez más el costo de la misma.

En el caso, donde el ancho del canal es mayor a un metro, el costo final del rápido aumenta más que el de la caída, pero se observa que a medida que el gasto crece, la tendencia de los costos de la caída tienden a incrementarse también, pero sin llegar a superar los costos del rápido para los caudales contemplados en este trabajo, por lo que pudiese darse una situación donde las caídas para caudales mayores sea más costosa.

El tiempo de ejecución de la obra influirá también en el costo de realización de la misma. Una selección más rápida de la alternativa, técnica y económicamente más recomendable acortará los tiempos de proyecto y ejecución, disminuyendo los costos finales.

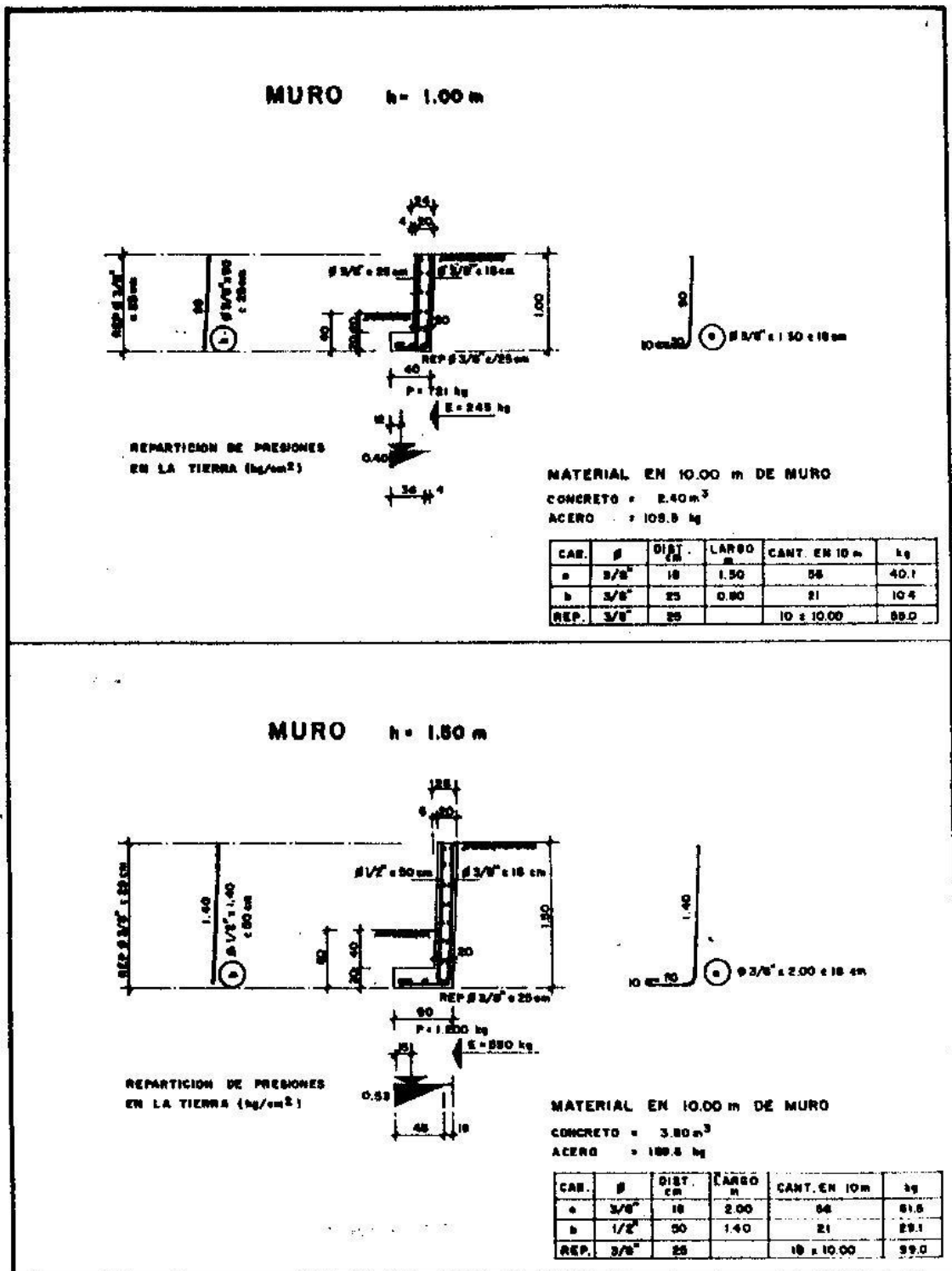
La caída localiza en menor longitud el salto hidráulico y su losa se apoya sobre terreno firme. La escogencia del tipo de diseño de las gradas dependerá de la descarga de la altura de la caída y de la profundidad aguas abajo.

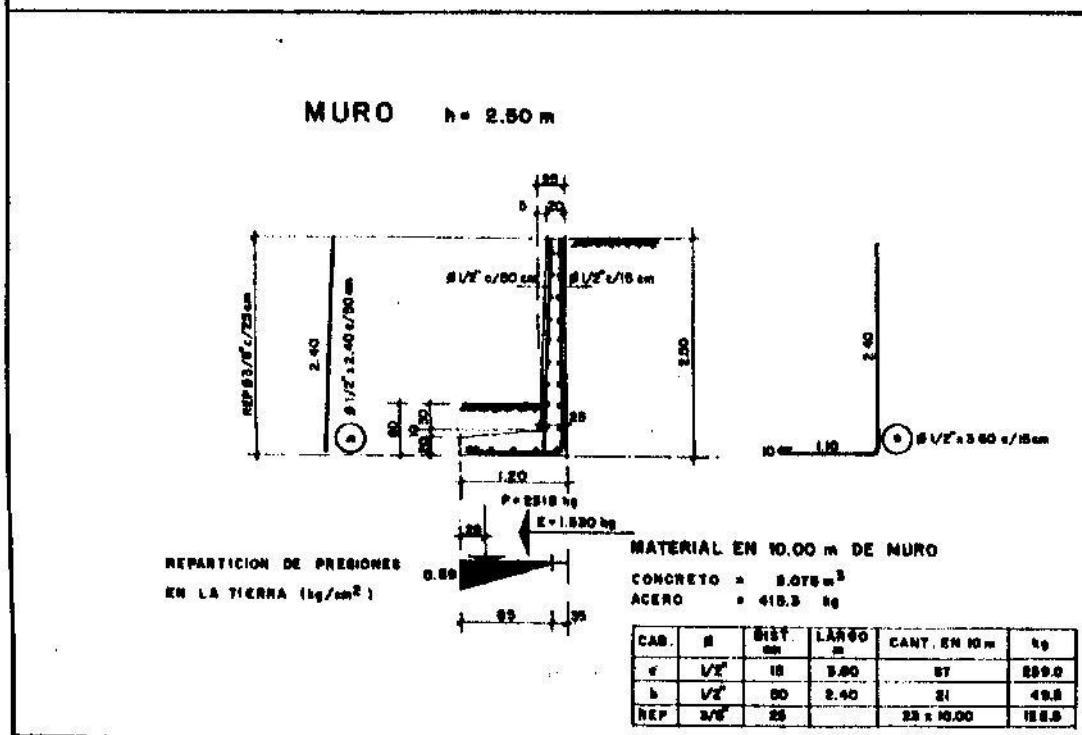
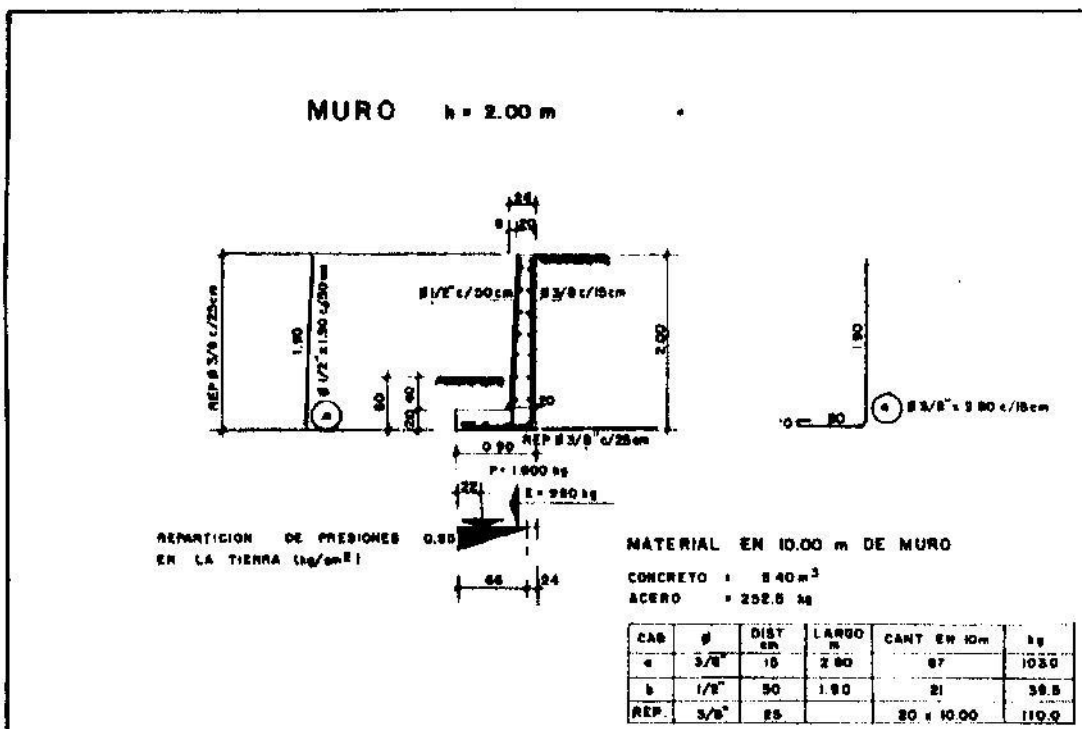
En el caso de los rápidos el relleno y posterior compactación del mismo incidirá en los costos, así como también en la longitud y altura de los muros laterales donde se produce el resalto hidráulico, su desventaja estriba en que la losa de fondo irá sobre relleno aunque compactado adecuadamente (99% del proctor modificado).

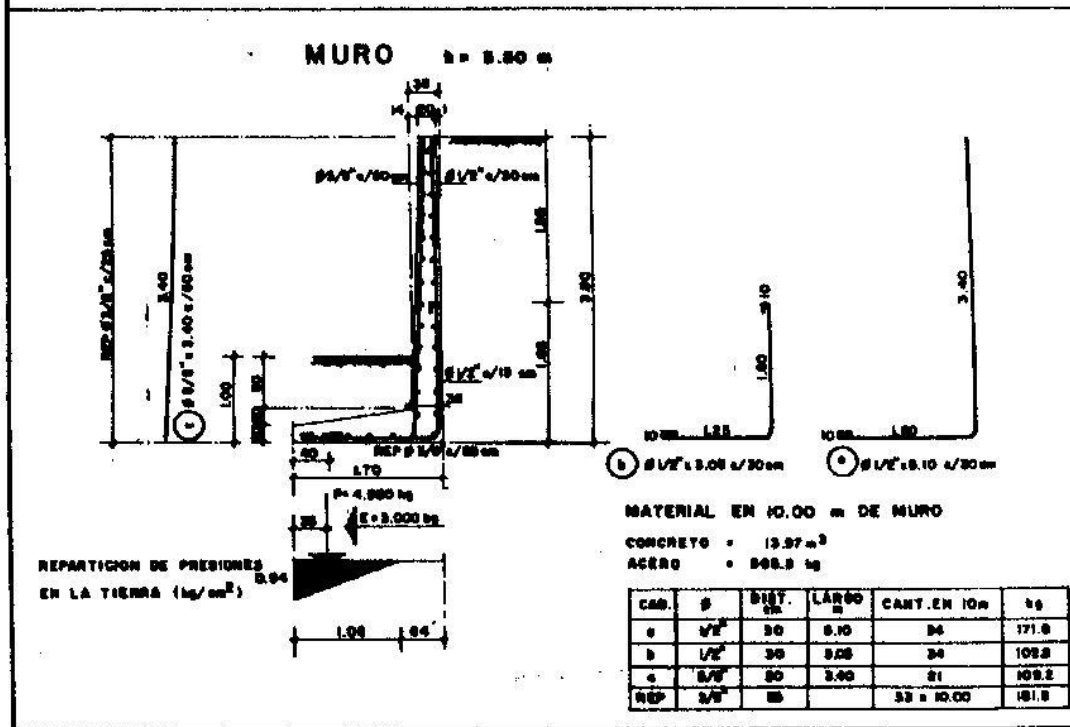
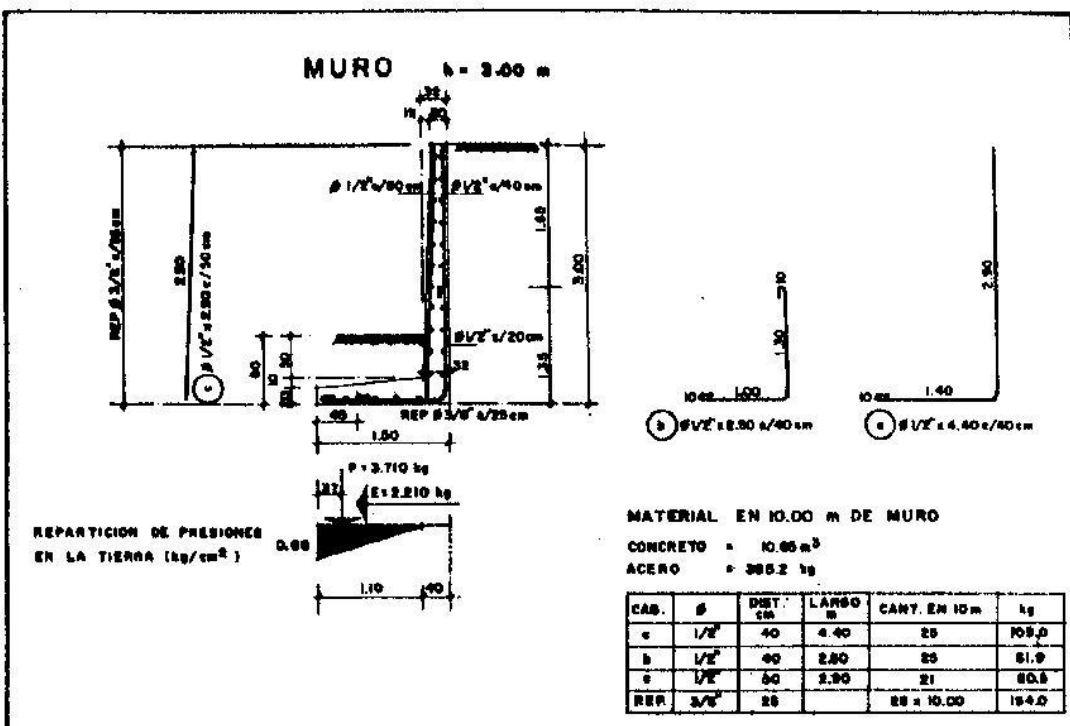
La ventaja de las caídas, consiste en su factibilidad constructiva en terrenos abruptos, con grandes pendientes, sin necesidad de rellenos y compactaciones que inciden directamente en los costos finales y en la estabilidad de la estructura.

Se recomienda, previamente a la construcción, hacer un estudio detallado del terreno en cuestión, (sondeos, estudio de los materiales presentes, levantamiento topográfico) a fin de decidir que proyecto es más conveniente en la ejecución del canal de riego. Es importante detallar las características de la zona en términos de accesibilidad a los fines de poder darle mantenimiento a los canales. Siempre se deberá prever el subdrenaje de las caídas y de los rápidos para aliviar la subpresión que destruirían la losa de fondo. También se debe estudiar el drenaje y alivio de presiones del agua en los muros de ambas estructuras. Estos costos no se introdujeron en este trabajo.

ANEXOS 1 (TABLAS DE MUROS DE SOSTENIMIENTO EN "L")







ANEXO 2 (FOTOGRAFIAS):

Canal trapecial con transición a rectangular

Foto 2.0



Canal trapecial

Foto 2.1



Canal Trapecial con transición a rectangular

Foto 2.2.



Canal elevado con caída

Foto 2.3



Canal con rápido y pozo disipador

Foto 2.4



Construcción de canal de riego (trapezoidal)

Foto 2.5



Canal de Riego (Sin revestimiento)

Foto 2.6



Canal de Riego trapecial

Foto 2.7

BIBLIOGRAFÍA.

1. Bolinaga, J.J., (1979), DRENAJE URBANO, Caracas: Instituto Nacional de Obras Sanitarias, Ministerio del Ambiente y Recursos Naturales Renovables.
2. Domínguez, F.J., (1959), HIDRÁULICA, Tercera edición. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Chile, Editorial Universitaria.
3. French, R. H., (1988), HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS, México, McGraw –Hill.
4. Horace. W. y King, E. F., (1962), MANUAL DE HIDRÁULICA, México: Unión Tipográfica, Editorial Hispano Americana.
5. Olivares, A.E., (1972), TABLAS PARA LOSAS CONTINUAS NERVADAS Y MUROS DE CONCRETO ARMADO, FUNDACIONES, 2ª Edición, Caracas.
6. Ven.Te.Chow., (2000), HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS, Colombia, McGraw -Hill, Editorial Nomos, S.A.