



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA DESCARGA DE UNA PLANTA DE BOMBEO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

TELLEZ DIAZ JAZMIN ANAHI

DIRECTOR DE TESIS:

M.I ÓSCAR VEGA ROLDÁN



CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO, D.F. 2012



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/103/11

Señorita
JAZMÍN ANAHÍ TÉLLEZ DÍAZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. ÓSCAR VEGA ROLDÁN, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"DISEÑO HIDRÁULICO DE LA DESCARGA DE UNA PLANTA DE BOMBEO"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. MARCO TEÓRICO
- III. DISEÑO GEOMÉTRICO DE ESTRUCTURAS
- IV. DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS
- V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- VI. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 21 de Octubre del 2011.
EL PRESIDENTE


M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JTS/MTH*gar.

A G R A D E C I M I E N T O S

A Dios por darme el valor de enfrentarme a las adversidades y permitirme conseguir un logro más culminando mi carrera profesional.

A mis padres, por ser quienes me formaron e hicieron de mí una persona que valora la vida.

A mis hermanos, muy en especial a mi hermana por su apoyo incondicional así como su paciencia y consejos.

Al Ing Oscar Vega Roldan por guiarme en la realización de este trabajo producto de sus conocimientos y amplia experiencia.

INDICE

INTRODUCCIÓN.....	0
CAPITULO 1 ANTECEDENTES	1
1.1 SISTEMA DE DRENAJE DEL VALLE DE MÉXICO	1
CAPITULO 2 MARCO TEÓRICO	12
2.1 GEOMETRIA DE UN CANAL.....	12
2.2 ECUACION DE BERNOULLI.....	14
2.3 PÉRDIDAS DE ENERGÍA.....	17
2.3.1 Pérdidas por fricción	17
2.3.2 Pérdidas por cambio de dirección.....	19
2.3.3 Pérdidas por transición	20
2.4 TIPOS DE FLUJO	24
2.5 ESTADO DE FLUJO	27
2.6 NÚMERO DE FROUDE Y RÉGIMEN DE FLUJO	28
2.7 ENERGIA ESPECÍFICA EN UN CANAL.....	29
2.8 FLUJO CRÍTICO.....	30
2.9 CAIDA HIDRÁULICA.....	32
2.10 SALTO HIDRÁULICO	33
2.10.1 Longitud.....	35
2.10.2 Posición	36
2.11 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO. MÉTODO POR PASOS.....	37
2.11.1 Clasificación de los perfiles de la superficie libre del agua	40
2.11.2 Secciones de Control	44
2.11.3 Método directo por pasos.....	45
a) Tirante propuesto para obtener distancia	47
b) Distancia propuesta para obtener tirante.....	47
CAPITULO 3 DISEÑO GEOMÉTRICO DE ESTRUCTURAS	48
3.1 DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA DE BOMBEO.....	48
3.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE DESCARGA AL CUERPO RECEPTOR	51
3.2.1 Análisis de alternativas.....	53

a)	Selección de la geometría del canal de descarga.....	53
b)	Selección del diámetro de los conductos de descarga.	54
c)	Selección de la pendiente de los conductos de descarga.	59
CAPITULO 4	DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS.....	64
4.1	CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	64
4.2	DISEÑO HIDRÁULICO DE LOS CONDUCTOS DE DESCARGA.....	67
4.2.1	Transición.....	67
a)	Geometría.....	67
b)	Cálculo del perfil hidráulico.....	69
4.2.2	Conductos.....	73
a)	Cálculo del perfil hidráulico.....	73
4.3	DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTROL.....	77
4.3.1	Caída hidráulica.....	77
a)	Geometría.....	77
b)	Cálculo del perfil hidráulico.....	79
4.3.2	Tanque amortiguador.....	82
a)	Selección.....	82
b)	Geometría.....	82
CAPITULO 5	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	84
CAPITULO 6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	89
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	90
LISTA DE FIGURAS.....		91
LISTA DE TABLAS.....		93

INTRODUCCIÓN

La presente investigación se refiere al diseño de la estructura de descarga de una posible planta de bombeo concebida como parte del sistema de drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), con objeto de elevar el agua del drenaje profundo hacia uno superficial.

La zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) se encuentra situada en una cuenca cerrada, la cual formaba un sistema lacustre integrado por cinco grandes lagos: Texcoco, Xaltocan, Zumpango, Xochimilco y Chalco. En época de lluvias, estos lagos se convertían en uno solo y con ello, venían las inundaciones periódicas que desde la fundación de Tenochtitlán han enfrentado sus habitantes. Con estos problemas ha surgido la necesidad de construir importantes obras de drenaje para el control y desalojo de las aguas residuales y pluviales del Valle de México.

El trabajo está integrado por 5 capítulos, el primero describe la obras desarrolladas desde la presencia de los aztecas hasta nuestros días con la finalidad de evitar las inundaciones en el Valle de México; el segundo puntualiza los conceptos teóricos y recomendaciones aplicados en el diseño de una planta de bombeo para un gasto de $40 \text{ m}^3/\text{s}$; el tercer capítulo presenta la descripción general de las estructuras que conforman la planta de bombeo y una descripción detallada de cómo se realizará la descarga de la planta de bombeo hasta el cuerpo receptor y en el cuarto capítulo se desarrolla el diseño de ésta mediante la obtención del perfil hidráulico. Finalmente en el capítulo 5 se propone un procedimiento constructivo según el tipo de material seleccionado para los canales de descarga.

CAPITULO 1 ANTECEDENTES

1.1 SISTEMA DE DRENAJE DEL VALLE DE MÉXICO

El Valle de México se encuentra a una elevación promedio de 2 240 msnm ubicada al sur del altiplano mexicano, limitado al norte por las sierras de Tepetzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al este por los llanos de Apan y la Sierra Nevada; al sur por las Sierras del Chichinautzin y del Ajusco y al oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte bajo, convirtiéndolo en una cuenca cerrada con un área de 9 600 km² (1) donde se formaron lagos permitiendo el depósito de arcillas finas en el fondo de estos.



Figura 1-1 Cuenca del Valle de México

La cuenca del valle de México ha sufrido inundaciones desde la existencia de la Gran Tenochtitlán. Entre 1436 y 1449 se presentó la primera inundación, así que los mexicas construyeron diques y calzadas a fin de moderar el flujo de las aguas; entre las obras más

notables se encontraba el albaradón de Netzahualcóyotl construido en 1450 que se extendía desde el cerro de la Estrella en Iztapalapa hasta Atzacolco, cerca del Tepeyac.

En 1521 durante el asedio de la ciudad por Hernán Cortes, el albaradón de Netzahualcóyotl fue destruido quedando la ciudad a expensas de una nueva inundación.

En 1555 se presento la primera inundación después de la conquista por lo que el virrey Don Luis de Velasco decidió construir un albaradón desde la calzada de Guadalupe hasta la calzada de San Antonio, conocido como el Albaradón de San Lázaro; esta obra trataba de cubrir la función del albaradón de los mexicas, sin embargo al igual que las obras realizadas con anterioridad solo apartaban el agua de la ciudad sin atender al desagüe del Valle de México.



Figura 1-2 Cuenca lacustre del Valle de México

Para 1579 las aguas se empezaron a derramar sobre los pueblos, cosa que se agravó a principios de 1580, cuando invadieron la capital. Martín Enríquez de Almanza virrey en ese momento, formó un comité para llevar a cabo el desagüe, este comité declaró la posibilidad de realizarlo por el pueblo de Huehuetoca, pero el proyecto no llegó a consolidarse.

En 1604 se presentó una nueva inundación, esta vez el agua tardó más de un año en desaparecer de la ciudad. Como medidas ante la inundación el virrey reparó el albarradón de San Lázaro y las calzadas y propuso se hiciera un desagüe perpetuo y general; así Antonio Ríos de Toledo y Alonso Pérez plantearon desaguar por Tequixquiac y determinaron las dimensiones que la obra debía tener, no obstante el fiscal de la corona no permitió que este proyecto se llevara a cabo. Nuevamente las autoridades descartaban el proyecto de desagüe de la ciudad, argumentando los perjuicios que estos provocarían a la hacienda real.

En 1607 Luis de Velasco ocupó nuevamente el puesto de virrey quien al notar el peligro que la ciudad sufría ante las inundaciones, envió una propuesta donde manifestaba que las obras de reparación en calzadas, diques y albarradas no funcionaban y era necesario construir el desagüe del valle. Las autoridades aceptaron hacer el desagüe general; se presentaron y evaluaron diversos proyectos para expulsar el agua del valle, siendo seleccionado el propuesto por Enrico Martínez; este proyecto consistía en realizar el desagüe desde Huehuetoca a la laguna de Zumpango, fue aprobado en 1607 pero no en su totalidad, pues solo se aprobó el evitar que el río Cuautitlán no entrara en la laguna de Zumpango y fuera desviado hasta el pie del cerro de Huehuetoca, donde se abrió un túnel que atravesó la cordillera y se prolongó hasta el salto del río Tula, a este proyecto se le conoce como el tajo de Nochistongo.

La ciudad volvió a sufrir una inundación en 1629 y se consideró prácticamente acabada; surgió nuevamente la idea de trasladarla, sin embargo no se contaba con materiales ni mano de obra para construir la nueva ciudad y se decidió realizar el desagüe que fue aprobado por Cerralvo en 1637, el cual consistió en modificar el proyecto de Nochistongo

de túnel a tajo abierto, esta obra presentó innumerables problemas económicos por lo que la terminación de la obra se postergó hasta 1798.



Figura 1-3 Tajo de Nochistongo

El tajo de Nochistongo fue la última obra notable realizada en la Nueva España pues en 1821 el virreinato se desploma a causa de la lucha de independencia y es hasta 1856 cuando se retoman las obras del desagüe del valle cuando se plantea la necesidad de este a nivel presidencial.

Se lanzó una convocatoria con el fin de desarrollar un proyecto integral de obras hidráulicas para la cuenca del Valle de México. El mejor proyecto fue el presentado por el ingeniero Francisco de Garay, quien propuso desaguar por Tequixquiac.

El proyecto de Garay fue aprobado en 1866 y para su construcción se consideraron tres ataques simultáneos:

- 1- Un tajo abierto de 39.5 km que comenzaría en el lago de Texcoco y terminaría en el extremo noreste del lago de Zumpango.
- 2- Un túnel de casi 10 km que arrancararía del bordo norte de la laguna de Zumpango y terminaría en la barranca de Acatlán contando con 24 lumbreras en su recorrido.

3- Un tajo de desembocadero sobre el cauce de la barranca de Acatlán.

En 1868 se inician los trabajos del desagüe atacando dos de los frentes: el tajo y el túnel de Tequixquiac, sin embargo para 1869 se redujo el presupuesto asignado provocando problemas técnicos y económicos.

Para 1870 es terminado el tajo, sin embargo para 1871 debido a la revuelta de la Noria, los trabajos del desagüe general se vieron prácticamente abandonados.

En 1884 al afianzarse Díaz en el poder, las obras de drenaje tomaron un rumbo más claro, Luis Espinosa ocupó el cargo de director general del desagüe hasta la culminación de las obras; este se hace cargo de la construcción del túnel hasta 1889 cuando Díaz entrega la obra a una contratista extranjera Mexican Prospecting quienes al próximo año seden sus trabajos a Read & Campbell y para 1892 hacen entrega de la obra inconclusa a la Junta Directiva que se hace cargo de la construcción hasta su término en 1894.

La última obra por terminarse fue el canal que también se había entregado en 1889 a una empresa extranjera S. Pearson & Son que para 1892 cedieron a la Junta Directiva la excavación pendiente en los primeros nueve kilómetros y el último medio kilómetro del canal contratando este último a Read & Campbell.

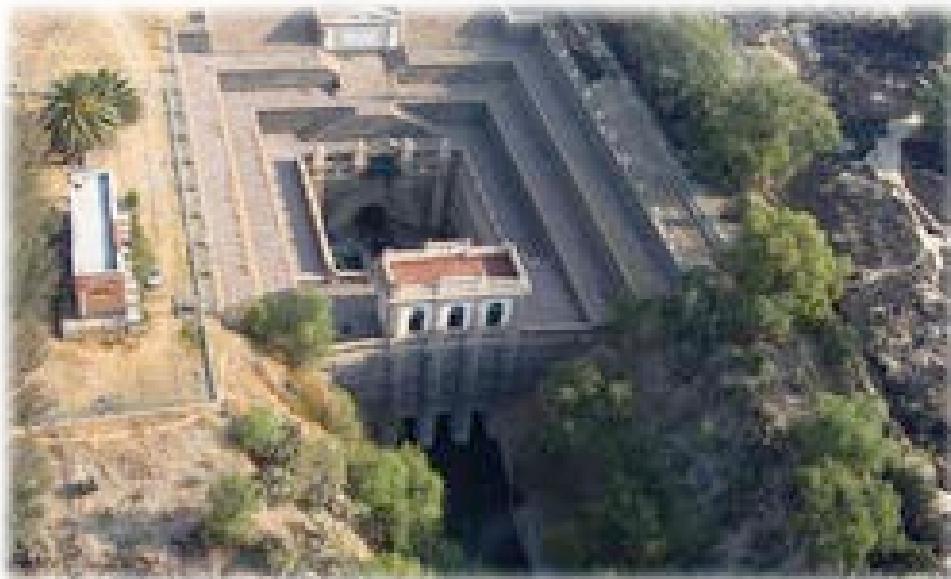


Figura 1-4 1er Túnel de Tequixquiac

El 17 de marzo de 1900 Díaz inaugura oficialmente el Sistema de Drenaje de la cuenca de México. Sin embargo, cuatro meses después se presentaron nuevas inundaciones repitiéndose en 1901 y 1910.

En la década de los treinta, el crecimiento desorbitado de la capital provocó que se realizara la perforación y explotación de pozos de agua, acelerando el hundimiento general del suelo, induciendo dislocamientos, contrapendientes y columpios en la red de alcantarillado que desaguaba al Gran Canal, lo que provocó inundaciones parciales en la ciudad. En 1947 Nabor Carrillo presentó una conferencia en la cual mediante la teoría de la consolidación demostró que el hundimiento de la ciudad se debía a la consolidación del estrato superior de arcilla, ocasionado por la pérdida de presión acuífera dada la extracción de agua del subsuelo. Así las inundaciones que se sufrían no solo se debían a la falta de drenaje sino al aumento de la población y la consiguiente extracción de agua que requería ser drenada así como el hundimiento de la ciudad.

La capacidad del gran canal se vio amenazada por el incremento de escurrimientos, también el túnel de Tequixquiac mostró síntomas de incapacidad y como resultado en 1937 la ciudad sufrió una severa inundación, por este hecho se elaboró un plan de control fluvial y en 1938 se inició la construcción de un nuevo túnel de Tequixquiac, con una longitud de 11 km y $70 \text{ m}^3/\text{s}$ como gasto máximo de desalojo siendo terminado en 1954.



Figura 1-5 Gran Canal km 18+500

Los hundimientos hicieron que el gran canal, ubicado 2 metros por debajo de la ciudad ahora quedara por encima de esta, por lo que su potencialidad de recibir mediante gravedad a los colectores quedó obsoleta, haciendo necesario colocar a lo largo de este un sistema de bombeo. Pero el sistema de bombeo no fue la solución definitiva pues el crecimiento poblacional provocó que la capacidad de este pronto fuera superada. Entre 1952 y 1966 se construyeron 29 plantas de bombeo para elevar el agua al nivel del gran canal y se amplió la red de colectores y atarjeas, así mismo se entubaron 80 kilómetros de ríos entre ellos: Churubusco, Magdalena, Mixcoac, La Piedad etc. Sobre los cuales se construyeron grandes avenidas. Además se construyeron varios colectores y se dio mantenimiento a otro tanto.

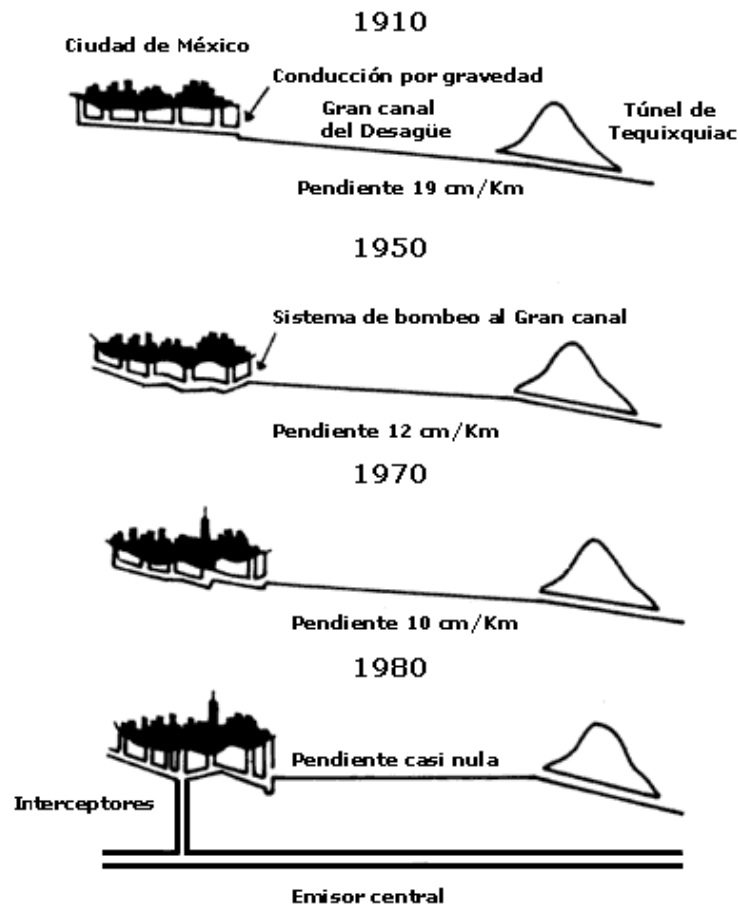


Figura 1-6 Cambio de pendiente en el GC

Para auxiliar al Gran Canal y a la red de colectores, en 1961 se inició la construcción del Interceptor del Poniente, diseñado para captar y conducir un caudal de 25 metros cúbicos por segundo, mediante túneles de 15 kilómetros de longitud y un canal revestido a cielo abierto desembocando al cauce del río Hondo hasta el Vaso de Cristo, este interceptor permitió controlar la descarga de los torrentes del poniente de la ciudad.

En los años 1963 y 1964 el interceptor poniente fue prolongado a 32.3 kilómetros aumentando también su capacidad a 80 metros cúbicos por segundo. La prolongación fue del Vaso del Cristo hasta el Río Cuautitlán, la Laguna de Zumpango y el Tajo de Nochistongo.

Con las obras realizadas se logró un avance en cuestión de drenaje, sin embargo la ciudad seguía hundiéndose y era necesario construir un sistema de desagüe lo suficientemente seguro que no se viera afectado por el hundimiento; es así como surge la idea del drenaje profundo, este plan fue aprobado en 1967 impulsado por el Lic. Alfonso Corona del Rosal.

El objetivo del drenaje profundo es captar, conducir y desalojar las aguas pluviales y residuales a través de aproximadamente 165 km de túneles con profundidades entre 15 y 220 m.

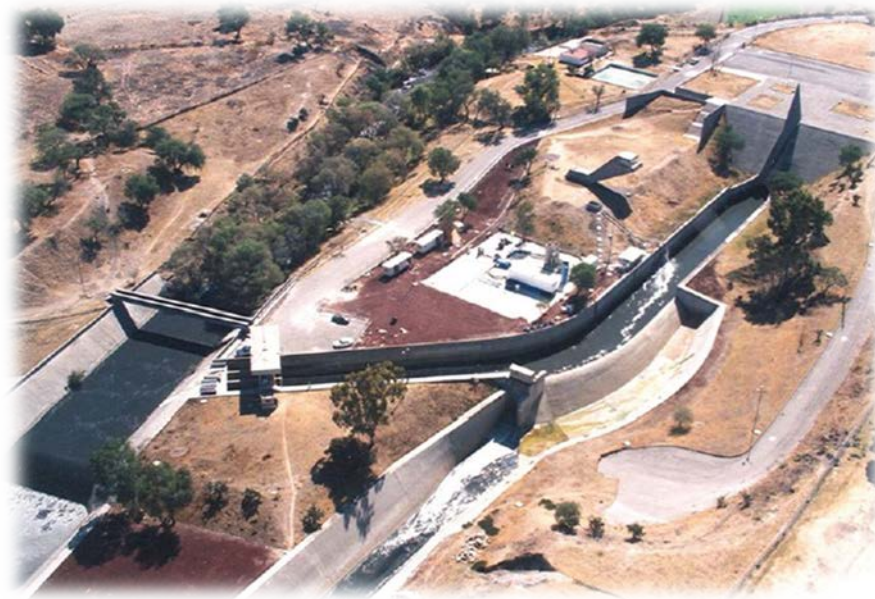


Figura 1-7 Portal de Salida del Emisor Central

Actualmente el drenaje profundo está conformado por 9 interceptores y un emisor central. El conducto más importante es el emisor central el cual entró en operación en 1975, este conducto recibe descargas de los interceptores centro-poniente, central y oriente; inicia en la lumbrera 0 que se ubica en Cuauhtepac en la delegación Gustavo A. Madero, atraviesa la autopista México-Querétaro y descarga en el río El Salto a través del portal de salida hasta la presa Requena o el canal El Salto. Tiene una longitud de 50 km con un diámetro interior de 6.5 m y una capacidad de desalojo de 220 m³/s.

OBRA	Longitud (m)	Diámetro (m)	Capacidad (m ³ /s)	Profundidad	
				Máx. (m)	Min. (m)
Emisor Central	50	6.5	220	48	217
Interceptor Central	16.1	5	90	22	41
Interceptor Centro - Centro	3.7	5	90	25	26
Interceptor Oriente	22.2	5	85	37	55
Interceptor Centro Poniente	16	4	40	22	51
Intercepto del Poniente	16.5	4	25	20	40
Interceptor Iztapalapa	5.5	3.1	20	11	16
Interceptor Obrero Mundial	0.8	3.2	20	10	16
Canal Nacional - Canal de Chalco	8.7	3.1	20	15	17
Interceptor Oriente Sur	13.8	5	85	20	23

Tabla 1-1 Componentes del Drenaje Profundo

En la actualidad el Gran Canal del Desagüe da servicio a la parte baja de la ciudad con ayuda de doce plantas de bombeo ubicadas a lo largo de su recorrido, y descarga a través de los túneles de Tequiquiac, hacia la cuenca del río Tula. Durante su recorrido recibe aguas del río de los Remedios y del Lago de Texcoco que constituye la estructura reguladora más importante para drenar el sur y oriente del Distrito Federal. Así mismo el drenaje profundo evita las inundaciones en la zona centro y sur-oriente del Distrito Federal.

El emisor central fue diseñado para trabajar como canal, que daría servicio en tiempos de lluvias, permitiendo darle mantenimiento el resto del año. Desde la inauguración del sistema de drenaje profundo, la capacidad de este paulatinamente se ha disminuido por:

- Falta de mantenimiento, con lo que se ha deteriorado aumentando el coeficiente de rugosidad, provocando una disminución del gasto desalojado.
- Crecimiento de la mancha urbana aumentando el área de aportación del drenaje profundo.
- Incremento de ingresos y la disminución de descarga que ha excedido al drenaje profundo, causando que este trabaje con carga e incluso el agua se derrame por alguna de las lumbreras.

Por lo ya expuesto surgió la necesidad de plantear medidas para disminuir el riesgo de falla del drenaje profundo, como parte de estas medidas se consideraron alternativas clasificadas como urgentes, a mediano y largo plazo.

Las obras inmediatas corresponden a obras de bajo costo, con las que se puede mejorar la operación; en estas destaca la construcción y rehabilitación de plantas de bombeo, rectificación de drenes, construcción del túnel Gran Canal, captaciones en el río de la compañía y construcción de 7 presas. Con estas obras se incrementaría la capacidad de desalojo en 80 m³/s.

Las obras inmediatas darían alivio al sistema de drenaje, sin embargo no son suficientes para satisfacer la demanda de desalojo, por lo que se planteó construir obras que si bien son a largo plazo, ofrecen un panorama favorecedor; dentro de estas obras se contempla la construcción del túnel Emisor Oriente, túnel Río de la Compañía, rectificación en los ríos El Salto y El Salado, túnel Canal General y el segundo Túnel del Emisor Poniente.

El túnel Emisor Oriente con un diámetro interior de 7 m y una longitud de 62 km, comprende la obra más importante para minimizar las inundaciones, este desalojara 150 m³/s contará con 24 lumbreras con profundidades de 26 hasta 150 m, siendo 6 de ellas por las que la maquinaria descienda para la construcción de cada tramo. Inicia en la segunda lumbrera del túnel interceptor del río de los remedios y termina cerca del portal de salida del túnel Emisor Central; la operación contempla que en temporada de lluvia funcionará simultáneamente al túnel Emisor Central y en época de estiaje operará alternadamente y permitir el mantenimiento de cada uno.

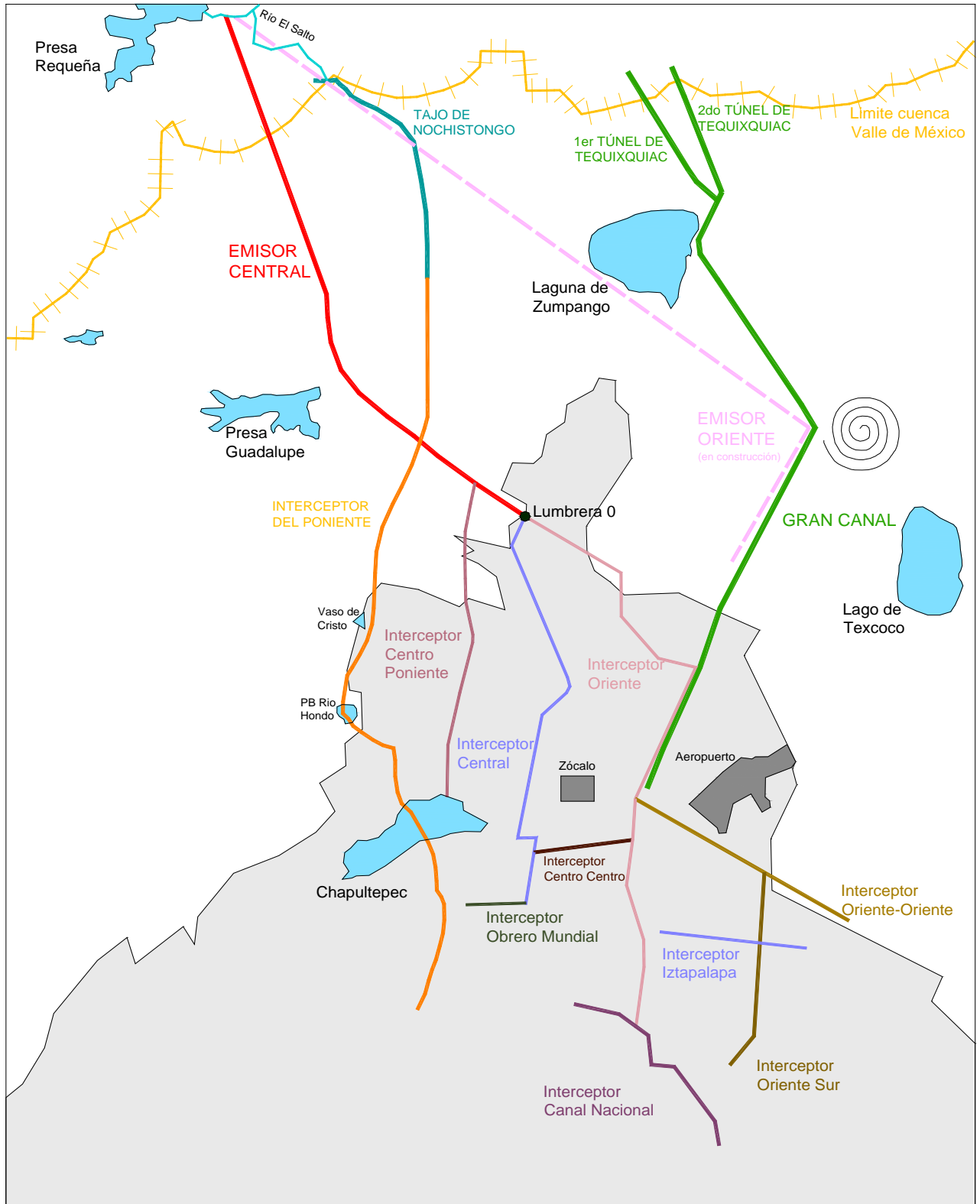


Figura 1-8 Red Principal del Drenaje del Valle de México

CAPITULO 2 MARCO TEÓRICO

En el capítulo que se desarrolla a continuación se presenta una descripción resumida de los temas que se utilizan para realizar el diseño de la línea de descarga y estructuras de control de la Planta de Bombeo (PB) motivo de esta tesis.

2.1 GEOMETRIA DE UN CANAL

Los elementos geométricos de una conducción en régimen a superficie libre son propiedades de una sección que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección, pendiente y la profundidad del flujo o tirante. Estos elementos pueden ser de dos tipos:

- a) Aquellos que definen geoméricamente la obra del canal con independencia del flujo que circula.
- b) Aquellos conocidos por cada flujo que circula

Para el caso a se tiene:

Pendiente longitudinal del canal (pendiente del fondo S_o): es la tangente del ángulo θ que forma el plano del fondo del canal respecto a la horizontal;

$$S_o = \tan\theta \qquad \text{Ecuación 2-1}$$

En la práctica para canales de pendiente pequeña ($\theta \leq 8^\circ$) la pendiente suele usarse como $S_o = \text{sen}\theta$, sin provocar un error mayor de 1%.

Sección transversal: sección normal a la dirección de la corriente de agua.

Rugosidad: Depende de la clase y calidad de los materiales de las paredes del canal

Para el caso b se tiene:

Tirante (y): Distancia vertical medida desde el punto más bajo de la sección transversal a la superficie libre del agua. En algunos problemas se requiere el “tirante inclinado” que es la distancia perpendicular a la plantilla. El tirante inclinado “ d ” es la proyección del tirante vertical “ y ” sobre la dirección normal a la pendiente:

$$d = y \cos\theta \qquad \text{Ecuación 2-2}$$

$$\text{Si } \theta \leq 10^\circ, \quad \cos\theta \approx 1 \quad \text{y resulta } y = d$$

Ancho de superficie Libre (T): Es el ancho de la sección del canal medido al nivel de la superficie libre del agua.

Área hidráulica (A): Es el área de la sección transversal ocupada por el flujo.

Perímetro mojado (P): Es la longitud de la línea de contacto entre el agua y las paredes del canal.

Radio Hidráulico (Rh): Es el cociente del área hidráulica y el perímetro mojado.

Pendiente hidráulica (S_f): Variación de la energía por unidad de peso del agua a lo largo de la conducción, dividido entre la longitud del camino recorrido.

En la *figura 2-1* se presentan los elementos geométricos de las secciones más comunes en canales artificiales.

SECCION ELEMENTO GEOMETRICO	RECTANGULAR	TRAPEZIAL	TRIANGULAR	CIRCULAR
Área A	by	$(b + ky)y$	ky^2	$\frac{1}{4} \left(\theta - \frac{1}{2} \text{sen}2\theta \right) D^2$
Perímetro mojado P	$b + 2y$	$b + 2\sqrt{1 + k^2} y$	$2\sqrt{1 + k^2} y$	θD
Radio Hidráulico Rh	$\frac{by}{b + 2y}$	$\frac{b(k + y)y}{b + 2\sqrt{1 + k^2} y}$	$\frac{ky}{2\sqrt{1 + k^2}}$	$\frac{1}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}2\theta}{2\theta} \right) D$
Ancho de la superficie libre T	b	$b + 2ky$	$2ky$	$\text{sen}\theta D$
Tirante medio A/T	y	$\frac{(b + ky)y}{b + 2ky}$	$\frac{1}{2} y$	$\frac{1}{4} \left(\frac{\theta - \frac{1}{2} \text{sen}2\theta}{\text{sen}\theta} \right) D$
Ángulo θ				$\theta = \text{arc cos} \left(1 - \frac{2y}{D} \right)$

Figura 2-1 Secciones típicas en canales. (3)

Las secciones más usadas son el trapezoidal (en canales abiertos) y el circular (en conductos cerrados).

2.2 ECUACION DE BERNOULLI

En 1738 Daniel Bernoulli, demostró un teorema general para el movimiento de los fluidos.

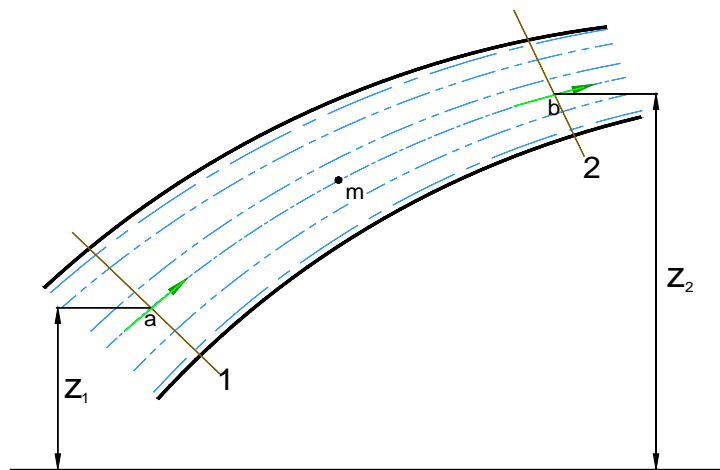


Figura 2-2

Sin considerar a la fricción en la *figura 2-2* donde se muestra una porción de una corriente de líquido confinado en un conducto, y por consiguiente sujeta a presión que puede variar de sección a sección. Como no se considera la fricción, cada partícula del líquido sigue un recorrido que es paralelo al de la partícula vecina, así para una partícula m entre a y b corresponde la *figura 2-3*:

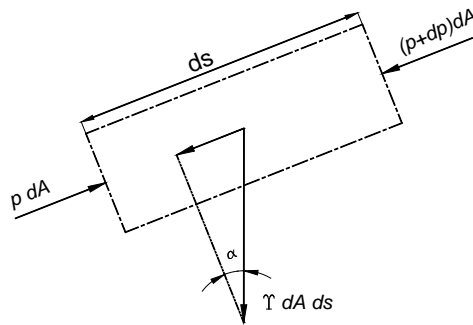


Figura 2-3

Esa masa elemental tiene forma cilíndrica y su eje es paralelo a la dirección del movimiento en ese punto. El área es dA y la longitud ds es la distancia en que la masa se mueve en un tiempo (dt). Su velocidad instantánea V , es igual a $\frac{ds}{dt}$. En un extremo la fuerza de presión producida por el líquido circundante es $p dA$, mientras que en el otro extremo es $(p+dp)dA$. La fuerza de presión contra sus lados actúa en una dirección normal a ellos y no tiene efecto sobre el movimiento. La acción de la gravedad sobre la masa es $dA ds \gamma$ ó $dA ds g \rho$ y la componente en la dirección del movimiento es $dA ds g \rho \sin \alpha$ ó $dA ds g \rho$. Como la fuerza según la ley de Newton debe ser igual al producto de la masa por la aceleración, se tiene:

$$p dA - (p + dp) dA - dA ds g \rho = dA ds a \quad \text{Ecuación 2-3}$$

$$\text{Si: } V = \frac{ds}{dt}, \quad V dv = \frac{ds}{dt} dv = a ds \quad \text{y} \quad a = \frac{v dv}{ds}$$

Sustituyendo el valor de la aceleración (a) en la *ecuación 2-3*, simplificando y cambiando signos, se produce la ecuación diferencial:

$$\frac{dp}{\rho} + g dz + V dv = 0 \quad \text{Ecuación 2-4}$$

Si se sustituye ρ por $\frac{\gamma}{g}$;

$$\frac{dp}{\gamma} + dz + \frac{V}{g}dv = 0 \quad \text{Ecuación 2-5}$$

Integrado la ecuación 2-5 siguiendo la trayectoria de la masa desde la sección 1 hasta 2:

$$\frac{1}{\gamma} \int_{p_1}^{p_2} dp + \int_{z_1}^{z_2} dz + \frac{1}{g} \int_{v_1}^{v_2} Vdv = \frac{p_2}{\gamma} - \frac{p_1}{\gamma} + z_2 - z_1 + \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} = 0$$

O bien en la forma:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} \quad \text{Ecuación 2-6}$$

La ecuación 2-6 conocida como la ecuación de Bernoulli esta compuesta por:

- La carga de posición (z) corresponde a la altura de la partícula arriba de cualquier plano de referencia, en m;
- $\frac{p_1}{\gamma}$ es la carga de presión en m; esta es usada para representar la distancia vertical de la superficie libre hasta el punto en cuestión. Esta distancia es comúnmente llamada la carga sobre el punto, y debido a que causa la presión p , se conoce como carga de presión.
- $\frac{V^2}{2g}$ la carga de velocidad en m; porque representa una distancia ($V^2 = \text{distancia}^2 / \text{tiempo}^2$; $g = \text{distancia} / \text{tiempo}^2$, por lo tanto, $\frac{V^2}{2g} = \text{distancia}$).

La suma de estos términos se conoce como carga total de energía H.

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} = cte \quad \text{Ecuación 2-7}$$

Según cual, la energía total por unidad de peso que posee el agua en su movimiento medida a partir de un nivel horizontal de referencia, se expresa como la suma de su elevación z_D desde un plano de referencia, la carga de presión $p/g\gamma$, y la energía cinética local $V^2/2g$. Siempre y cuando no se consideren las pérdidas de energía.

2.3 PÉRDIDAS DE ENERGÍA

Para la obtención de la *ecuación 2-7* se despreció el efecto de la viscosidad, sin embargo, debido a la viscosidad que poseen los fluidos y el esfuerzo cortante que la acompañan, se originan pérdidas por fricción. Podemos diferenciar dos tipos de pérdida de energía:

- Distribuida en forma continua: denominado como pérdidas por fricción, resultado de los esfuerzos de corte, que se originan en un contorno liso o rugoso.
- Concentrada localmente: denominado como pérdidas locales, por efecto de los esfuerzos internos de corte producidos en zonas de separación del flujo.

2.3.1 Pérdidas por fricción

Para determinar las pérdidas debidas a fricción se hace uso de la ecuación de Darcy-Weisbach y Manning, siendo más apropiada la primera para el cálculo de la pérdida por fricción en conductos a presión de sección circular debido que en estas el radio hidráulico y rugosidad permanecen constantes y se expresa como:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad \text{Ecuación 2-8}$$

Donde: f factor de fricción dependiente del número de Reynolds y de la rugosidad absoluta.

L longitud del conducto en m.

D diámetro del conducto en m.

V velocidad media del flujo en m/s.

Así mismo es posible aplicar la ecuación de Manning, siendo esta más usual en el diseño de canales pues se asume un valor de la rugosidad no depende de las condiciones del flujo:

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} A \quad \text{Ecuación 2-9}$$

Donde: R_h radio hidráulico, en m.

S pendiente de la plantilla del canal.

A área hidráulica, en m².

n es conocido como coeficiente de rugosidad del canal según Manning y para estimar el valor de éste se recurre a tablas como la *tabla 2-1* y *tabla 2-2*.

CANALES ABIERTOS			
Tipo y descripción			<i>n (Normal)</i>
Tierra	Recto y uniforme	Limpio, reciente	0.018
		Limpio, intemperizado	0.022
		Grava, sección uniforme	0.025
		Con poca hierba y pasto	0.027
	Sinuoso, poca vel.	Sin vegetación	0.025
		Con pasto, algo de hierba	0.03
		Con hierba densa	0.035
	Excavado	Sin vegetación	0.028
		Con pocos arbustos	0.05
Roca	Cortado en roca	Liso y uniforme	0.035
		Con salientes agudas	0.04
Concreto	Acabado con llana metálica		0.013
	Acabado con llana de madera		0.015
	Sin acabado		0.017

Tabla 2-1 Coeficientes de rugosidad en canales revestidos (3)

CONDUCTOS CERRADOS OPERANDO PARCIALMENTE LLENOS			
Tipo y descripción			<i>n (Normal)</i>
Metales	Latón, liso		0.01
	Acero	con bridas y soldado	0.012
		remachado y espiral	0.016
	Hierro fundido	Con recubrimiento superficial	0.013
		sin recubrimiento	0.014
	Hierro forjado	Negro	0.014
		Galvanizado	0.016
	Metal corrugado	subdren	0.019
dren pluvial		0.024	
No metales	Acrílico		0.009
	Vidrio		0.01
	Cemento	Pulido	0.011
		En mortero	0.013
	Concreto	Terminado	0.012
		Colado en molde de acero, sin acabado	0.013
		Colado en molde de madera, sin acabado	0.014
		Colado en molde de madera, sin acabado	0.017

Tabla 2-2 Coeficientes de rugosidad en conductos parcialmente llenos (3)

Sin embargo el valor de n es muy variable y depende de diversos factores como rugosidad superficial, irregularidades del canal, etc.

En cuanto a las pérdidas locales se tienen diversas situaciones, sin embargo, para fines del trabajo a desarrollar se colocaran aquellas que resulten de importancia:

2.3.2 Pérdidas por cambio de dirección

El agua cumple con la primera ley del movimiento de Newton, es decir, fluye en línea recta, a menos que una fuerza externa cambie su trayectoria. El agua al circular en una trayectoria curva, adopta una posición normal a la resultante de la fuerza de gravedad y la aceleración radial.

La capa superior de flujo en un canal tiene mayor velocidad que el flujo cerca del fondo, debido al efecto de la fricción. Se requiere una fuerza mayor para desviar el flujo con alta velocidad, por lo tanto, cuando una corriente entra a una curva, el flujo con mayor velocidad se mueve hacia el exterior de la curva, a esta fuerza se le llama fuerza centrífuga.

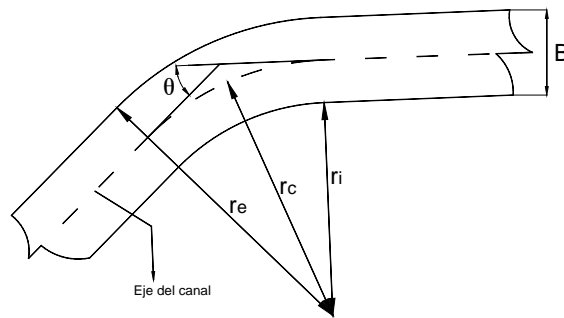


Figura 2-4 Pérdida de carga por cambio de dirección

La pérdida local de energía debida a una curva, debe calcularse según la ecuación 2-10:

$$h_c = k \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 2-10}$$

Donde:

$\frac{V^2}{2g}$ Carga de velocidad en la sección C.

K coeficiente de pérdida igual a:

$$k = \frac{2b}{r_c} \quad \text{Ecuación 2-11}$$

2.3.3 Pérdidas por transición

Se denominan transiciones a aquellas que permiten realizar el cambio en secciones transversales en canales que evitan condiciones de flujo no deseadas además de minimizar las pérdidas de carga.

Las transiciones se pueden clasificar en expansiones y contracciones, sin embargo, el análisis hidráulico es similar.

Las características hidráulicas del flujo en las transiciones dependen de si el flujo es subcrítico o supercrítico.

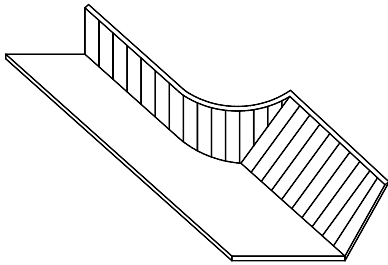


Figura 2-5 Transición de cuadrante cilíndrico

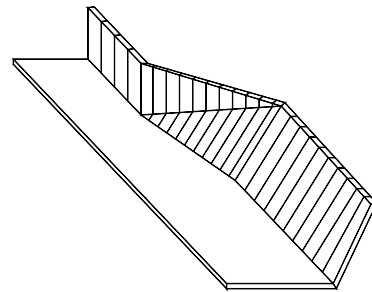


Figura 2-6 Transición en cuña

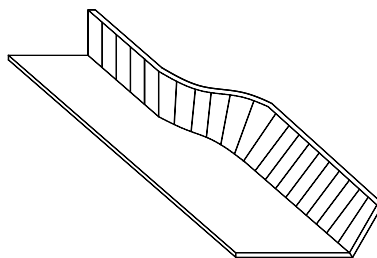


Figura 2-7 Transición alabeada

Transiciones de cuadrante cilíndrico (figura 2-5): Usada para expansiones de rectangular a trapezoidal y para contracciones de trapezoidal a rectangular. El radio del cuadrante es la mitad de la diferencia del ancho superior de los canales que conecta.

Transiciones de cuña (figura 2-6): Se recomienda el ángulo de expansión de 22.5° para transiciones de expansión y para transiciones de contracción 27.5° *ver referencia (3)*. Los ángulos de contracción y expansión (β) pueden ser definidos mediante:

$$\beta = \arctan \frac{\Delta T}{2L_T} \quad \text{Ecuación 2-12}$$

Donde: ΔT es la diferencia del ancho superior de los canales que conecta

L_T Longitud de transición, en m.

β Es limitado a 6° *ver referencia (3)*

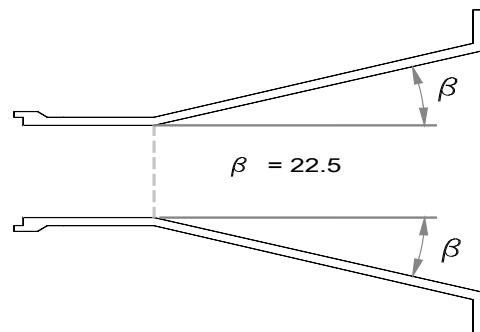


Figura 2-8 Vista en planta de transición en cuña

Transiciones alabeadas (figura 2-7): Morrison y Wiggert (3) sugieren que para una transición de ampliación $L_T \geq 2.25\Delta T$ que resulta equivalente a $\beta = 12.5^\circ$ aplicable a contracciones. Vittal y Chiranjeevi *ver referencia (3)* obtuvieron la expresión (figura 2-9):

$$L_T = 2.35\Delta b + 1.65m_c Y_c \quad \text{Ecuación 2-13}$$

Donde: $\Delta b = |b_c - b_f|$

b_c ancho inferior del canal.

b_f ancho del canal rectangular.

Y_c tirante crítico

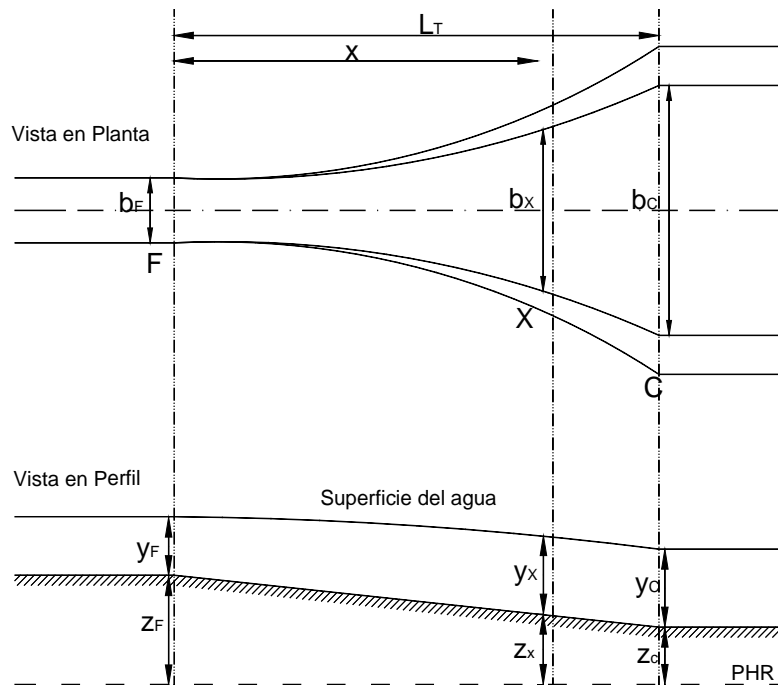


Figura 2-9 Transición entre rectangular y trapecoidal

La pérdida de energía debida a fricción en transiciones con flujo subcrítico son despreciables. La pérdida de carga en estas estructuras se debe principalmente al cambio de sección y es expresada en función del cambio de velocidad:

Para ampliaciones:

$$h_L = K_c \Delta h_v \quad \text{Ecuación 2-14}$$

Para contracciones:

$$h_L = K_e \Delta h_v \quad \text{Ecuación 2-15}$$

Donde: Δh_v diferencia de carga de velocidad entre dos secciones, en m.

Los valores sugeridos para los coeficientes de contracción y expansión se muestran en la *tabla 2-3*.

TIPO	Kc	Ke		
Alabeada	0.1	0.2	Cambios de ancho se realizan mediante arcos parabólicos	Chow (1959), Brater and King (1976)
Cilíndrica	0.15	0.2	Usada con frecuencia para expansiones entre canales rectangulares y trapeciales.	Chow (1959)
Cuña	0.3	0.5	Es la más sencilla de construir y más económica.	US Bureau of Reclamation (1967)
Recta	0.3	0.5	Formada por losas y paredes de planos rectos	Chow (1959)
Abrupta	0.3	0.75		Chow (1959)

Tabla 2-3 Coeficientes de pérdidas en transiciones

Considerando la perturbación cinemática en los vértices A y B de la *figura 2-10* debida al cambio de orientación de los contornos. Si el régimen fuera subcrítico, la carga de velocidad es, generalmente un porcentaje de la energía específica, por lo tanto cambios grandes de velocidad afectan poco la profundidad del agua. Sin embargo si el régimen es supercrítico la carga de velocidad no sólo es comparable a la profundidad del agua, sino que puede superarla. Así, cambios en la carga de velocidad originan grandes variaciones en la altura del agua.

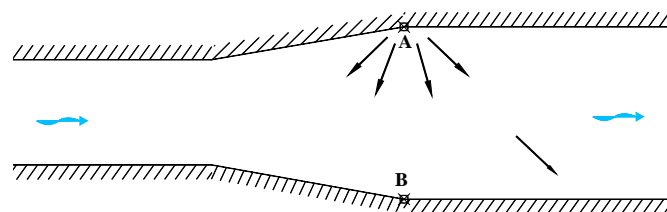


Figura 2-10 Transición en régimen supercrítico

Las transiciones divergentes en régimen supercrítico son las de mayor dificultad de análisis debido a la tendencia del flujo a separarse de las paredes y a la formación de disturbio de ondas cruzadas. Las pérdidas de energía en transiciones con régimen supercrítico se pueden determinar con los coeficientes mostrados en *tabla 2-3*, sin embargo es difícil precisarlos debido al patrón de ondas superficiales.

La *ecuación 2-6* al considerar las pérdidas mencionadas anteriormente se modifica a:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_{1-2} \quad \text{Ecuación 2-16}$$

La ecuación 2-16 corresponde a la ecuación de la energía según la cual la carga en la sección 1 localizada aguas arriba debe ser igual a la carga en la sección 2 localizada aguas abajo más la pérdida de carga entre las dos secciones, donde:

$$\sum h_{1-2} = h_f + h_c + h_L$$

2.4 TIPOS DE FLUJO

El flujo en canales abiertos puede clasificarse en muchos tipos y con diferentes criterios.

A continuación se mostrará la clasificación empleando variaciones en el tirante respecto al tiempo y espacio:

Tiempo como criterio:

- Flujo permanente: La velocidad media V en una sección dada se mantiene constante en el tiempo o en un lapso especificado.

$$\frac{\delta V}{\delta t} = 0$$

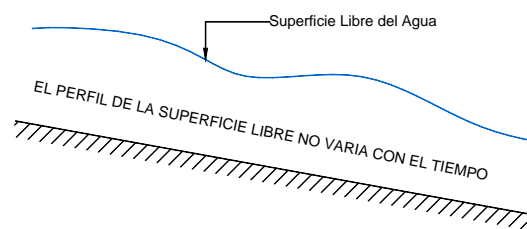


Figura 2-11 Flujo Permanente

- Flujo no permanente: La velocidad media V en una sección dada no es constante en el tiempo o en un lapso especificado.

$$\frac{\delta V}{\delta t} \neq 0$$

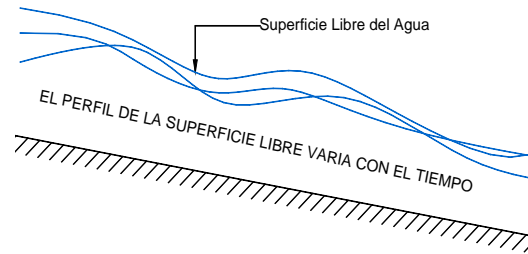


Figura 2-12 Flujo No Permanente

El caso más común del flujo no permanente se presenta en los canales donde transita una onda de avenida, como en ríos.

Espacio como criterio:

- Flujo uniforme: La velocidad media permanece constante en cualquier sección del canal. El área hidráulica y tirante son constantes, es decir, las condiciones de flujo uniforme se cumplen únicamente cuando el canal es prismático por lo tanto en canales artificiales.

$$\frac{\delta V}{\delta x} = 0$$

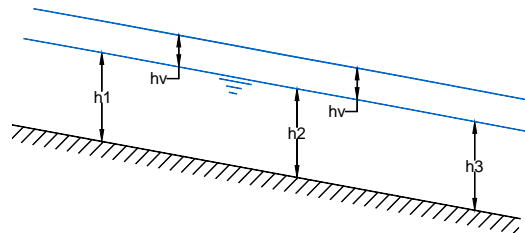


Figura 2-13 Flujo Uniforme

El flujo uniforme puede ser permanente o no permanente. El flujo uniforme permanente es el flujo más sencillo de la hidráulica de canales, donde el tirante no cambia con el tiempo. El flujo no permanente necesitaría que la superficie libre oscile de un instante a otro permaneciendo siempre paralela a la plantilla del canal, lo que es difícil de suceder. Por lo antes descrito el flujo uniforme es de aplicación para canales rectos, largos, de sección, pendiente, geometría y rugosidad constantes.

- Flujo variado: La velocidad media no permanece constante en cualquier sección del canal mostrando características opuestas a las de flujo uniforme. La línea de energía, el perfil de la superficie y la plantilla tienen inclinaciones diferentes entre sí.

$$\frac{\delta V}{\delta s} \neq 0$$

A su vez el flujo variado se puede clasificar en: flujo gradualmente variado, flujo rápidamente variado y flujo espacialmente variado. En el gradualmente variado el tirante cambia en forma gradual a lo largo del canal. En el rápidamente variado la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias cortas, el flujo rápidamente variado también se conoce como fenómeno local como son: el salto hidráulico y la caída hidráulica. En el espacialmente variado cambia además el gasto a lo largo del canal.

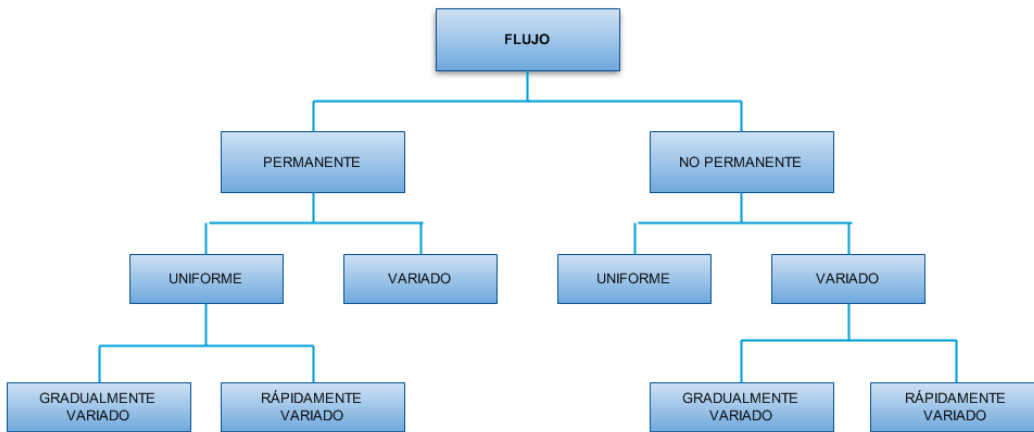


Figura 2-14 Tipos de Flujo

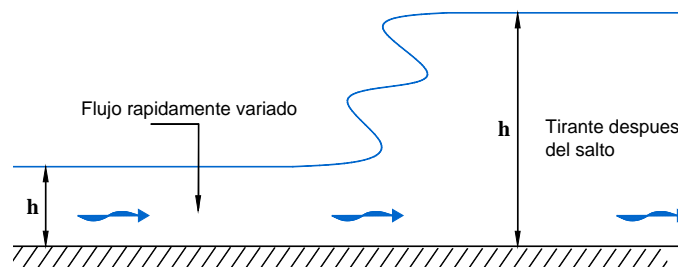


Figura 2-15 Flujo rápidamente variado (salto hidráulico)

2.5 ESTADO DE FLUJO

El movimiento del agua en un canal se rige por la importancia de las fuerzas viscosa o de gravedad, respecto a la inercia. Según esto el flujo se divide en:

Por efecto de la viscosidad: El efecto de la viscosidad puede representarse mediante el número de Reynolds, definido por:

$$R_e = \frac{VR_h}{\vartheta} \quad \text{Ecuación 2-17}$$

Donde V es la velocidad media en la sección en m/s.

R_h Radio hidráulico de la sección en m.

ϑ Viscosidad cinemática del agua en m^2/s .

De lo anterior podemos clasificar el régimen de flujo según el efecto de la viscosidad en:

- Flujo laminar: Las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las fuerzas inerciales. Las partículas de agua se mueven en trayectorias suaves definidas o en líneas de corriente, y las capas de fluido con espesor infinitesimal parecen deslizarse sobre capas adyacentes, es decir, cuando el número de Reynolds (R_e) es: $R_e \leq 500$. El flujo laminar ocurre muy rara vez debido a la baja viscosidad cinemática del agua.
- Flujo de transición: Se presenta entre los estados de flujo laminar y turbulento, cuando $500 \leq R_e \leq 12500$.
- Flujo turbulento: Las fuerzas viscosas son débiles en relación con las inerciales, en este flujo las partículas de agua se mueven en trayectorias irregulares, que no son suaves ni fijas, pero que en un conjunto todavía representan el movimiento hacia delante de la corriente entera, es decir, cuando $R_e \geq 12500$.

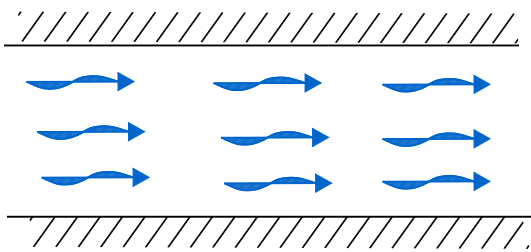


Figura 2-16 Flujo Laminar

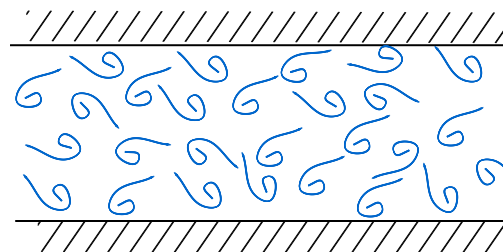


Figura 2-17 Flujo Turbulento

2.6 NÚMERO DE FROUDE Y RÉGIMEN DE FLUJO

La fuerza de inercia respecto de la de gravedad, por unidad de masa, se mide a través del número de Froude (F), definido como:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{T}}} \quad \text{Ecuación 2-18}$$

Donde g valor de la gravedad local en m/s^2

A área hidráulica de la sección en m^2 .

T ancho de la superficie libre de la sección en m .

V velocidad media en la sección en m/s .

A partir del número de Froude (F) se puede definir tres regímenes de flujo, que son:

- Régimen subcrítico: Cuando $F < 1$, siendo más importante la fuerza de gravedad que la inercia, el flujo corre con poca velocidad. Las perturbaciones se propagan hacia aguas arriba.
- Régimen crítico: Cuando $F=1$, resulta importante tanto la fuerza de gravedad como la de inercia. La velocidad del fluido y la de la onda son iguales por lo que ésta queda quieta en el espacio.
- Régimen supercrítico: Cuando $F > 1$, la fuerza de gravedad domina sobre la gravedad, el flujo corre con gran velocidad. No hay posibilidad de propagación de ondas hacia arriba, por lo tanto, no se puede influir desde un punto en el régimen de las secciones precedentes.

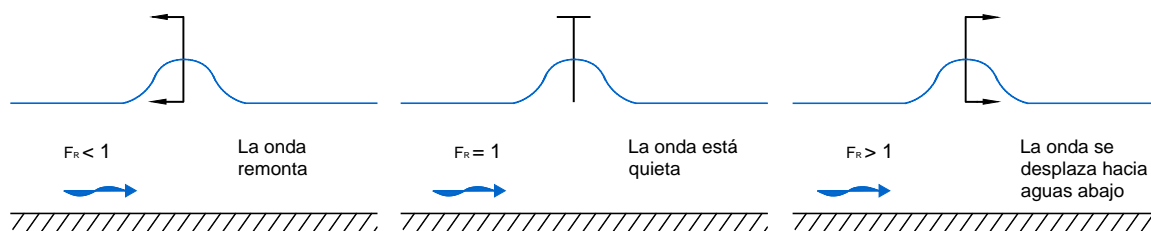


Figura 2-18 Evolución de una onda de gravedad

En un canal abierto el efecto combinado de la viscosidad y de la gravedad puede producir cualquiera de cuatro regímenes de flujo, que son:

- a) Subcrítico-laminar: El número de Froude es menor que la unidad y Re está en el rango laminar.
- b) Supercrítico-laminar: El número de Froude es mayor que la unidad y Re está en el rango laminar.
- c) Subcrítico-turbulento: El número de Froude es menor que la unidad y Re están el rango turbulento
- d) Supercrítico-turbulento: El número de Froude es mayor que la unidad y Re está en el rango turbulento.

Los primeros dos regímenes no son frecuentes en la hidráulica aplicada de canales abiertos, debido a que el flujo generalmente es turbulento en los canales. Sin embargo, estos ocurren para profundidades muy pequeñas.

2.7 ENERGÍA ESPECÍFICA EN UN CANAL

La energía específica (E) en una sección de un canal es la que corresponde al flujo por unidad de peso del líquido a través de ella, y se mide con respecto al fondo de ésta.

$$E = y \cos\theta + \alpha \frac{V^2}{2g} = y \cos\theta + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2} \quad \text{Ecuación 2-19}$$

Donde: Q gasto, en m^3/s .

Es decir, la energía total que tiene una línea de flujo cualquiera pasando por una sección transversal puede expresarse como la carga total en m que está formada por la suma de carga de posición, la carga de presión y carga de velocidad.

Cuando se grafica el tirante del flujo contra la energía específica para una sección de canal y un caudal determinadas (*figura 2-19*), se obtiene una curva de energía específica que representa de manera gráfica la *ecuación 2-19* mediante la curva *ACB* con dos ramas.

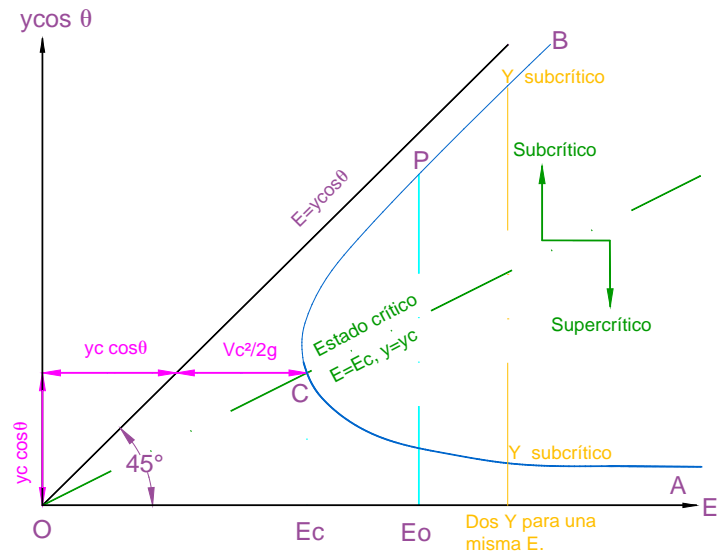


Figura 2-19 Curva de Energía Específica

En la figura 2-19 se observa que la abscisa de cualquier punto P sobre la curva representa la energía específica en la sección donde ocurre la carga de presión y $\cos\theta$, representada por la ordenada. Existen dos partes AC y BC , AC se acerca asintóticamente al eje horizontal hacia la derecha, BC se acerca a la línea OD que pasa por el origen con inclinación de 45° . La curva muestra que, para una determinada energía específica, existen dos valores del tirante llamados tirantes alternos, el menor (y_1) y el mayor (y_2).

Así mismo se identifican dos regiones; para cuando un gasto dado el tirante es mayor al crítico (Flujo subcrítico) y para un gasto dado el tirante es menor que el crítico, la velocidad del flujo es mayor que la crítica (Flujo supercrítico).

2.8 FLUJO CRÍTICO

El flujo crítico ocurre bajo ciertas condiciones. Puede ocurrir a la entrada de un canal empinado, a la salida de un canal de poca pendiente y donde cambien las características del canal.

Las condiciones para que se presente flujo crítico son:

- El número de Froude es igual a uno.
- La energía específica es mínima para un gasto dado.

- El gasto es máximo para una energía específica dada.
- La fuerza específica es mínimo para un gasto dado.
- El gasto es máximo para un momento específico dado.

De la *figura 2-19* notamos que en un punto los tirantes y_1 y y_2 se convierten en uno solo, que corresponde al tirante crítico en la ordenada y en la abscisa la energía mínima ($E_{mín}$) posible para un gasto dado, pueden encontrarse sus características derivando E con respecto a y de la *ecuación 2-17*, considerando el gasto constante, se tiene:

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} \quad \text{Ecuación 2-20}$$

Si en la sección se cumple que dA cerca de la superficie es igual al ancho de la superficie libre (T) por la diferencial del tirante (dy):

$$\frac{dA}{dy} = T \quad \text{Ecuación 2-21}$$

Sabemos que:

$$D = \frac{A}{T} \quad \text{Ecuación 2-22}$$

Sustituyendo en la *ecuación 2-20* e igualando a cero, se obtiene que en la sección donde la energía es mínima se cumple:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \text{Ecuación 2-23}$$

Donde: T ancho de la superficie libre del agua, en m.

Q gasto, en m^3/s .

A área, en m^2 .

La *ecuación 2-23* permite calcular el tirante crítico para cualquier sección, si se conoce el gasto y la geometría de dicha sección.

Para el caso de una sección rectangular no es necesario aplicar la *ecuación 2-23* para obtener el tirante crítico, se puede hacer uso de la *ecuación 2-24*:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{Ecuación 2-24}$$

Donde $q = \frac{Q}{b}$ gasto por unidad de ancho y es definido únicamente para canales rectangulares.

2.9 CAIDA HIDRÁULICA

Si el movimiento de aproximación a la caída es supercrítico (*figura 2-20*). El aspecto dominante es el diseño hidráulico de la rápida sometido a altas velocidades.

La forma de la lamina vertiente (agua y la forma que esta adquiere al verter) puede interpretarse mediante el principio de la trayectoria de un chorro. De acuerdo con este principio se supone que la componente horizontal de la velocidad de flujo es constante y que la única fuerza que actúa sobre el flujo es la gravedad.

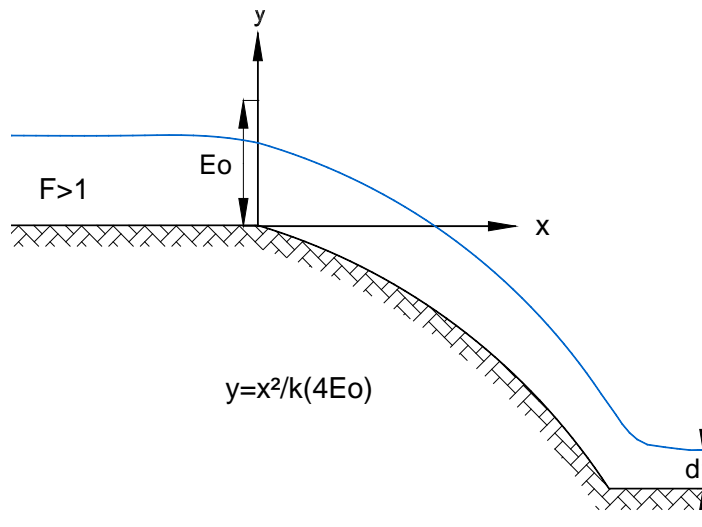


Figura 2-20 Caída hidráulica

La ecuación de la trayectoria se obtiene aplicando las ecuaciones paramétricas de tiro parabólico con coordenadas (x,y) en el instante t :

$$x = V_{0x}t \quad \text{Ecuación 2-25}$$

$$y = V_{oy}t - \frac{1}{2}gt^2 \quad \text{Ecuación 2-26}$$

Sustituyendo la *ecuación 2-25* en la *ecuación 2-26* obtenemos:

$$y = x \frac{V_{oy}}{V_{ox}} - \frac{gx^2}{2V_{ox}^2} \quad \text{Ecuación 2-27}$$

Donde V_o es la velocidad en el punto donde $x = 0$. Mediante la *ecuación 2-27* puede obtenerse la trayectoria parabólica de la lámina vertiente.

Si la pendiente del canal es muy pequeña la *ecuación 2-27* puede resumirse a:

$$y = -\frac{gx^2}{2V_x^2} \quad \text{Ecuación 2-28}$$

2.10 SALTO HIDRÁULICO

El salto hidráulico se define como la elevación brusca de la superficie líquida, cuando el escurrimiento pasa de régimen supercrítico al régimen subcrítico. Representa un fenómeno con desconocimiento de la pérdida de energía causada por éste, por lo que el principio de la conservación de la energía no resulta valido para su estudio, sin embargo, la ley del impulso de la cantidad de movimiento permite realizar el análisis de este fenómeno.

El principio de la 2da ley de Newton aplicado a canales es representado matemáticamente por:

$$M = \frac{\beta Q^2}{g A} + y_G' A \cos\theta \quad \text{Ecuación 2-29}$$

Considerando un canal de pendiente pequeña:

$$M = \frac{\beta Q^2}{g A} + y_G' A \quad \text{Ecuación 2-30}$$

La *ecuación 2-30* representa a M como una función del tirante; Graficándola obtenemos la *figura 2-21*:

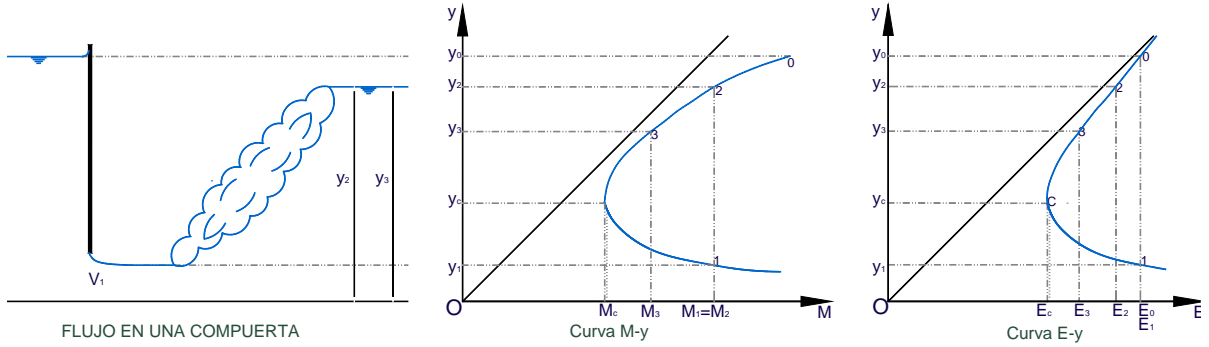


Figura 2-21 Fuerza Específica

La *figura 2-21* presenta una rama inferior asintótica al eje horizontal, la rama superior se incrementa indefinidamente. Para un valor de M , la curva tiene dos posibles tirantes (y_1, y_2) conocidos como tirantes conjugado menor y conjugado mayor respectivamente.

El salto hidráulico se presenta cuando hay un cambio rápido entre el tirante es decir de un valor bajo a uno alto. Ocurre con frecuencia en un canal por debajo de una compuerta de regulación, aguas abajo de un vertedero o en el sitio donde un canal con alta pendiente se vuelve casi horizontal de manera súbita.

El salto hidráulico representa un cambio de flujo supercrítico a subcrítico, intervienen únicamente fuerzas internas que ocasionan remolinos o vórtices turbulentos con gran disipación de energía.

Aplicando la 2da ley de Newton al salto hidráulico en una sección rectangular se obtiene:

- a) Para régimen supercrítico conocido:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad \text{Ecuación 2-31}$$

La *ecuación 2-31* define la relación del tirante aguas abajo y_2 , con el tirante aguas arriba y_1 como función del número de Froude del régimen F_1 .

- b) Para régimen subcrítico conocido:

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_2^2} - 1 \right) \quad \text{Ecuación 2-32}$$

Donde:

y_2 Tirante conjugado mayor, en m.

y_1 Tirante conjugado menor, en m.

V_1 Velocidad del agua en la sección 1, en m/s

V_2 Velocidad del agua en la sección 2, en m/s

F_1 Número de froude en la sección 1, adimensional.

F_2 Número de froude en la sección 2, adimensional.

Con la ecuación 2-32 se calcula el tirante conjugado menor y_1 , conocido el mayor y_2 y el número de Froude F_2 .

Para fines de diseño es muy importante conocer la longitud en que se desarrolla, con objeto de prever la extensión del recubrimiento que proteja las fronteras del canal contra los efectos erosivos provocados por la turbulencia.

2.10.1 Longitud

La longitud L_r del remolino turbulento característico del salto se define como la distancia entre la sección donde se inicia su cara frontal y otra que corresponde a la superficie de estancamiento, es decir, la separación del flujo en direcciones de avance y retroceso. Como se observa en la *figura 2-22*, el final del remolino se extiende sobre el total de la sección. En contraste, la longitud L_j del salto es la distancia desde la misma sección inicial hasta aquella en que se alcanza la máxima altura de la superficie del agua y se estabiliza la distribución de la velocidad.

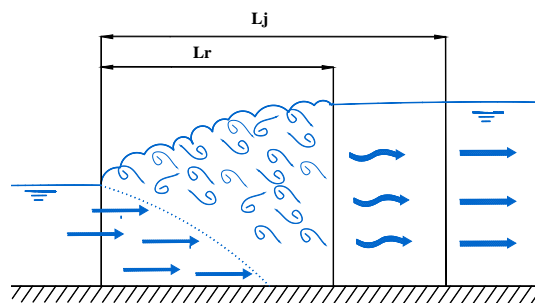


Figura 2-22 Longitud del salto hidráulico

La determinación de la longitud del resalto ha recibido gran atención de los investigadores por su importancia en el diseño, pero hasta ahora no se ha desarrollado ningún procedimiento teórico satisfactorio para su cálculo. En la tabla se muestran las propuestas de algunos autores.

Autor	Ecuación	Aplicable a:
Fawer	$l = \frac{1.2(2\pi)y_2}{\sqrt{2.5 \left[\left(\frac{y_2}{y_1} \right)^3 - 1 \right]}}$	Salto ondular
Silvester	$\frac{L_j}{y_1} = 9.75(F_1 - 1)^{1.01}$	
Safranez	$\frac{L_r}{y_1} = 6F_1$	1.72 < F1 < 19.1
Pietrkowsky	$\frac{L}{y_1} = 5.9F_1$	5.5 < F1 < 19.8
Chertousov	$\frac{L}{y_1} = 10.3(\sqrt{F_1} - 1)^{0.81}$	
Einwachter	$\frac{L}{y_1} = 8.3(\sqrt{F_1} - 1)^{0.81}$	2.5 < F1 < 6.95

Tabla 2-4 Fórmulas para la determinación de la longitud del salto hidráulico

2.10.2 Posición

La posición del salto hidráulico en un canal está supeditada al tirante de salida y_r , que exista aguas abajo del mismo que es independiente del conjugado mayor y_2 y está regido por las condiciones o tipo de control que imponga el canal aguas abajo.

De acuerdo con la diferencia que haya entre y_2 y y_r , se forman al pie de un vertedor o de una compuerta tres casos de salto hidráulico:

- Salto normal (*figura 2-23*) en que $y_t = y_2$, satisfaciendo la 2da ley de Newton entre las secciones 1 y 2 y formándose el salto inmediatamente al pie de la estructura.

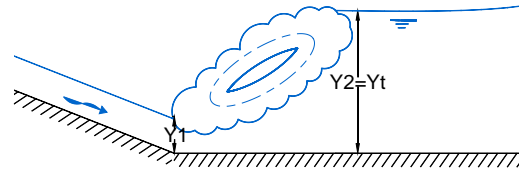


Figura 2-23 Salto hidráulico normal

- b) Salto ahogado (figura 2-24): Se presenta $y_t > y_2$. El resalto se mueve hacia aguas arriba.

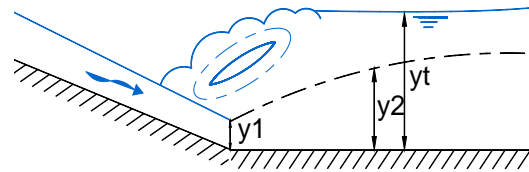


Figura 2-24 Salto hidráulico ahogado

- c) No hay salto (tal vez se barre, es decir, se va a presentar lejos si se llega a presentar figura 2-25). Esto significa que el salto se mueve hacia aguas abajo hasta una sección donde el tirante y_2 sea igual a y_t .

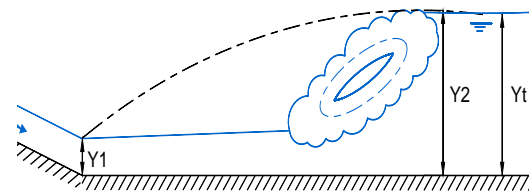


Figura 2-25 Salto hidráulico que se barre aguas abajo
O tal vez no se presenta

El salto hidráulico tiene diversas aplicaciones un caso típico es el de provocar el salto al terminar una obra de excedencias, al pie de un cimacio o al final de un canal de descarga. La zona donde se presenta el salto debe ser revestida, por lo que resulta necesario confinarlo en una estructura llamada tanque amortiguador.

2.11 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO. MÉTODO POR PASOS

El flujo uniforme satisface el equilibrio dinámico entre la fuerza del peso del líquido en dirección del movimiento y la fuerza de fricción generada, que es igual a la pérdida por fricción entre dos secciones. Lo anterior se logra si la velocidad del flujo se mantiene constante, siendo posible solo en canales prismáticos sin ningún tipo de estructura incorporada u otras causas de perturbación.

Cuando el equilibrio no se satisface, se convierte en flujo variado y ocurre entre dos tramos con flujo uniforme, como resultado de cambios en la rugosidad, pendiente, dimensiones, o existencia de estructuras hidráulicas.

La tendencia del flujo variado será alcanzar el flujo uniforme, lo que puede lograrse o no dependiendo de la rugosidad del canal y de la longitud del canal.

La pérdida de altura en una sección es la misma que para un flujo uniforme que tiene la velocidad y el radio hidráulico de la sección, por lo tanto, la ecuación de flujo uniforme es aplicable para evaluar la pendiente de energía en flujo gradualmente variado.

En el flujo gradualmente variado se considera que hay cambios pequeños del tirante en la dirección del movimiento, así mismo, que no hay entrada o salida de agua. Además de lo expuesto, se utilizan las siguientes suposiciones:

- La pendiente del canal es pequeña y uniforme
- El canal es prismático.
- La distribución de velocidad es fija, por lo tanto, los coeficientes de distribución de velocidad son constantes.
- La pérdida de energía por fricción es la más importante, siendo el coeficiente de rugosidad independiente de la profundidad de flujo y constante a través del tramo de canal.

La ecuación de la energía en forma diferencial se escribe:

$$\frac{dz}{dx} + \frac{d}{dx} \left(d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \right) + \frac{dh_f}{dx} = 0 \quad \text{Ecuación 2-33}$$

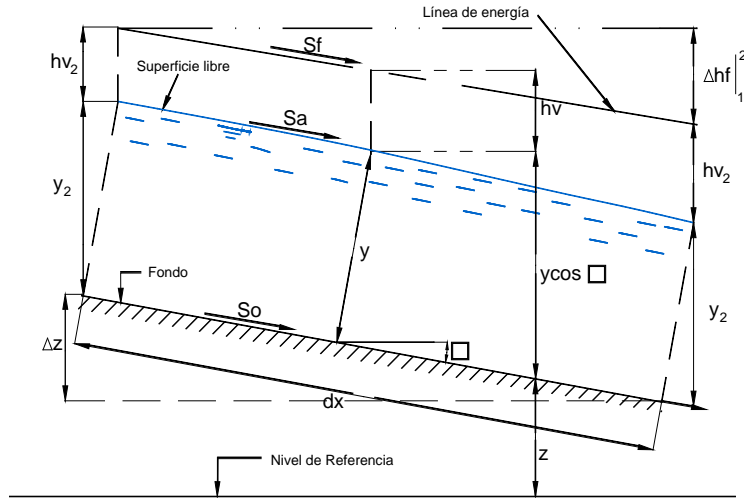


Figura 2-26 Ecuación Dinámica de Flujo Gradualmente Variado

La energía específica se definió como (ecuación 2-19):

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

Sustituyendo en la ecuación 2-33 queda como:

$$\frac{dz}{dx} + \frac{dE}{dx} + \frac{dh_f}{dx} = 0 \quad \text{Ecuación 2-34}$$

El seno del ángulo de inclinación de la plantilla respecto a la horizontal es:

$$\frac{dz}{dx} = \text{sen} \theta \quad \text{Ecuación 2-35}$$

Si la inclinación es descendente en la dirección del flujo, entonces z decrece cuando x crece, para pendiente positiva. Igualando la ecuación 2-1 y la ecuación 2-35 tenemos:

$$\frac{dz}{dx} = S_0 \quad \text{Ecuación 2-36}$$

Por definición la pendiente de la línea de energía, que corresponde a las pérdidas por fricción es:

$$\frac{dh_f}{dx} = S_f \quad \text{Ecuación 2-37}$$

De la ecuación 2-20

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{V^2}{gD}$$

El número de Froude para régimen crítico (ecuación 2-18):

$$F = \frac{V}{\sqrt{gD}} = 1$$

Sustituyendo en la ecuación 2-20 queda:

$$\frac{dE}{dy} = (1 - F^2) \frac{dx}{dx}$$

Reacomodando:

$$\frac{dE}{dx} = (1 - F^2) \frac{dy}{dx} \quad \text{Ecuación 2-38}$$

Sustituyendo y despejando de la ecuación diferencial de la energía (ecuación 2-34) obtenemos:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{(1 - F^2)} \quad \text{Ecuación 2-39}$$

Conocida como la ecuación dinámica o ecuación del flujo gradualmente variado, donde dy/dx representa la pendiente de la superficie libre del agua referida a la plantilla del canal.

2.11.1 Clasificación de los perfiles de la superficie libre del agua

Una ayuda importante es la clasificación de los perfiles de flujo, se define como perfil de flujo a la forma que adopta la superficie libre del agua en cualquier condición de flujo. A esta clasificación se llega con base en el análisis de las propiedades de la ecuación dinámica.

En primer lugar, se subdivide la región donde puede ubicarse el nivel del agua mediante dos líneas paralelas al fondo que corresponden al tirante crítico (y_c) y al tirante normal (y_N).

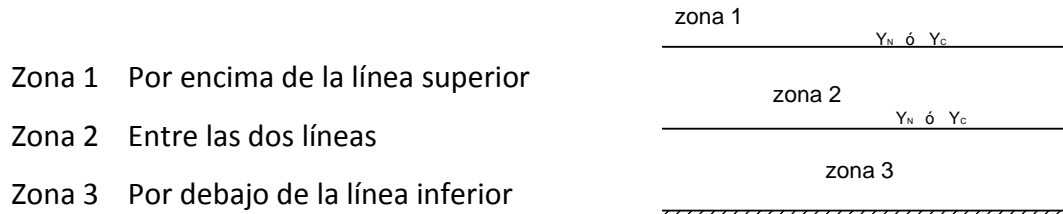


Figura 2-27

Para los perfiles de flujo en las tres zonas, se necesita la pendiente de la superficie libre del agua, es decir $\frac{dy}{dx}$.

Refiriéndose al fondo del canal, los perfiles de flujo se dividen en:

$\frac{dy}{dx} > 0$ el perfil de la superficie libre del agua diverge de la plantilla

$\frac{dy}{dx} = 0$ el perfil de la superficie libre del agua es paralelo a la plantilla

$\frac{dy}{dx} < 0$ el perfil de la superficie libre del agua converge con la plantilla

Comparando la pendiente del canal (S_o), el tirante crítico (y_c) y el tirante normal (y_N), obtenemos:

<i>Pendiente del Canal</i>	<i>Tirante</i>	<i>Tipo de Perfil</i>
Subcrítica	$Y_n > Y_c$	M
Crítica	$Y_n = Y_c$	C
Supercrítica	$Y_n < Y_c$	S
Horizontal	$Y_n = Y_c$	H
Adversa	Y_n No existe	A

Con las relaciones mencionadas anteriormente se obtienen los correspondientes perfiles de la superficie libre del agua que se muestran en la *figura 2-28*.

		Perfiles en la Zona 1 $Y > Y_n$ $S_o > S_f$ $Y < Y_c$ $F^2 < 1$	Perfiles en la Zona 2 $Y_n \geq Y \geq Y_c$ $S_o \leq S_f$ $F^2 \leq 1$ $Y_c \geq Y \geq Y_n$ $S_o \geq S_f$ $F^2 \geq 1$	Perfiles en la Zona 3 $Y < Y_n$ $S_o < S_f$ $Y > Y_c$ $F^2 > 1$
Pendiente Positiva	$S_o > 0$	Subcrítica $Y_n > Y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ M1 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ M2 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ M3
	$S_o = 0$	Crítica $Y_n = Y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ C1 	$\frac{dy}{dx} = 0$ C2 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ C3
	$S_o < 0$	Supercrítica $Y_n < Y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ S1 	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{-} = -$ S2 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ S3
Pendiente Horizontal	$S_o = 0$	$\frac{dy}{dx} = \text{No existe}$ Ninguno 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ H2 Ninguno 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ H3
	$S_o < 0$	$\frac{dy}{dx} = \text{No existe}$ Ninguno 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ A2 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ A3

Figura 2-28 Clasificación de los perfiles de flujo gradualmente variado (3)

Perfil Tipo M

- i. Perfil M1 es muy común. La presencia de estructuras de control, como vertedores y compuertas, u otros accidentes naturales como estrechamientos y curvas, sobre elevan la superficie del agua en un canal o río y se produce un perfil del tipo M1.
- ii. Perfil M2 ocurre cuando el tirante disminuye, por ejemplo, antes de un cambio de pendiente subcrítica a supercrítica, de un estrechamiento de la sección o en la proximidad de una caída.
- iii. Perfil M3 se encuentra aguas abajo de un cambio de pendiente de supercrítica a subcrítica, o después de la descarga de una compuerta y su longitud está regida por las condiciones de aguas abajo.

Perfil Tipo C: $S_o = S_c$ $Y_n = Y_c$: Representan las condiciones de transición entre los perfiles M y S.

- i. Perfil C1 es asintótico a una línea horizontal, conecta con un canal de pendiente crítica con uno de pendiente suave.
- ii. Perfil C3 une flujo supercrítico con un almacenamiento en una pendiente crítica.

Tipo S

- i. Perfil S1: Inicia con un salto aguas arriba y termina con un perfil tangente a la horizontal aguas abajo.
- ii. Perfil S2: es común en la entrada de un canal de gran pendiente o después de un cambio de pendiente subcrítica a supercrítica.
- iii. Perfil S3: Conecta flujo supercrítico con tirante normal, se produce aguas abajo de una compuerta en un canal de gran pendiente, o aguas abajo de su intersección con otro de menor pendiente.

Tipo H: $S_o = 0$: Caso límite de los perfiles M. El tirante normal es infinito.

- i. Perfil H2 se produce aguas arriba de una caída libre.
- ii. Perfil H3 conecta un flujo supercrítico bajo una compuerta con un nivel en vaso.

Tipo A

Poco comunes. El tirante normal no existe y los perfiles que se forman son similares a los H2 Y H3.

2.11.2 Secciones de Control

Sección de control se define como aquella sección donde se presentan condiciones hidráulicas conocidas, estas establecen una relación entre el nivel de la superficie libre del agua y el gasto. Se sitúan a la entrada o salida de los canales, así como en los cambios de pendiente.

Una sección de control presenta características como:

- Impone sus condiciones al perfil del flujo y actúa tanto en dirección del flujo como en la dirección contraria.
- Proporciona el tirante inicial para el cálculo del perfil de un flujo variado.
- En régimen subcrítico, de acuerdo con la pendiente del canal, se procede a calcular el perfil de la sección de control (aguas abajo) hacia aguas arriba-
- En régimen supercrítico, de acuerdo con la pendiente del canal, se procede a calcular el perfil de la sección de control (aguas arriba) hacia aguas abajo.
- Sección de control artificial (como es el caso de vertedores, compuertas o presas).

Algunos ejemplos de secciones de control se muestran a continuación:

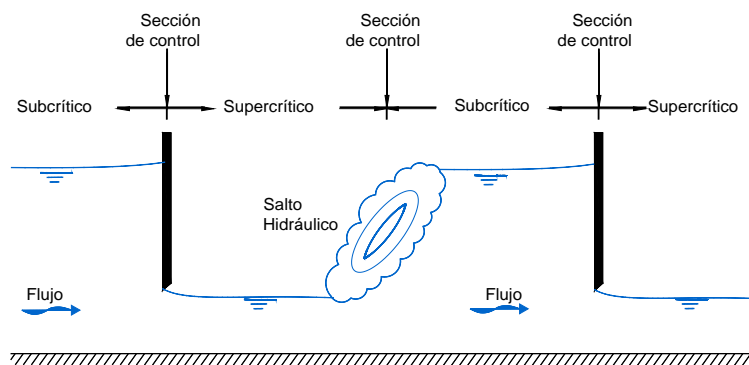


Figura 2-29 Cambios de régimen debido a compuertas.

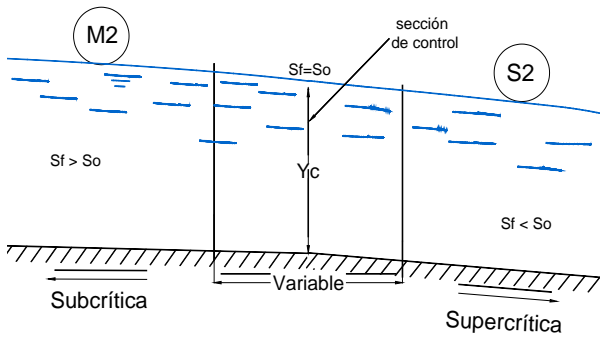


Figura 2-30 Incremento gradual de pendiente

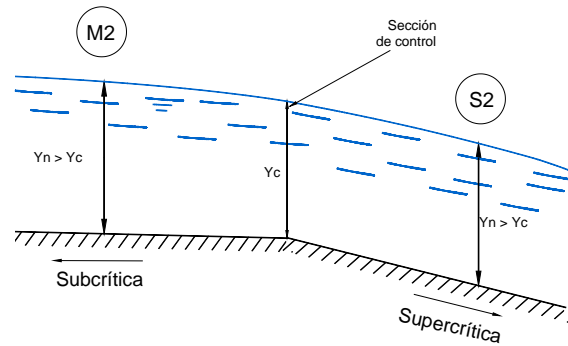


Figura 2-31 Cambio brusco de pendiente

2.11.3 Método directo por pasos

El cálculo de perfiles de flujo gradualmente variado se realiza mediante la solución de la ecuación dinámica; para esto existen tres métodos de cálculo: Método de Integración Gráfica, Método de Integración Directa y Método Directo por pasos. Para la obtención de los perfiles hidráulicos en la estructura de descarga se hace uso del Método Directo por pasos, por lo cual este método es el que se describirá:

El cálculo inicia en una sección de control o condición de frontera

- En régimen subcrítico, de acuerdo con la pendiente del canal, se procede a calcular el perfil de la sección de control (aguas abajo) hacia aguas arriba, sentido contrario al flujo.
- En régimen supercrítico, de acuerdo con la pendiente del canal, se procede a calcular el perfil de la sección de control (aguas arriba) hacia aguas abajo, en el sentido del flujo.

El cálculo termina donde se adopta una aproximación suficiente del tirante normal o donde se ubica un salto hidráulico, etc.

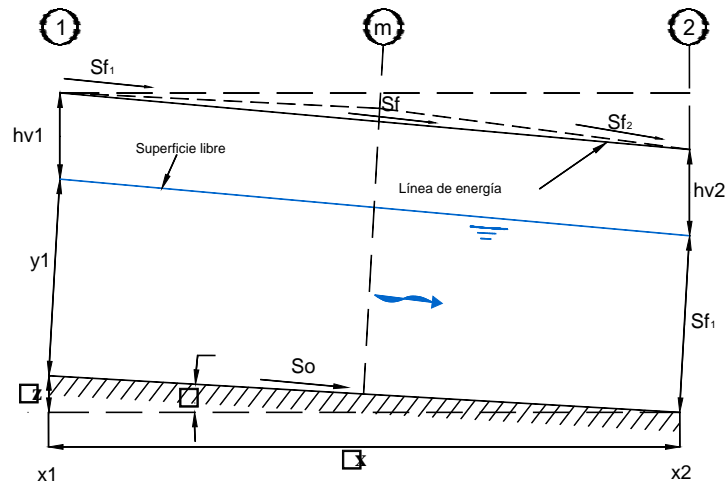


Figura 2-32 Método por pasos

Partiendo de la Ecuación Dinámica (ecuación 2-39):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{(1 - F^2)}$$

La ecuación 2-39 en términos de incrementos infinitos:

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_o - S_f}{1 - F^2}$$

El número de Froude (F) y la pendiente de Fricción (S_f) deben ser los valores medios entre dos secciones.

Si despejamos Δx

$$\Delta x = \frac{(1 - F^2)\Delta y}{S_o - S_f} \quad \text{Ecuación 2-40}$$

Recordando:

$$\frac{dE}{dy} = 1 - F^2$$

En términos de incrementos infinitos:

$$\frac{\Delta E}{\Delta y} = 1 - F^2$$

Despejando ΔE :

$$\Delta E = (1 - F^2)\Delta y \quad \text{Ecuación 2-41}$$

Se sabe que entre dos secciones la energía específica es la misma por lo tanto:

$$\Delta E = E_2 - E_1 \quad \text{Ecuación 2-42}$$

Sustituyendo en la ecuación 2-40 la ecuación 2-41 y ecuación 2-42:

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f} \quad \text{Ecuación 2-43}$$

Haciendo:

$$\Delta x = x_2 - x_1 \quad \text{Ecuación 2-44}$$

Sustituyendo la ecuación 2.44 en la ecuación 2.43:

$$x_2 = x_1 + \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f} \quad \text{Ecuación 2-45}$$

La ecuación 2-45 permite obtener el perfil del agua mediante el método directo por pasos, para esto hay dos posibilidades las cuales son:

a) Tirante propuesto para obtener distancia

Conocido el tipo de perfil y la dirección en que se efectúa el cálculo, se conocen las características hidráulicas en alguna de las dos secciones:

- En la 1, si el cálculo es en la dirección del flujo.
- En la 2, si es en la dirección opuesta al flujo.

A partir de una sección de control se procede a seleccionar un tirante y se obtiene la distancia a la que se presenta.

El tirante obtenido se emplea como el tirante conocido para obtener el siguiente, y así sucesivamente, hasta alcanzar una aproximación suficiente.

b) Distancia propuesta para obtener tirante

Se determina la distancia entre secciones, que puede ser constante o variable y por tanteos se obtiene el tirante.

CAPITULO 3 DISEÑO GEOMÉTRICO DE ESTRUCTURAS

En el capítulo que se desarrolla a continuación se proporciona una descripción general de las estructuras que conforman la PB, así mismo se determina la geometría de la descarga de ésta.

3.1 DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA DE BOMBEO

La Planta de Bombeo (PB) elevará el agua proveniente del drenaje profundo hasta el nivel del terreno natural y hará entrega de ésta a un cuerpo receptor por su margen izquierda.

La PB aprovechará una lumbrera para captar el agua y de ahí conducirla a los cárcamos de bombeo. Esto se realizara mediante un túnel de conexión entre la lumbrera de captación y otra lumbrera, que alojará a las rejillas, ambas de sección circular. Así mismo el túnel es de sección circular, con un diámetro de 5 m y una longitud aproximada de 70 m.

La lumbrera de rejillas alojará la estructura de rejillas así como las compuertas de servicio y/o emergencia, es de sección circular con un diámetro de 16 m y una profundidad aproximada de 50 m; será unida a dos cárcamos de bombeo mediante sendos túneles de conexión de sección circular y diámetro 5.00 m, con pendiente nula y longitud aproximada de 14 m. Cada uno de estos túneles concluye en un cárcamo de sección circular de 20 m de diámetro y que albergarán a 10 bombas sumergibles para aguas residuales con capacidad de bombeo de 2 m³/s cada una, que elevarán el agua del fondo de la lumbrera hasta un canal perimetral ubicado cerca del nivel del terreno natural. El canal perimetral es una estructura hidráulica en la cual se realizará la descarga de las bombas, este canal es de sección rectangular con 3 m de ancho y se divide en dos, uno de ellos pertenece a la

zona que ocupará el agua descargada por las bombas y el otro corresponde a un tanque muerto, que se dispuso a fin de procurar que el hundimiento de esta estructura sea uniforme.

Para hacer referencia a las estructuras que componen la Planta de Bombeo, se creó un sistema local de referencia con origen en el centro de la lumbrera de captación (k 0+000) de la PB. Un perfil del arreglo general se muestra en la *figura 3-1*.

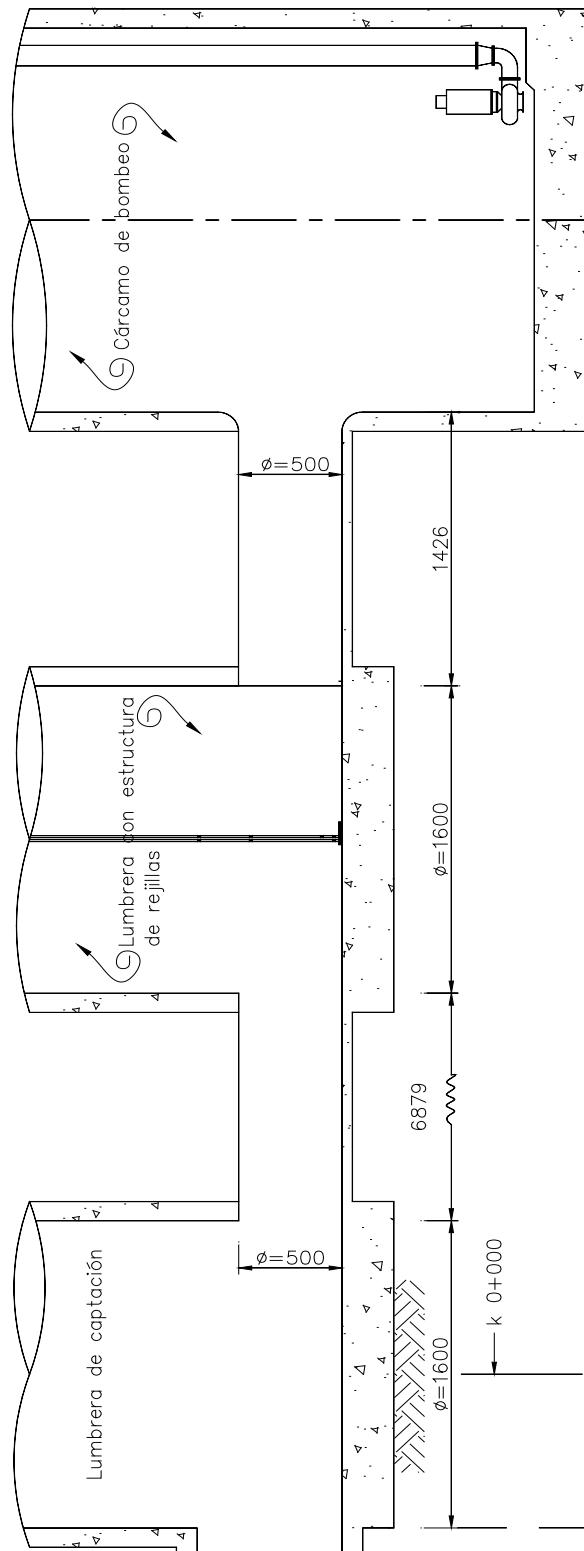


Figura 3-1 Perfil longitudinal desarrollado por el eje de la lumbrera de captación, lumbrera de rejillas y cárcamo No 1

3.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE DESCARGA AL CUERPO RECEPTOR

La estructura de descarga objeto del análisis del presente trabajo consiste en dos canales de descarga con capacidad de conducción de $20 \text{ m}^3/\text{s}$ cada uno, que inician en los tanques de descarga de las bombas (elev. 2227.52 msnm) con dirección al cuerpo receptor y llegan hasta la intersección con éste a una elevación de 2227.50 msnm. La descarga al cauce se realiza mediante una estructura hidráulica que permite la disipación de energía del gasto proveniente de la PB a fin de provocar un mínimo de perturbaciones en el cuerpo receptor, manteniendo el régimen subcrítico de éste.

El trazo en planta de los canales de descarga se realizó tomando en consideración la distribución de las instalaciones necesarias para el funcionamiento de la PB y de los obstáculos naturales o de infraestructura externa a la PB, sin embargo es necesario evitar en lo posible curvas abruptas que alteren en demasía el comportamiento de la superficie libre del agua, además de las complicaciones que puedan presentarse durante la construcción de los mismos.

El trazo en planta procuró una unión al cuerpo receptor con una descarga en dirección al flujo de éste además de buscar que el ángulo formado por el eje de la descarga de la PB y el eje del drenaje superficial fuera lo más cercano a los 45° , con la finalidad de evitar el aumento de la longitud y ancho de la zona de separación que forma una recirculación *ver referencia* (4). Para el caso de estudio se presentaron complicaciones en cuanto a la disposición del conjunto ya que ésta obstaculiza el trazo de los conductos a la unión con el drenaje superficial, afectando el ángulo formado entre ambos. Se analizaron diferentes trazos, resultando seleccionado el mostrado en la

figura 3-2 la cual describe un ángulo de unión de aproximadamente 51° además de presentar antes de la descarga la necesidad que unir los conductos.

Para identificar a los canales de descarga se llamará conducto de descarga 1 al ubicado a la izquierda y conducto 2 al ubicado a la derecha, siempre en relación con la dirección del flujo del agua. El trazo de ambos conductos según su respectivo cadenamamiento resulta:

Canal de descarga 1 = Del k 0+136.35 al k 0+330.35, con una longitud de 194.00m.

Canal de descarga 2 = Del k 0+136.39 al k 0+ 284.79, con una longitud de 148.40 m.

El arreglo general en planta de los conductos de descarga se muestra en la *figura 3-2*.

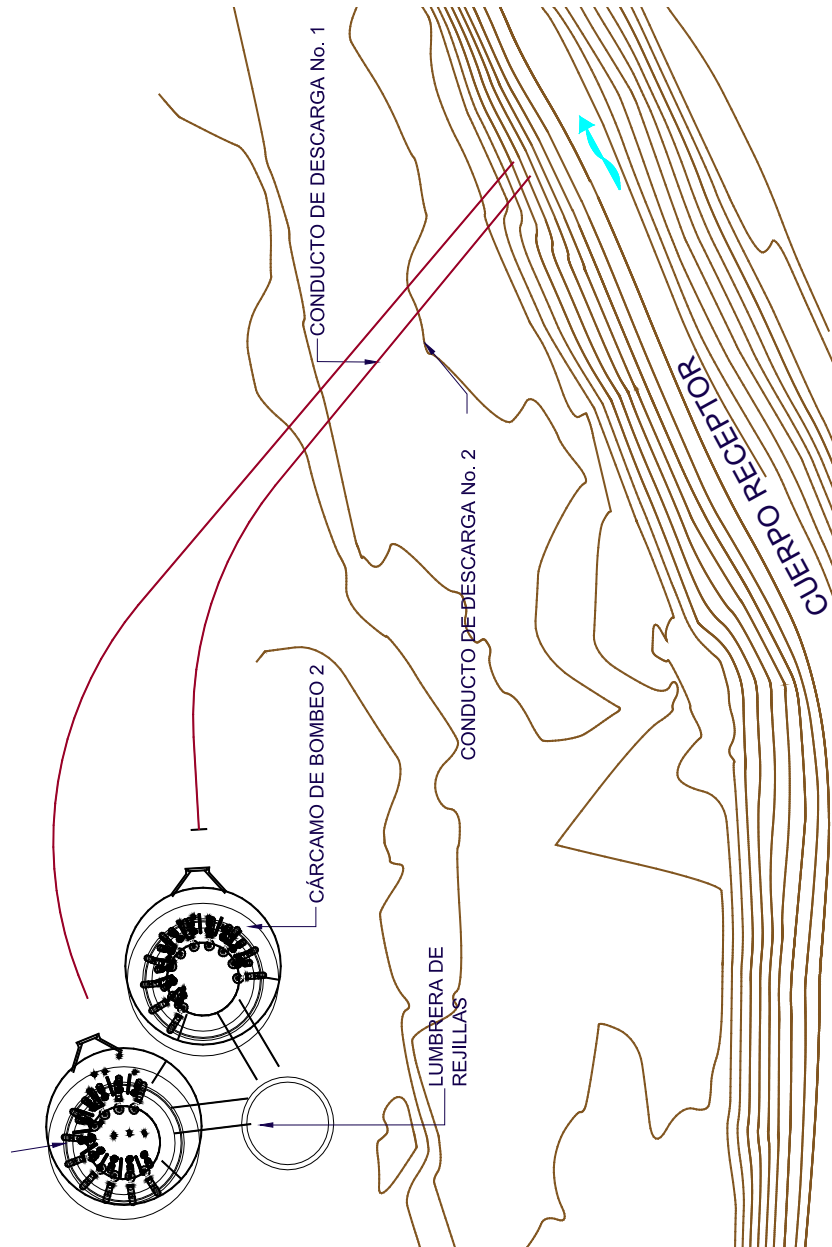


Figura 3-2 Trazo en planta de la estructura de descarga

3.2.1 Análisis de alternativas

Se propusieron diferentes alternativas de sección transversal para los canales de descarga, que permitieron verificar el comportamiento hidráulico y así seleccionar la más adecuada desde el punto de vista de funcionamiento.

a) Selección de la geometría del canal de descarga

La PB dará servicio a aguas del tipo combinadas con gastos variables desde $2 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta $20 \text{ m}^3/\text{s}$ con lo que surge la necesidad de seleccionar una geometría de los conductos de descarga que evite para gastos pequeños la presencia de azolves y para gastos grandes la erosión de la estructura, por lo que se propuso inicialmente la geometría mostrada en la *figura 3-3*.

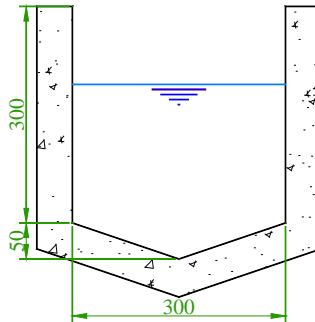


Figura 3-3 Sección Transversal para conductos de descarga.

La sección de la *figura 3-3* queda conformada en la parte inferior por un triángulo isósceles de base 3 m y altura 0.50 m seguido por una sección cuadrada de 3 m por lado, lo que permite hidráulicamente aumentar la velocidad de descarga cuando se presenten gastos de bombeo pequeños, debido a la disminución del área hidráulica en la zona correspondiente al triángulo.

Sin embargo la sección antes descrita presenta dificultades en cuestión constructiva debido al tiempo que tomaría su ejecución, por lo que se buscó otra sección con funcionamiento hidráulico semejante, decidiendo finalmente usar una sección circular, de preferencia comercial.

Se seleccionó un conducto de sección circular la cual no representa complicaciones para la construcción o instalación, debido a la disponibilidad comercial de tubería de diversos materiales y diámetros.

b) Selección del diámetro de los conductos de descarga.

Existe una amplia gama de materiales y diámetros comerciales entre los que debe encontrarse la opción económicamente más conveniente.

Siguiendo los valores de velocidades permisibles es posible acotar el intervalo y determinar un diámetro ajustándolos a diámetros comercialmente disponibles en el mercado.

Ya se ha determinado que la sección factible es circular; con el propósito de determinar el diámetro de la línea de conducción se obtendrá un diámetro inicial mediante la fórmula de Manning y posteriormente se propone uno superior y otro diámetro inferior, el valor del diámetro calculado no corresponde a un diámetro comercial por lo que se ajustará a lo que exista en el mercado.

El gasto máximo que descargará la PB como ya se ha mencionado corresponde a 40 m³/s, es decir, 20 m³/s por cada conducto, siendo así este el gasto para el cual se debe diseñar los conductos de descarga, como primera aproximación se propuso una pendiente de fondo S=0.001 y un coeficiente de Manning correspondiente al concreto (n=0.013), por ser las características más típicas en el diseño de canales.

Para obtener el primer diámetro se aplica la *ecuación 2-9*

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} A$$

De la *figura 2-1* para una sección circular:

$$R_h = \frac{D}{4}$$

Al sustituir en la *ecuación 2-9* y despejando el diámetro (D):

$$D = \left(\frac{4^{5/3} Q n}{S^{1/2} \pi} \right)^{3/8} \quad \text{Ecuación 3-1}$$

Resolviendo la *ecuación 3-1* para los datos del caso en estudio ($Q=20 \text{ m}^3/\text{s}$, $S_o=0.001$, $n=0.014$):

$$D = \left(\frac{4^{5/3} (20) (0.014)}{(0.001)^{1/2} \pi} \right)^{3/8} = 3.50 \text{ m}$$

Ajustando a un diámetro comercial, considerando que el material de la tubería es concreto *tabla 3-1*:

Diámetro Interno		Resistencia del concreto 34.5 Mpa (350 kgf/cm ²)			
		Espesor de pared (mm)	Refuerzo circular cm ² /m		Refuerzo elíptico
Nom (Dn) mm	Real (Dr) mm		Lecho interior	Lecho exterior	
2130	2134	178	10.8	8.3	12.1
2440	2438	203	13.1	10.3	14.6
3050	3048				

Tabla 3-1 Diámetros comerciales de tubería de concreto (5).

Se puede observar en la *tabla 3-1* que el diámetro comercial mayor es de 3.05 m, por lo tanto, el análisis será para diámetros de 2.44 m y 3.05 m.

Para observar el comportamiento hidráulico con las geometrías propuestas se determinó el perfil de la SLA (superficie libre del agua) mediante el método paso directo para ambos diámetros, obteniendo lo mostrado en la *tabla 3-2 - figura 3-4* y *tabla 3-3 - figura 3-5*, manteniendo la pendiente del fondo y la n de Manning antes dichas.

k 0 +	y(m)	Elev. Plantilla	Elev. SLA
284.79	2.05	2227.50	2229.55
284.71	2.07	2227.50	2229.57
284.46	2.09	2227.50	2229.59
284.05	2.11	2227.50	2229.61
283.48	2.13	2227.50	2229.63
282.74	2.15	2227.50	2229.65
281.84	2.17	2227.50	2229.67
280.78	2.19	2227.50	2229.69
279.55	2.21	2227.51	2229.71
278.16	2.23	2227.51	2229.73
274.79	2.27	2227.51	2229.78
272.91	2.29	2227.51	2229.80
270.87	2.31	2227.51	2229.82
268.68	2.33	2227.52	2229.84
266.33	2.35	2227.52	2229.87
264.79	2.36	2227.52	2229.88
262.19	2.38	2227.52	2229.90
259.42	2.40	2227.53	2229.93
256.49	2.42	2227.53	2229.95
246.49	2.44	2227.54	2229.98
236.49	2.44	2227.55	2229.99
226.49	2.44	2227.56	2230.00
216.49	2.44	2227.57	2230.01
206.49	2.44	2227.58	2230.02
196.49	2.44	2227.59	2230.03
186.49	2.44	2227.60	2230.04
176.49	2.44	2227.61	2230.05
166.49	2.44	2227.62	2230.06
156.49	2.44	2227.63	2230.07
146.49	2.44	2227.64	2230.08
136.39	2.44	2227.65	2230.09

Tabla 3-2 Perfil de la SLA para $Q=20\text{ m}^3/\text{s}$ y $D=2.44\text{ m}$

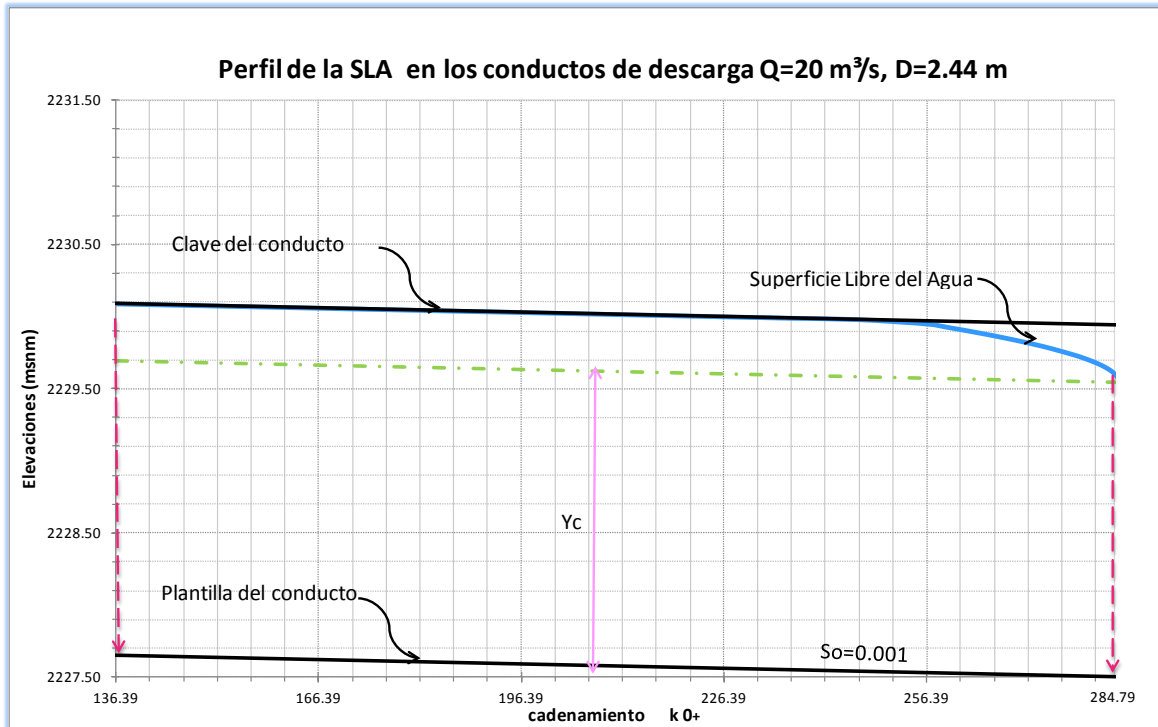


Figura 3-4 Perfil de la SLA para $Q= 20 \text{ m}^3/\text{s}$ y $D=2.44 \text{ m}$

k 0 +	y(m)	Elev. Plantilla	Elev. SLA
284.79	1.95	2227.50	2229.45
284.65	1.97	2227.50	2229.47
284.23	1.99	2227.50	2229.49
283.51	2.01	2227.50	2229.51
282.49	2.03	2227.50	2229.53
281.15	2.05	2227.50	2229.55
279.50	2.07	2227.51	2229.57
277.51	2.09	2227.51	2229.60
274.79	2.11	2227.51	2229.62
272.05	2.13	2227.51	2229.64
268.94	2.15	2227.52	2229.67
264.79	2.18	2227.52	2229.70
260.85	2.20	2227.52	2229.72
254.79	2.22	2227.53	2229.75
249.88	2.24	2227.53	2229.78
244.79	2.26	2227.54	2229.80
239.04	2.28	2227.55	2229.83
232.83	2.30	2227.55	2229.85
226.17	2.32	2227.56	2229.88
219.03	2.34	2227.57	2229.91
211.41	2.36	2227.57	2229.94

201.41	2.38	2227.58	2229.96
191.41	2.40	2227.59	2229.99
181.41	2.42	2227.60	2230.02
171.41	2.44	2227.61	2230.05
161.41	2.46	2227.62	2230.08
151.41	2.48	2227.63	2230.11
141.41	2.50	2227.64	2230.14
136.39	2.51	2227.65	2230.16

Tabla 3-3 Perfil de la SLA para $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ y $D=3.05\text{m}$

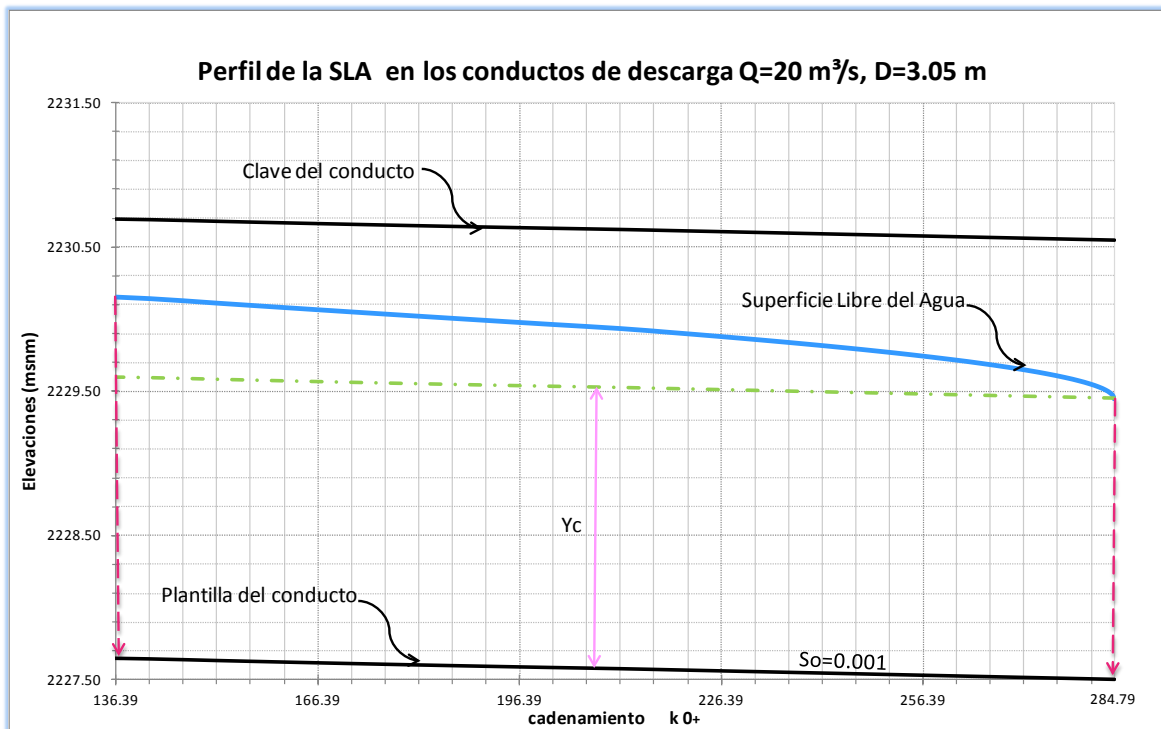


Figura 3-5 Perfil de la SLA para $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ y $D=3.05\text{m}$

Como se observa en la *figura 3-5* el comportamiento de los conductos de descarga de 3.05 m de diámetro se presenta a tubo parcialmente lleno en toda la longitud de los conductos difiriendo de la *figura 3-4* donde los conductos de 2.44 m de diámetro trabajarían a tubo lleno a partir del $k\ 0+246.49$; la simulación realizada consideró una descarga libre, sin embargo, existe la posibilidad de que la salida de los conductos se vea afectada por el nivel del agua en el canal de desagüe convirtiendo a ésta en una descarga ahogada o semi-ahogada según sea el caso, disminuyendo la capacidad de conducción de los canales de

descarga, por lo tanto, seleccionamos un diámetro de 3.05 m que muestra mayor capacidad hidráulica.

c) *Selección de la pendiente de los conductos de descarga.*

Determinada la sección y dimensiones del canal se prosiguió a establecer su la pendiente definitiva. Se parte obteniendo el valor del tirante crítico mediante la *ecuación 2-23*:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

Sustituyendo los valores conocidos de la *figura 2-1*:

Valor de θ_c :

$$\theta_c = \arccos \left(1 - \frac{2y_c}{3.05} \right)$$

Área crítica de la sección (A_c):

$$A_c = \frac{1}{4} \left(\theta - \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2\theta \right) (3.05)^2$$

Ancho crítico de la SLA:

$$T_c = \operatorname{sen} \theta (3.05)$$

Resolviendo la *ecuación 2-23* y la geometría del canal de la *figura 3-3* se obtiene el valor del tirante crítico:

$$y_c = 1.95 \text{ m}$$

Con el valor del tirante crítico se determina la pendiente crítica (S_c) con un valor de:

$$S_c = 0.0033$$

Se obtuvieron las pendientes críticas para diferentes gastos de descarga, mostrando un resumen de los resultados en la *tabla 3-4*.

Q (m ³ /s)	Sc
20	0.0033
16	0.003
12	0.0028
8	0.0027
4	0.0026
2	0.0027

Tabla 3-4 Pendiente crítica para diferentes gastos de descarga

Un flujo supercrítico presenta como características hidráulicas velocidades altas que resultarían favorables para evitar la sedimentación de sólidos sin embargo, transitarán aguas residuales por los conductos lo que aumenta la erosión en las tuberías, por lo tanto, es preferible que el tramo correspondiente al canal de descarga se presente en flujo subcrítico; Para garantizar ello la pendiente a usar debe ser menor que la crítica para los diferentes gastos que se presenten. Esto conlleva a usar una valor de pendiente en la plantilla menor a $S_o = 0.0027$.

Por lo anterior se propusieron tres pendientes posibles: $S_o = 0.001$, $S_o = 0.0015$ y $S_o = 0.002$. Obteniendo los siguientes resultados (mediante el método de Paso Directo).

- a) Para pendiente $S_o = 0.001$ (tabla 3-3 figura 3-5)
- b) Para pendiente $S_o = 0.0015$

k 0 +	y(m)	Elev. Plantilla	Elev. SLA
284.79	1.95	2227.50	2229.45
284.70	1.96	2227.50	2229.46
284.41	1.98	2227.50	2229.48
283.91	1.99	2227.50	2229.50
283.21	2.01	2227.50	2229.51
282.29	2.02	2227.50	2229.53
281.14	2.04	2227.51	2229.54
279.76	2.05	2227.51	2229.56
278.13	2.07	2227.51	2229.58
276.25	2.08	2227.51	2229.60
274.11	2.10	2227.52	2229.62
271.69	2.11	2227.52	2229.63
268.98	2.13	2227.52	2229.65
265.97	2.14	2227.53	2229.67
262.66	2.16	2227.53	2229.69
259.02	2.17	2227.54	2229.71
255.05	2.19	2227.54	2229.73
250.73	2.20	2227.55	2229.76
246.04	2.22	2227.56	2229.78
240.98	2.23	2227.57	2229.80
235.52	2.25	2227.57	2229.82
229.64	2.26	2227.58	2229.85
223.34	2.28	2227.59	2229.87
216.59	2.29	2227.60	2229.90

209.37	2.31	2227.61	2229.92
201.66	2.32	2227.62	2229.95
193.44	2.34	2227.64	2229.98
184.69	2.35	2227.65	2230.00
175.38	2.37	2227.66	2230.03
165.50	2.38	2227.68	2230.06
155.02	2.40	2227.69	2230.09
136.39	2.42	2227.72	2230.15

Tabla 3-5 Perfil de la SLA para $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ y $S=0.0015$

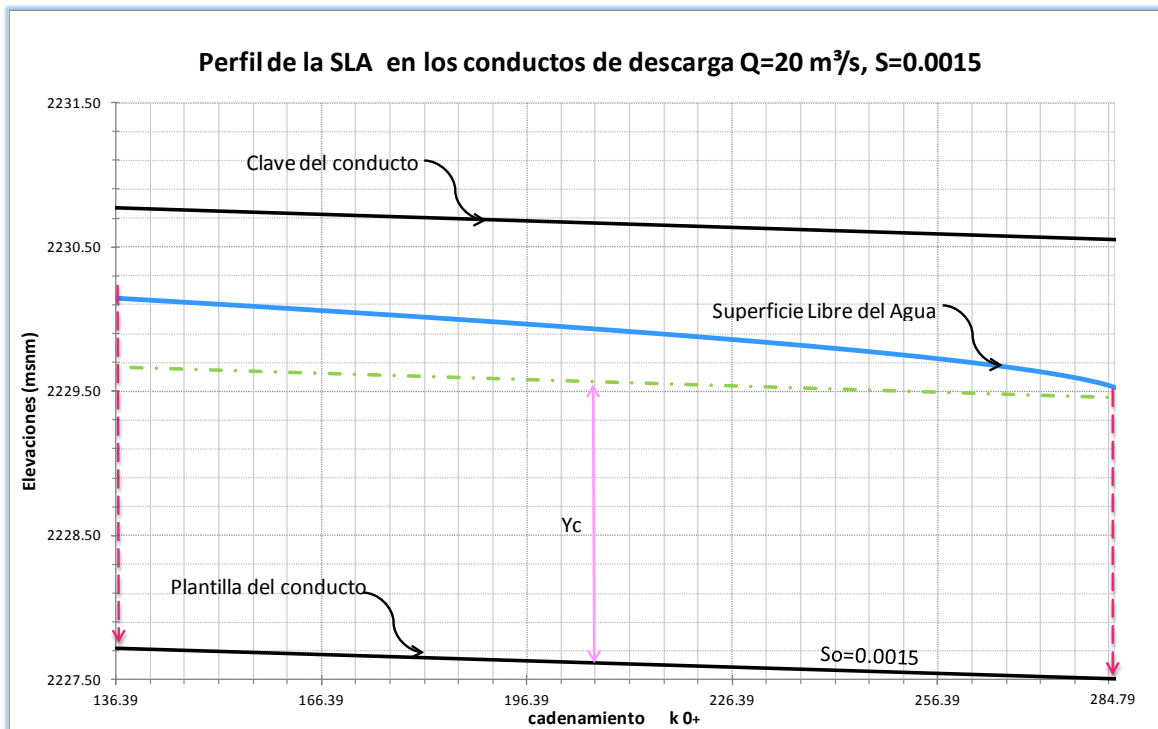


Figura 3-6 Perfil de la SLA para $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ y $S=0.0015$

c) Para pendiente $So = 0.002$

k 0 +	y(m)	Elev. Plantilla	Elev. SLA
284.79	1.95	2227.50	2229.45
284.67	1.96	2227.50	2229.46
284.30	1.98	2227.50	2229.48
283.66	1.99	2227.50	2229.50
282.73	2.01	2227.50	2229.51
281.51	2.02	2227.51	2229.53
279.96	2.04	2227.51	2229.55
278.07	2.05	2227.51	2229.57
275.82	2.07	2227.52	2229.59
273.18	2.08	2227.52	2229.61

270.12	2.10	2227.53	2229.63
266.62	2.11	2227.54	2229.65
262.63	2.13	2227.54	2229.67
258.13	2.14	2227.55	2229.70
253.07	2.16	2227.56	2229.72
247.40	2.17	2227.57	2229.75
241.08	2.19	2227.59	2229.78
234.04	2.20	2227.60	2229.81
226.23	2.22	2227.62	2229.84
217.57	2.23	2227.63	2229.87
207.97	2.25	2227.65	2229.90
197.35	2.26	2227.67	2229.94
185.58	2.28	2227.70	2229.98
172.55	2.29	2227.72	2230.02
158.11	2.31	2227.75	2230.06
136.39	2.33	2227.80	2230.13

Tabla 3-6 Perfil de la SLA para $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ y $S=0.002$

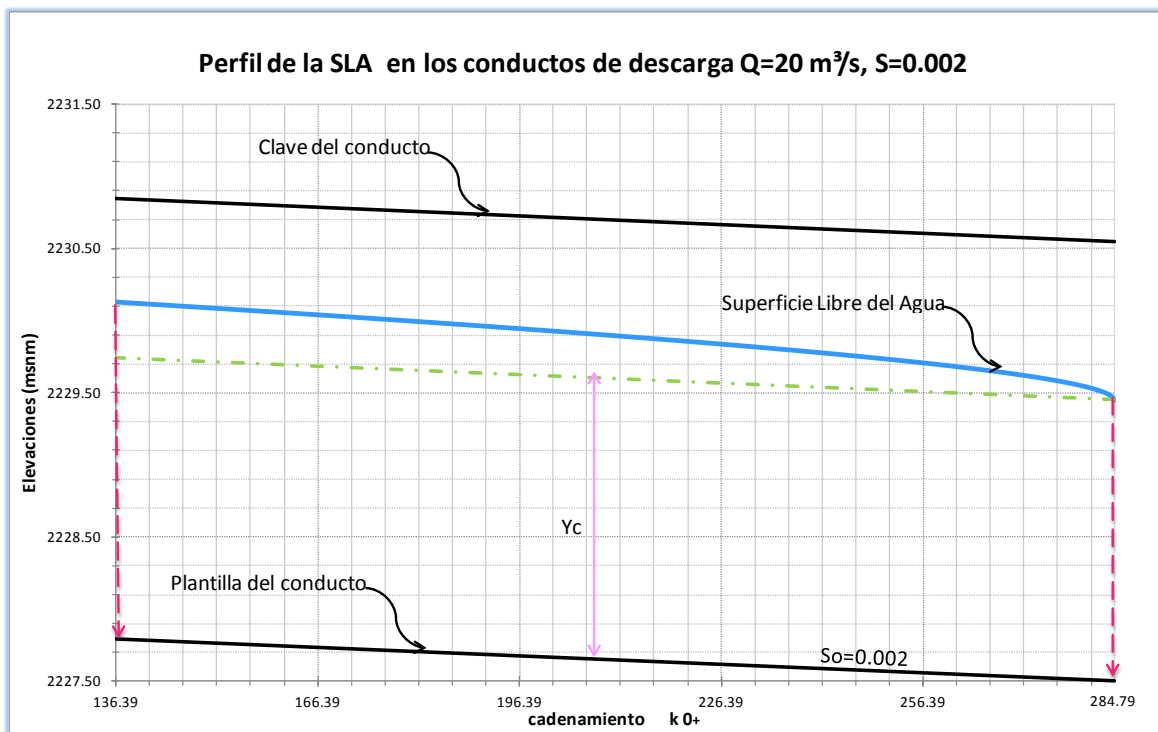


Figura 3-7 Perfil de la SLA para $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ y $S=0.002$

Resumiendo se observa que para el cadenamiento k 0+136.39:

Pendiente (So):	0.001	0.0015	0.002
Elev máx de la SLA (msnm)	2230.16	2230.15	2230.13
Vmín (m/s)	3.10	3.21	3.34

El objetivo de determinar una pendiente es evitar el azolve, la erosión de las tuberías, la disminución de la capacidad de conducción y determinar el flujo. Considerando que la velocidad máxima permisible en tuberías típicas se encuentra entre los 3 m/s se confirmó la selección de la pendiente de 0.1 %, que permite pasar el gasto de diseño con una velocidad apropiada para el uso de tuberías comerciales y a la vez garantiza la presencia de flujo subcrítico en los conductos sin elevar en demasía el nivel de la superficie libre del agua.

En el desarrollo del presente capítulo se determinó como la geometría apropiada para los canales de descarga una sección circular con un diámetro aproximado de 3.00 m a reserva de la selección del material de estos y de la disponibilidad de diámetros, así mismo los conductos mantendrán en toda su longitud un trazo en planta lo menos abrupto *figura 3-2* con una pendiente del 0.1 %.

Una revisión definitiva del funcionamiento hidráulico se hace en el siguiente capítulo.

CAPITULO 4 DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS

En este capítulo se describe el procedimiento seguido para el diseño de la estructura de descarga así como la metodología empleada para obtener los perfiles hidráulicos en ésta. El caso que se describe corresponde al paso de $20 \text{ m}^3/\text{s}$ por el conducto No 2.

4.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Los factores que se consideran para el diseño de canales no erosionables son: la clase del material que conforma el cuerpo del canal, que a su vez determina el coeficiente de rugosidad, la velocidad mínima permisible, la velocidad máxima permisible, la pendiente del fondo y la sección más eficiente. En el capítulo 3 se han definido aquellos factores del tipo geométrico, es decir, la pendiente del fondo y la sección más eficiente. En este apartado se determinará el resto de los factores de diseño como el material del canal y el coeficiente de rugosidad con base en la velocidad máxima y mínima permisible

4.1.1 Velocidad máxima y mínima permisibles

La velocidad mínima permisible o velocidad no propensa a la sedimentación es aquella con la cual no se permite depósito de sólidos que provoquen azolves y el crecimiento de plantas acuáticas. La velocidad máxima es el límite superior de diseño, con la cual se trata de evitar la erosión de las paredes de las tuberías y estructuras.

Material	Velocidad (m/s)	
	Máxima	Mínima
Concreto reforzado	3.5	0.60 – 0.90
Acero(sin revestimientos, revestido y galvanizado)	5.0	
Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV)		
Polietileno alta densidad		
PVC (policloruro de vinilo)		

Tabla 4-1 Velocidades máxima y mínima permisibles*

*Para agua limpia o poco turbia

4.1.2 Selección del material de los conductos

La selección del material depende principalmente de la disponibilidad y costo de éste, del procedimiento constructivo y el fin a cumplir. Con base a lo expuesto se analizaron diferentes materiales como son: concreto simple y reforzado, polietileno reforzado con fibra de vidrio (PRFV) y polietileno de alta densidad (PAD) los cuales fueron sometidos a criterios como:

- Factores hidráulicos (gastos, presiones y velocidades de diseño)
- Diámetros disponibles
- Calidad del agua
- Tipo de suelo
- Resistencia a la corrosión
- Facilidad de instalación
- Vida útil

Como resumen se obtuvo la *tabla 4-2* que permitió seleccionar a las tuberías de PRFV como las más adecuadas para suelos deformables además de no necesitar un recubrimiento especial para el tránsito de aguas residuales, soporta velocidades de hasta 4 m/s, así mismo tienen una larga vida útil; las longitudes comerciales en las que se encuentran disponibles (3, 6 y 15 m) hacen posible realizar menos uniones, además de realizar la unión mediante coples que permiten dar mantenimiento sólo al tramo que sufra algún desperfecto y no a toda la línea de conducción; otra de las ventajas importantes de este material es la disponibilidad comercial del diámetro requerido y proporcionar uno de los coeficientes de rugosidad más favorables y sobre todo sus características hidráulicas permanecen constantes con el tiempo.

CARACTERÍSTICAS	M A T E R I A L				
	PRFV	PAD	PVC	Concreto	Fibroemento
<i>Presentación</i>	Tramos hasta 12 m	Tramos de 12 m	Tramos de 6 m	Tramos de 1m	Tramos de 5 m
<i>Vida útil</i>	50 años	50 años	10 años	100 años	
<i>Adaptabilidad al terreno</i>	Se requiere nivelar el terreno	Se ajusta al contorno del terreno y no requiere cama de arena	Se requiere nivelar el terreno y colocar cama de arena	Se requiere nivelar el terreno y colocar cama de arena	Se requiere nivelar el terreno y colocar cama de arena
<i>Manejo del ducto</i>	Muy ligero y maniobrable	Muy ligero y maniobrable	Muy ligero y maniobrable	Por su peso es muy difícil su manejo	Muy ligero y maniobrable
<i>Impactos durante el manejo</i>		Soporta impactos durante el manejo	Es frágil y se fractura	Es frágil y se fractura con cualquier impacto	
<i>Resistencia al intemperismo</i>	Contiene protectores UV	Contiene protectores UV	No contiene protectores UV	No es afectado por el intemperismo	No es afectado por el intemperismo
<i>Cambios de dirección durante su instalación</i>	Mediante codos de PRFV	No requiere ningún accesorio	Requiere de codos	Se requiere de registros para realizar	Mediante codos
<i>Unión del ducto</i>	Mediante coples	Unido fuera de la trinchera con coples metálicos o plásticos	Unión dentro de la trinchera con pegamiento	La unión se realiza con cemento	Mediante coples
<i>Instalación</i>	Rápido	Mientras se realiza la excavación se une el ducto; rápida	La trinchera debe estar terminada para realizar unión tramo a tramo; lenta	La trinchera debe estar terminada para realizar unión tramo a tramo; lenta	Rápido
<i>Condiciones hidráulicas</i>	Mantienen con el tiempo	Mantienen con el tiempo	Mantienen con el tiempo	Disminuyen con el tiempo	Mantienen con el tiempo
<i>Díametro</i>	Hasta 3000 mm	Hasta 3000 mm	Hasta 3050 mm	Hasta 3050 mm	Hasta 1050
<i>Sistema tubo-suelo</i>	Necesita relleno compactado	Necesita relleno compactado	Necesita relleno compactado	85% aportada por el tubo	
<i>Coefficiente de rugosidad</i>	0.010	0.010	0.010	0.013	0.010
<i>Comportamiento Sísmico</i>	Flexible	Flexible	Flexible	Rígida, discolamientos	Flexible
<i>Corrosión</i>	Resistentes	Resistentes	Resistentes	Necesita recubrimiento	Resistente

Tabla 4-2 Características de Principales Materiales Usados en Tuberías de Alcantarillado

4.2 DISEÑO HIDRÁULICO DE LOS CONDUCTOS DE DESCARGA

4.2.1 Transición

Posterior a los conductos de descarga es necesario crear una estructura que permita la entrega del flujo de agua a la caída hidráulica, que altere en lo menos posible el comportamiento de la SLA, a este tipo de estructuras se les conoce con el nombre de transiciones; esta estructura permitirá ubicar con precisión la sección de control.

a) Geometría

El objetivo de la transición es que a partir de los conductos se llegue a una sección rectangular que presente un tirante constante a lo ancho de la caída hidráulica justo antes de presentarse ésta, permitiendo disminuir el gasto unitario a la descarga.

La transición iniciará en la salida de los conductos de descarga (k 0+284.79) y finalizará en el inicio de la caída hidráulica (k 0+288.39), es decir tendrá una longitud de 3.60 m.

Se propone una geometría que cumpla con las recomendaciones correspondientes al diseño de transiciones. La geometría planteada trata de asimilar el comportamiento de la vena líquida y puede clasificarse como una transición alabeada *figura 2-7*; En la *figura 4-1* se muestra la geometría propuesta para la transición y en la *tabla 4-3* se describe a cada 90 cm.

X (m)	r (m)	B (m)
0	1.5	3
0.9	1.125	3.15
1.8	0.75	3.3
2.7	0.375	3.45
3.6	0	3.6

Tabla 4-3 Geometría de la transición

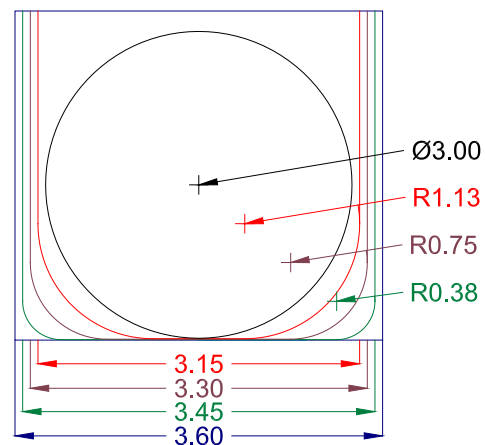


Figura 4-1

Para determinar el perfil hidráulico es necesario ubicar una sección de control. En base a la *figura 2-31* se propone la intersección de pendientes a fin de obtener mediante esta una sección de control bien definida. Se propone una intersección de la pendiente subcrítica de los conductos y una pendiente supercrítica en la transición de descarga, así que es necesario obtener una pendiente adecuada para la transición.

Debido a la intersección de pendientes en el k 0+284.79 se está forzando a que se presente el tirante crítico en esta sección lo que implica un cambio de régimen, es decir, de subcrítico (como se demostró en el capítulo 3 los conductos con una $S=0.001$ garantizan un régimen subcrítico) a supercrítico, por lo tanto, la pendiente para la transición debe ser mayor que la crítica.

A lo largo de la transición la geometría varía, por lo tanto, el valor del tirante crítico varía para cada una de las geometrías, tomando en cuenta que la sección más amplia corresponde a la final de la transición (sección 5) en esta se presenta el valor del tirante crítico menor, pues para un tirante crítico menor la pendiente crítica es mayor.

De la *ecuación 2-24* se obtuvo el tirante crítico para la sección 5, así que para determinar la pendiente crítica se sustituye este valor en la *ecuación 2-9* y se despeja la pendiente crítica (S_c):

$$S_c = \left(\frac{(3.79)(0.014)}{(0.81)^{2/3}} \right)^2 = 0.004$$

Se propone una pendiente igual a 0.005 que es superior a la crítica en la sección 5.

Determinada con seguridad la ubicación de la sección de control es posible determinar el tipo de perfil hidráulico que se presentará en la transición.

b) Cálculo del perfil hidráulico

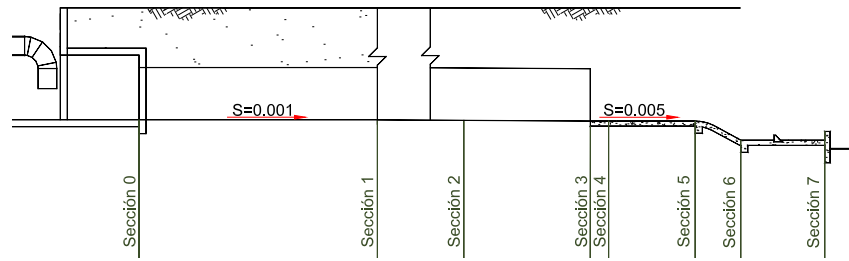


Figura 4-2 Secciones para cálculo del perfil hidráulico

La sección transversal en 4 corresponde a la forma que se muestra en la figura 4-3:

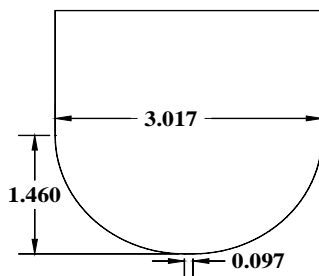


Figura 4-3

$$A_4 = (1.46)(0.01) + \frac{\pi(1.46)^2}{2} + 3.02(y_4 - 1.46)$$

$$A_4 = -0.91 + 3.02y_4$$

Ecuación 4-1

Se aplica la ecuación 2-16 entre las secciones 3 (condiciones hidráulicas determinadas en el capítulo 3) y 4:

$$z_3 + \frac{P_3}{\gamma} + \frac{V_3^2}{2g} = z_4 + \frac{P_4}{\gamma} + \frac{V_4^2}{2g} + \sum h_{3-4}$$

La geometría de la sección 4 se muestra en la figura 4-3 y la sección 3 corresponde a un conducto circular de diámetro igual a 3m.

Las pérdidas que se consideran en el cálculo corresponden a las debidas al cambio de sección y las debidas a fricción ya que el tramo entre las secciones 3 – 4 se supone en flujo supercrítico, por lo tanto resultan significativas para el cálculo.

El coeficiente a utilizar $k=0.1$ (tabla 2-3).

$$h = 0.1(hv_4 - hv_3)$$

Para pérdidas por fricción se aplica:

$$hf = \left(\frac{Sf_4 + Sf_3}{2} \right) L$$

Donde Sf se obtiene de la *ecuación 2-9*:

$$Sf = \left(\frac{Vn}{R_h^{2/3}} \right)^2$$

La transición de salida será de concreto por lo que se toma un valor de n igual a 0.014 (*tabla 2-2*).

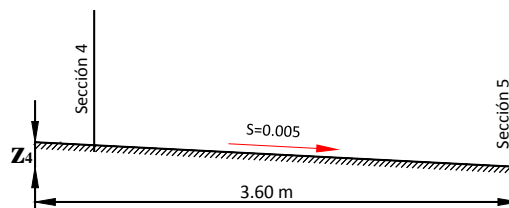


Figura 4-4

De la *figura 4-4* colocando el PHR en la plantilla de la sección 5, tenemos:

$$z_3 = 0.018 \text{ m}$$

$$z_4 = 0.017 \text{ m}$$

Aplicando en la *ecuación 2-16* las consideraciones expuestas anteriormente se obtiene:

$$0.018 + 1.96 + 0.86 = 0.017 + y_4 + hv_4 + 0.1(hv_4 - 0.86) + hf$$

$$2.91 = y_4 + hv_4 + 0.1(hv_4) + hf = \left(\frac{Sf_4 + 0.86}{2} \right) L \quad \text{Ecuación 4-2}$$

La carga de velocidad en la sección 4:

$$hv_4 = \frac{20.45}{(-0.91 + 3.02y_4)^2} \quad \text{Ecuación 4-3}$$

La pendiente de fricción en la sección 4:

$$Sf_4 = \left[\frac{(0.08 + 0.85y_4)^4}{(-0.91 + 3.02y_4)^{10}} \right]^{1/3} \quad \text{Ecuación 4-4}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones formado por la *ecuación 4-2*, *ecuación 4-3* y *ecuación 4-4* obtenemos el valor del tirante en la sección 4:

$$y_4 = 1.83 \text{ m}$$

Así mismo se obtienen valores de los tirantes en secciones intermedias entre la sección 4 y 5 (*figura 4-5*); obteniendo los resultados mostrados en la *tabla 4-4*.

K 0+	Elev. Plantilla (msnm)	Y (m)	Elev. SLA (msnm)
284.79	2227.52	1.96	2229.48
284.89	2227.52	1.83	2229.35
285.69	2227.51	1.42	2228.93
286.59	2227.51	1.18	2228.69
287.49	2227.50	1.03	2228.54
288.39	2227.50	0.95	2228.45

Tabla 4-4 Perfil hidráulico en transición de salida

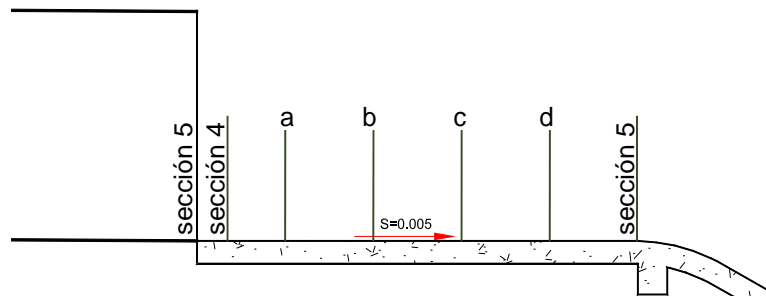


Figura 4-5 Secciones intermedias para cálculo del perfil hidráulico en la transición

Aplicando la *ecuación 2-9* obtenemos el tirante normal para la sección 5:

$$Y_n = 1.32 \text{ m}$$

Y los respectivos parámetros hidráulicos para el tirante normal:

$$hv_n = 0.91 \text{ m}$$

$$V_n = 4.21 \text{ m/s}$$

El cálculo realizado muestra que la condición que se cumple corresponde a los perfiles tipo S ubicado en la zona 2 pues cumple con la condición 2, por lo tanto el perfil hidráulico resultante es S2 (figura 4-6).

Para perfiles tipo S:

Características del Perfil	Resultados
$S_o > 0$	$0.005 > 0$
$y_n < y_c$	$1.32 < 1.47$

Perfiles en zona 2:

Condición 1	Condición 2	Resultados
$S_o \leq S_f$	$y_c \geq y \geq y_n$	$0.005 \geq 0.005$
$y_n \geq y \geq y_c$	$S_o \geq S_f$	$1.05 \geq 1$
$F^2 \leq 1$	$F^2 \geq 1$	

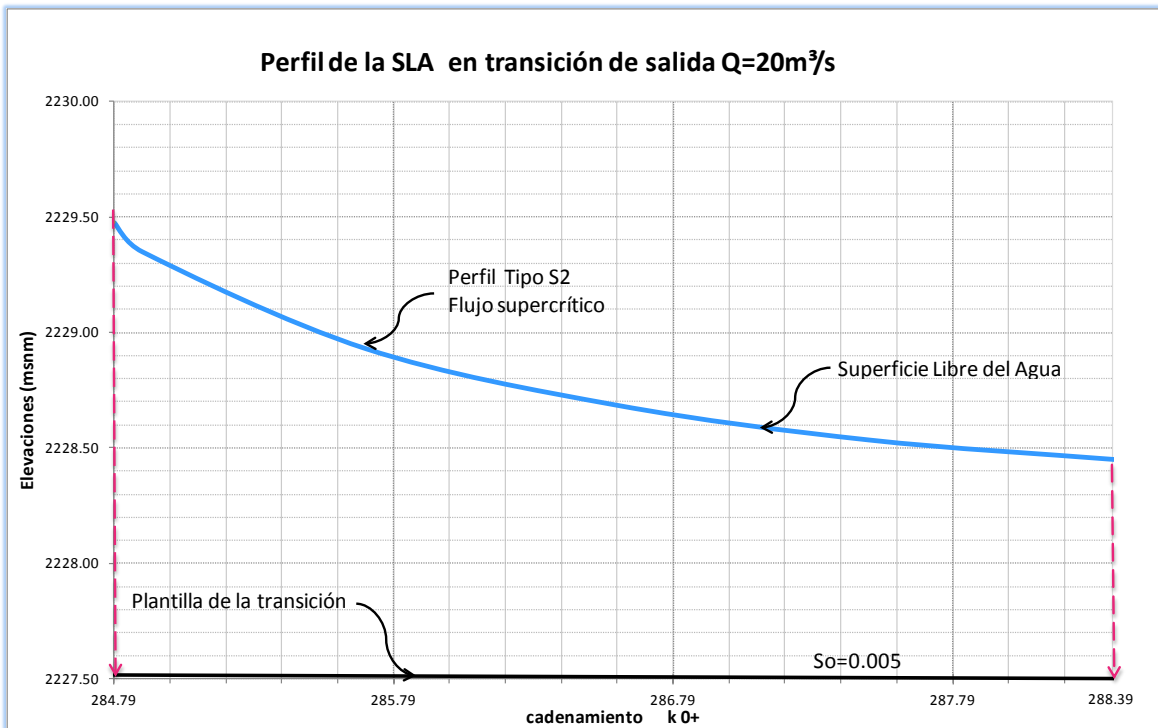


Figura 4-6 Perfil Hidráulico en la transición de salida

4.2.2 Conductos

a) Cálculo del perfil hidráulico

En el capítulo 3 se definieron las condiciones del flujo que regirán dentro de los conductos de descarga, es decir, régimen subcrítico que define el comportamiento de la SLA.

Para realizar el cálculo del perfil hidráulico establecemos la ecuación de la energía *ecuación 2-16* entre la sección 2 y la sección 3; la sección 2 está ubicada a una distancia "x" (medida a partir de la sección 3 (K 0+284.79)).

Las únicas pérdidas que existirán son las debidas a la fricción y el plano horizontal de comparación justo a la elevación 2227.52 msnm, que corresponde a la plantilla de la sección 3:

Las condiciones en la sección 3, correspondientes a la sección crítica calculadas en el capítulo 3 son:

$$y_3 = 1.96 \text{ m}$$

$$v_3 = \frac{20}{4.89} = 4.09 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Por lo tanto E_3 :

$$E_3 = 1.96 + \frac{(4.09)^2}{2g} = 2.81 \text{ m}$$

Siguiendo la metodología del método directo por pasos:

Proponemos un tirante y_2 mayor que el de la sección 3 por 0.15 m.

$$y_2 = y_3 + 0.15 = 2.11 \text{ m}$$

Calculando v_2 :

$$\theta = \arccos \left(1 - \frac{2(2.11)}{3} \right) = 1.98 \text{ rad} = 113.24^\circ$$

El área A_2 :

$$A_2 = \frac{1}{4} \left[1.99 \text{ rad} - \frac{1}{2} \text{sen } 2(114^\circ) \right] 3^2 = 5.26 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{20}{5.26} = 3.80 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Por lo tanto:

$$E_2 = 2.11 + \frac{(3.80)^2}{2(9.78)} = 2.83 \text{ m}$$

El radio hidráulico en ambas secciones:

$$P_2 = 1.98 \text{ rad} * 3 = 5.93 \text{ m}$$

$$Rh_2 = \frac{5.26}{5.93} = 0.89 \text{ m}$$

$$P_3 = 1.88 \text{ rad} * 3 = 5.64 \text{ m}$$

$$Rh_3 = \frac{4.89}{5.64} = 0.87 \text{ m}$$

La S_{fm} media:

$$S_{fm} = \frac{\left[\left(\frac{3.80 \times 0.010}{0.89^{2/3}} \right)_1^2 + \left(\frac{4.09 \times 0.010}{0.87^{2/3}} \right)_2^2 \right]}{2} = 0.002$$

De la ecuación 2-43:

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f}$$

Determinamos Δx :

$$\Delta x = \frac{2.83 - 2.81}{0.001 - 0.002} = 20.00 \text{ m}$$

Es decir que a 20.00 m medidos a partir de la sección 3 (k 0+284.79) se presentará el tirante de 2.11 m (k 0+264.79). Para continuar con el cálculo se procede de la misma manera, proponemos un tirante y_1 mayor que el y_2 y se calcula Δx , es decir a qué distancia se presentará dicho tirante propuesto.

Los cálculos para diferentes secciones se presentan en la *tabla 4-5* que contiene el resumen de los resultados para el gasto de 20 m³/s por un conducto:

k 0 +	y(m)	Elev. Plantilla	Elev. SLA	F ²	V(m/s)
284.79	1.96	2227.52	2229.48	284.79	4.09
284.69	1.97	2227.52	2229.49	284.69	4.07
284.40	1.98	2227.52	2229.50	284.40	4.04
283.90	1.99	2227.52	2229.51	283.90	4.02
283.18	2.00	2227.52	2229.52	283.18	4.00
282.25	2.01	2227.52	2229.53	282.25	3.98
281.08	2.02	2227.52	2229.54	281.08	3.95
279.68	2.03	2227.52	2229.55	279.68	3.93
278.04	2.04	2227.52	2229.56	278.04	3.91
276.14	2.05	2227.53	2229.58	276.14	3.89
274.79	2.06	2227.53	2229.58	274.79	3.88
272.45	2.07	2227.53	2229.60	272.45	3.85
269.84	2.08	2227.53	2229.61	269.84	3.83
266.93	2.09	2227.54	2229.62	266.93	3.81
264.79	2.09	2227.54	2229.63	264.79	3.80
261.37	2.10	2227.54	2229.64	261.37	3.78
257.63	2.11	2227.55	2229.66	257.63	3.76
254.79	2.12	2227.55	2229.67	254.79	3.75
250.47	2.13	2227.55	2229.68	250.47	3.73
244.79	2.14	2227.56	2229.70	244.79	3.71
239.65	2.15	2227.56	2229.71	239.65	3.69
234.79	2.16	2227.57	2229.73	234.79	3.67
224.79	2.18	2227.58	2229.75	224.79	3.64
214.79	2.19	2227.59	2229.78	214.79	3.62
204.79	2.20	2227.60	2229.80	204.79	3.59
194.79	2.22	2227.61	2229.83	194.79	3.57
184.79	2.23	2227.62	2229.85	184.79	3.55
174.79	2.24	2227.63	2229.87	174.79	3.53
164.79	2.25	2227.64	2229.89	164.79	3.52
154.79	2.26	2227.65	2229.91	154.79	3.50
144.79	2.27	2227.66	2229.93	144.79	3.49
136.39	2.28	2227.67	2229.94	136.39	3.48

Tabla 4-5 Perfil Hidráulico para un gasto de 20 m³/s

Aplicando la *ecuación 2-9* obtenemos el tirante normal para la sección 3:

$$Y_n = \infty$$

El cálculo realizado muestra que la condición que se cumple corresponde a los perfiles tipo H ubicado en la zona 2 pues cumple con la condición 2 de esta, por lo tanto el perfil hidráulico resultante es H2 (figura 4-7).

Para perfiles tipo S:

Características del Perfil	Resultados
$S_o > 0$	$0.001 > 0$
$y_n < y_c$	$\infty < 1.96$

Perfiles en zona 2:

Condición 1		Condición 2
Resultados		
$S_o \leq S_f$	$0.001 \leq 0.002$	$y_c \geq y \geq y_n$
$y_n \geq y \geq y_c$	$\infty \geq 1.97 \geq 1.96$	$S_o \geq S_f$
$F^2 \leq 1$	$0.98 \leq 1$	$F^2 \geq 1$

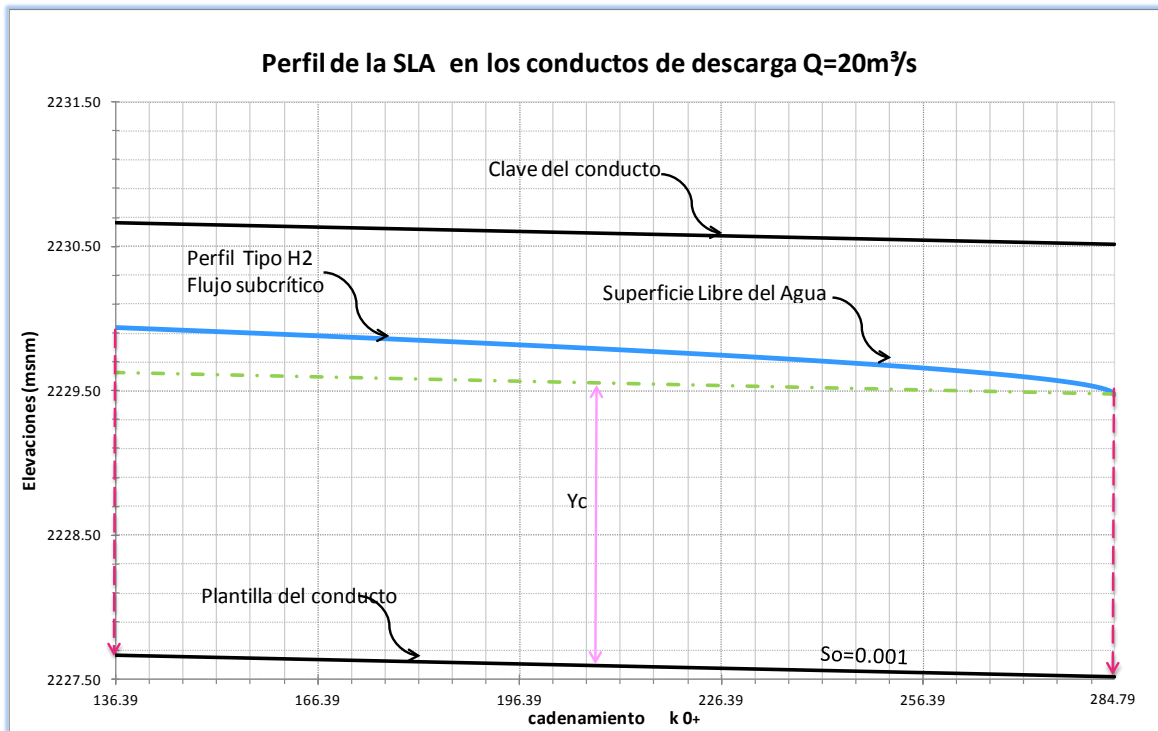


Figura 4-7 Perfil Hidráulico para un gasto de 20 m3/s

4.3 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTROL

4.3.1 Caída hidráulica

Al terminar la transición de salida es necesario colocar una caída hidráulica que facilite el flujo y evite el deslave del terreno en la zona de descarga

a) Geometría

La caída hidráulica será diseñada mediante la ecuación 2-27 pues el gasto descargado se comportará como un cuerpo en caída libre, siendo conveniente que la caída hidráulica siga esta trayectoria para evitar erosión en esta zona.

$$y = x \frac{V_{0y}}{V_{0x}} - \frac{gx^2}{2V_{0x}^2}$$

La velocidad depende del valor del tirante que se presente antes de la caída (sección 5). Del cálculo realizado para el perfil hidráulico de la transición de salida se obtuvo el tirante y la velocidad en la sección 5 (tabla 4-4):

$$y_5 = 0.95 \text{ m}$$

$$V_5 = 5.85 \text{ m/s}$$

Para obtener las componentes de la velocidad en 5 se aplica:

$$V_x = V_0 \text{sen}\theta$$

$$V_y = V_0 \text{cos}\theta$$

Donde θ corresponde al ángulo que forma la plantilla de la transición con la horizontal, es decir, la pendiente.

$$V_x = (5.85) \text{sen}(0.02) = 5.95 \text{ m/s}$$

$$V_y = (5.85) \text{cos}(0.02) = 0.12 \text{ m/s}$$

Sustituyendo los valores de V_x y V_y en la ecuación 2-27 y proponiendo diferentes valores positivos de x se obtienen los resultados mostrados en la tabla 4-6.

x	y	K 0+	Elevación
0.00	0.00	288.39	2227.50
0.20	0.00	288.59	2227.50
0.40	-0.02	288.79	2227.48
0.60	-0.05	288.99	2227.45
0.80	-0.09	289.19	2227.41
1.00	-0.14	289.39	2227.36
1.20	-0.20	289.59	2227.30
1.40	-0.27	289.79	2227.23
1.60	-0.36	289.99	2227.14
1.80	-0.45	290.19	2227.05
2.00	-0.56	290.39	2226.94
2.20	-0.68	290.59	2226.82
2.40	-0.81	290.79	2226.69
2.60	-0.95	290.99	2226.55
2.80	-1.11	291.19	2226.39
3.00	-1.27	291.39	2226.23
3.20	-1.45	291.59	2226.05
3.40	-1.64	291.79	2225.86
3.60	-1.84	291.99	2225.66
3.80	-2.05	292.19	2225.45
4.00	-2.27	292.39	2225.23
4.20	-2.50	292.59	2225.00

*Tabla 4-6 Coordenadas de la caída hidráulica**

*las coordenadas mostradas están referenciadas al sistema que tiene por origen el k 0+288.39 y elev 2227.50

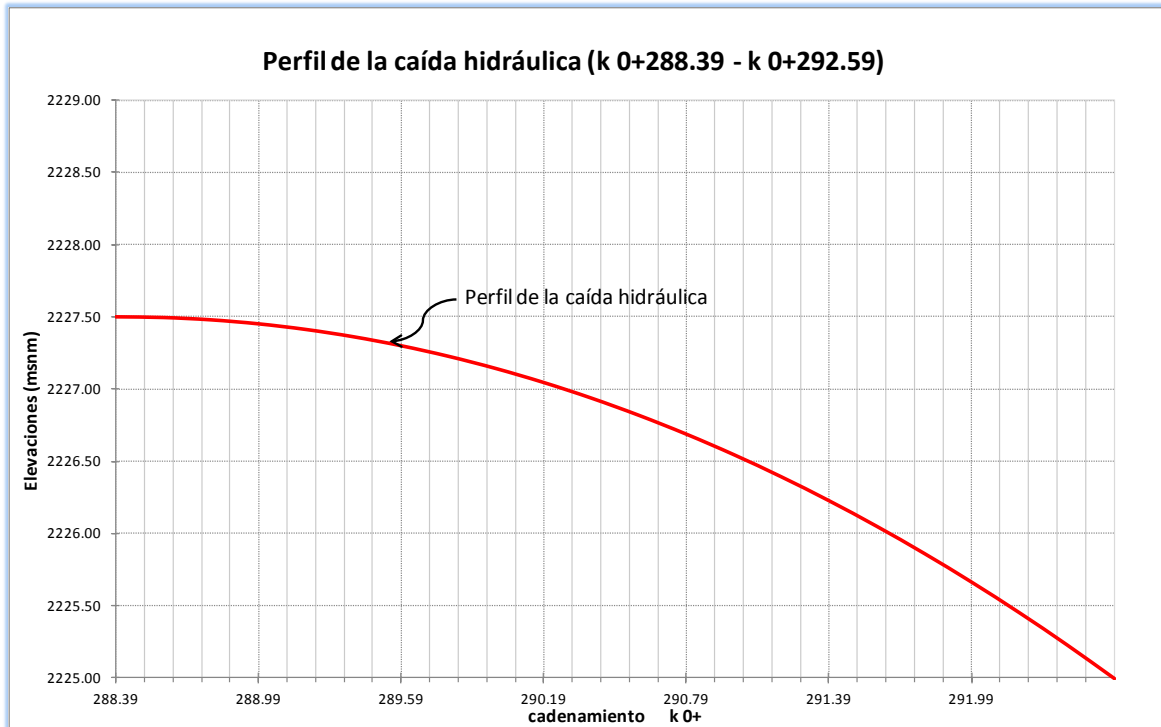


Figura 4-8 Perfil de la caída hidráulica

b) Cálculo del perfil hidráulico

Para determinar el perfil de la superficie libre del agua en la caída hidráulica se aplicará la ecuación de la energía *ecuación 2-16* entre las secciones siguientes 5 y 6 (*figura 4-9*):

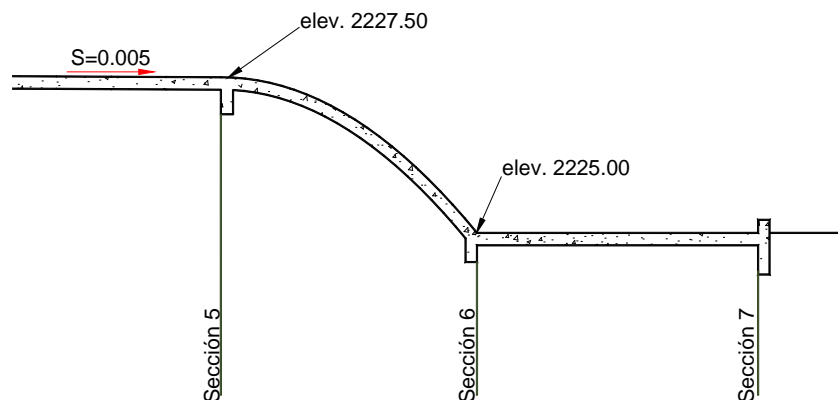


Figura 4-9 Secciones para el cálculo del perfil hidráulico en la caída

Aplicando la ecuación de la energía (*ecuación 2-16*) entre las secciones 5 y 6

$$y_5 + \frac{V_5^2}{2g} + z_5 = y_6 + \frac{V_6^2}{2g} + z_6 + h_{5-6}$$

Sustituyendo las características hidráulicas de la sección 5:

$$0.95 + 1.81 + z_5 = y_6 + \frac{V_6^2}{2g} + z_6 + h_{5-6}$$

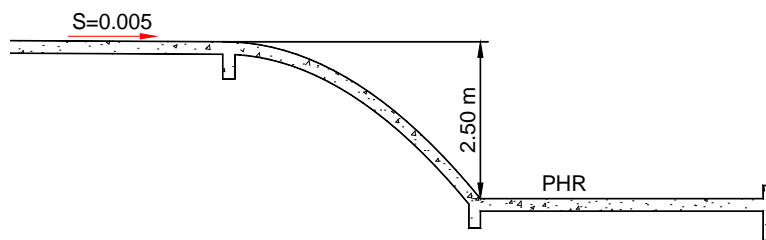


Figura 4-10

De la *figura 4-10* donde se ubica el PHR en la plantilla de la sección 6, tenemos:

$$z_5 = 2.50 \text{ m}$$

$$z_6 = 0 \text{ m}$$

La caída hidráulica corresponde a la forma de la lámina vertiente así que no existe contacto del agua con la plantilla, por lo tanto no existen pérdidas por fricción entre las secciones 5 y 6:

$$hf_{5-6} = 0$$

Al iniciar la caída hidráulica el ancho de esta se incrementa a 7.85 m debido a que en este punto ya no existe un muro que divida la descarga de ambos conductos, de las características para la sección 6 la *ecuación 2-16* queda:

$$0.95 + 1.81 + 2.50 = y_6 + \frac{V_6^2}{2g}$$

Simplificando:

$$y_6 + hv_6 = 5.26 \quad \text{Ecuación 4-5}$$

La velocidad para la sección 6 (V_6):

Conocida la geometría de la sección 6, expresamos la ecuación en función del tirante:

$$V_6 = \frac{40}{7.85y_6}$$

La carga de velocidad en la sección 6 (hv_6):

$$hv_6 = \frac{1.32}{y_6^2}$$

Sustituyendo en la *ecuación 4-5*:

$$y_6 + \frac{1.32}{y_6^2} = 5.26$$

Despejando del denominador el tirante en 6 (y_6):

$$y_6^3 - 5.26y_6^2 + 1.32 = 0 \quad \text{Ecuación 4-6}$$

Resolviendo la *ecuación 4-6*:

$$y_6 = 0.53 \text{ m} \quad V_6 = 9.55 \text{ m/s} \quad hv_6 = 4.66 \text{ m}$$

De las condiciones en la sección 6 se obtiene el Número de Froude aplicando la *ecuación 2-18*:

$$F_6 = \frac{9.58}{\sqrt{g(0.53)}} = 4.18$$

y_6 corresponde al valor del tirante conjugado menor del salto hidráulico con lo que el conjugado mayor se obtiene mediante la *ecuación 2-31*.

$$d_2 = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8(4.18)^2} - 1 \right) (0.53) = 2.90 \text{ m}$$

La elevación del tirante conjugado mayor corresponde a la suma del fondo del canal + el tirante d_2 :

$$2225.00 + 2.90 = 2227.90 \text{ msnm}$$

El tirante normal en el cuerpo receptor corresponde a la elevación 2228.00 msnm con lo que garantizamos que el salto hidráulico se ubicará al pie de la caída hidráulica.

4.3.2 Tanque amortiguador

Al pie de la caída se formará el salto hidráulico siendo necesario colocar un tanque amortiguador que dé protección a la zona de descarga y permita disipar la energía.

a) Selección

El tipo de tanque amortiguador que cumple con las necesidades de la estructura de control es el tanque tipo SAF ya que estos son utilizados para estructuras pequeñas con número de Froude entre 1.7 a 17 y el número de Froude para nuestro caso es de 4.18.

b) Geometría

El tanque amortiguador SAF (San Anthony Falls) se desarrolló en el Laboratorio de Hidráulica San Anthony Falls del cuerpo de Ingenieros del Ejercito de las Fuerzas Unidas (USACE); la geometría de este corresponde a:

- La longitud (L_B) del tanque amortiguador para números de Froude entre $F_6 = 1.7$ y $F_6 = 17$ se determina mediante

$$L_B = 4.5 \left(\frac{d_2}{F_6^{0.76}} \right)$$

$$L_B = 4.5 \left(\frac{2.90}{4.18^{0.76}} \right) = 4.40 \text{ m}$$

- La altura de los bloques de entrada y los bloques del piso (h_e) y su ancho y espaciamiento es aproximadamente (b_e):

$$h_e = y_6 = 0.53 \text{ m}$$

Que se aproximan a 0.55 m

$$b_e = 0.75y_6 = 0.75(0.53) = 0.40 \text{ m}$$

- La distancia desde el extremo de aguas arriba del tanque dissipador hasta los bloques del piso es (d_a)

$$d_a = \frac{L_B}{3} = \frac{4.40}{3} = 1.47$$

Que se aproxima 1.50 m

- No deben localizarse bloques en el piso más cerca de las paredes laterales que:

$$\frac{3y_6}{8} = 0.20$$

- Los bloques del piso deben localizarse aguas abajo enfrentados a las aberturas entre los bloques de la rápida.
- Los bloques del piso deben ocupar entre el 40% y el 55% del ancho del tanque amortiguador.
- La altura del umbral de salida (c):

$$c = 0.07d_2 = 0.07(2.90) = 0.20 \text{ m}$$

- La altura de los muros laterales por encima de la profundidad de salida (z):

$$z = \frac{d_2}{3} = \frac{2.90}{3} = 0.97 \text{ m}$$

Que se aproxima a 1.0 m

- Los muros laterales del tanque amortiguador serán paralelas.

El diseño de la estructura de descarga de la planta de bombeo se muestra en el PLANO GENERAL donde se muestra la geometría final con sus características principales y el perfil de la superficie libre del agua.

CAPITULO 5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Se iniciará con el trazo topográfico de las trincheras en que se alojarán las tuberías, para después proceder con las excavaciones mediante maquinaria, debiendo quedar alineadas en planta y con la rasante uniforme. El material extraído deberá colocarse a un solo lado de la trincheras, con la finalidad que el otro lado esté libre para facilitar el traslado y descenso de las tuberías de PRFV durante la instalación.

La trinchera será de sección transversal trapezoidal de base inferior igual a 5.00 m para un solo conducto continuando con un talud 0.5:1 hasta llegar al nivel del terreno natural, la sección de la trinchera se muestra en la *figura 5-1*.

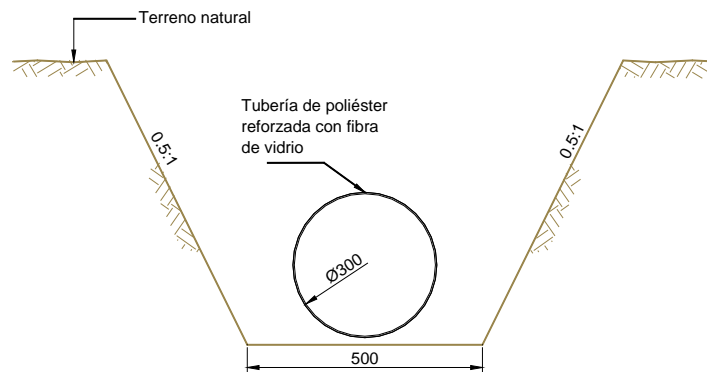


Figura 5-1 Trinchera tipo para un solo conducto. Dimensiones en cm.

En el tramo donde los conductos van juntos (K 0+206.79 hasta k 0+284.79 Der), la trinchera tendrá un ancho en la base inferior igual 9.30 m y se continuará por un talud de 0.5:1 hasta llegar al nivel del terreno natural como se muestra en la *figura 5-2*.

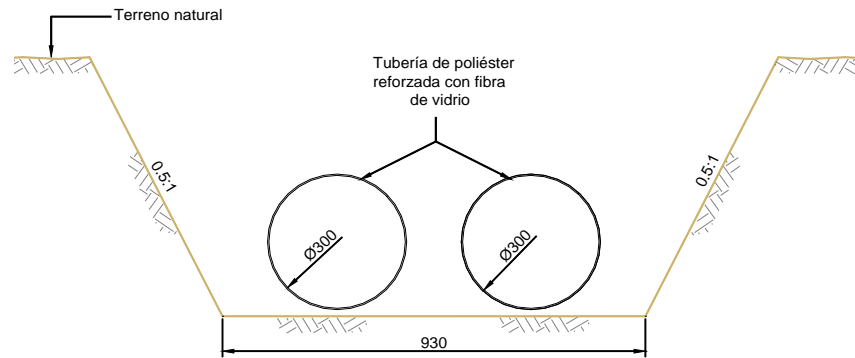


Figura 5-2 Trinchera tipo para conductos juntos. Dimensiones en cm

Los espacios de 1.00 m a los costados de la tubería y 1.20 entre tuberías permitirán el correcto posicionamiento y acoplado, así como el uso de equipo de compactación y colocación de materiales de relleno.

Terminada la excavación de un tramo de longitud apropiada para iniciar la instalación, se procederá a la preparación de la cama de apoyo que se realizará en dos etapas. En la primera se ejecutará la parte inferior de la cama, con superficie plana y un espesor de 15 cm. En una segunda etapa se realizará el resto de la cama dando la forma cóncava de la tubería hasta alcanzar una altura de 35 cm.

Sobre la cama de arena preparada como se ha dicho se colocará el tramo de tubo de PRFV transportado por un cargador; el tramo colocado se alineará con el tramo anterior cuidando dar la pendiente especificada de 0.001; al colocar el cople de DN 3583 mm se verificará que se encuentren en su lugar los dos empaques de goma, para su ajuste. Si se requiere rotar la tubería para su mejor acoplamiento, esta operación se realizará después de haber colocado el cople. Al alinear los tramos de tubería, a veces no pueden quedar perfectamente en línea recta; en ese caso se cuidará de no exceder el ángulo máximo de deflexión de 0.2 grados. La plantilla donde se ubicarán los coples deberá estar sobreexcavada a fin de asegurar que el tubo tenga un apoyo uniforme en toda su longitud y no descansa sólo sobre los coples, al finalizar esta zona se rellenará con material de igual densidad y grado de compactación que el resto del relleno alrededor del tubo.

Una vez colocada la tubería en su apoyo y ejecutadas las uniones, se procederá al relleno a ambos lados del tubo. El primer relleno se hará con material SC1 (roca triturada con menos del 12% de finos) en capas apisonadas con un espesor de 20 cm, manteniendo constante la misma altura a ambos lados del tubo, hasta alcanzar la clave de éste, la compactación se hará con un pisón ligero de cabeza plana o con placas vibratorias ligeras hasta el 95% Próctor estándar.

En una siguiente fase, se procederá a rellenar con material SC1 hasta una altura de 30 cm por encima de la clave del tubo, la compactación se hará a ambos lados del tubo mediante pisón ligero o placas vibratorias, dejando sin compactar la zona central en toda la anchura de la proyección horizontal de la tubería.

Ya colocados los tubos se procederá inmediatamente a colocar el material SC1 en capas de 20 cm de espesor hasta 30 cm por encima de la clave de la tubería, con el fin de prevenir la flotación del tubo y los movimientos térmicos. Si se demora el rellenado, sobre el centro de cada tubo deberá ser colocado un relleno compactado al 95% Próctor hasta la clave, para minimizar los movimientos de los tubos en las uniones.

A partir del nivel alcanzado en la fase anterior, se prosigue con el relleno por capas sucesivas con material producto de la excavación en capas de 20 cm con un tamaño máximo de partículas hasta 300 mm. Se compactará con un pisón vibratorio mediano o una placa vibratoria, a partir de 1 m se permite el uso de compactadores pesados.

El relleno de la trinchera corresponde a lo mostrado en la *figura 5-3*.

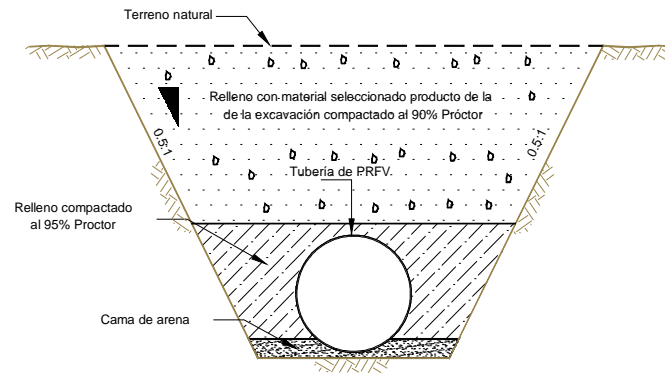


Figura 5-3 Relleno de trinchera

En la trayectoria de los conductos de descarga se presentan 2 curvas, de acuerdo con los siguientes datos:

- Conducto de descarga No. 1 : con inicio en el cadenamiento $k 0 + 136.35$ y final en el $k 0 + 330.35$, se presenta una curvatura en el cadenamiento $k 0 + 141.23$ al $k 0 + 217.40$ con un radio de curvatura de 71 m y un ángulo de 61° .
- Conducto de descarga No. 2: con inicio en el cadenamiento $k 0 + 136.39$ y final en el $k 0 + 284.79$, se presenta una curvatura en el cadenamiento $k 0 + 154.33$ al $k 0 + 206.79$ con un radio de curvatura de 71 m y un ángulo de 42° .

Para cumplir con el trazo se realizarán los radios de curvatura mediante tubos de 3 m de diámetro con una longitud de 0.6 m y codos de 20° de deflexión cada uno.

La conexión con estructuras rígidas como es el caso en el inicio ($k 0 + 136.39$ y $k 0 + 136.35$) y al finalizar los conductos de descarga ($k 0 + 330.35$ y $k 0 + 284.79$), se realizará mediante un cople de empotramiento en el concreto de modo que el primer tubo fuera del concreto tenga libertad de movimiento con respecto a la estructura rígida, además se colocará un tramo de 3 m de longitud de tubería de PRFV unido al cople de empotramiento, como se muestra en la *figura 5-4*.

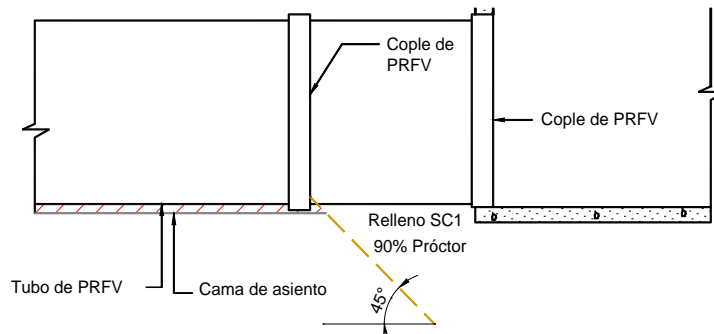


Figura 5-4 Remate de conductos de descarga

En la zona de la estructura de concreto anterior a los conductos se sobreexcavará el material para permitir la instalación adecuada. Esta zona será rellena hasta el nivel de la cama de arena con un material SC1 compactado a un 90% de la densidad Próctor estándar con un ángulo de inclinación menor o igual a 45° medidos a partir de la clave del extremo final del tubo de 3 m, como se muestra en la *figura 5-5*.

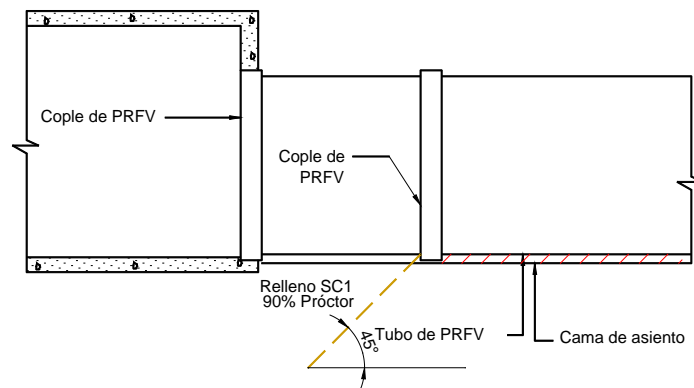


Figura 5-5 Inicio de conductos de descarga

CAPITULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente trabajo es una aplicación práctica de algunos de los conocimientos del ingeniero civil como proyectista cumpliendo con el compromiso de mejorar las condiciones de vida de la sociedad proporcionando infraestructura que evite afectaciones tal es el caso de las inundaciones que con mayor frecuencia e intensidad se han presentado en el Valle de México.

En el desarrollo de los capítulos anteriores se expuso un diseño así como un análisis del comportamiento hidráulico de las estructuras que conforman la descarga de una Planta de Bombeo muy especial sin embargo dependiendo de la importancia y alcances del proyecto se recomienda el desarrollo de un modelo hidráulico a fin de obtener mayor exactitud en el comportamiento hidráulico de este y en su caso perfeccionar el diseño.

El uso de nuevos materiales en el desarrollo de las obras hidráulicas ha permitido ampliar las posibilidades de diseño de estas, tal es nuestro caso con el uso de tuberías de polietileno reforzadas con fibra de vidrio las cuales ofrecen ventajas ante los materiales tradicionales.

Como resultado del análisis hidráulico realizado en este trabajo se creyó oportuno formar un plano con las estructuras diseñadas; este se muestra al final y en él se puede observar con mayor claridad el producto de este proyecto.

El presente es parte de una serie de trabajos que deben realizarse para llegar a la etapa de construcción; se recomienda un análisis económico y estructural, este último para determinar el comportamiento de las estructuras sometidas a diferentes acciones pues la alteración de alguna puede cambiar el comportamiento hidráulico y en consecuencia afectar el funcionamiento de la planta de bombeo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **Departamento del Distrito Federal.** *MEMORIA DE LAS OBRAS DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DEL DISTRITO FEDERAL.* México, DF : s.n., 1975.
2. **Sótelo Ávila, G.** *HIDRÁULICA DE CANALES.* s.l. : Facultad de Ingeniería ,UNAM, 2002.
3. **Osman Akan, A.** *OPEN CHANNEL HYDRAULICS.* s.l. : Butterworth-Heinemann, 2006.
4. **García Hernández, Mario Alfredo.** *ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL FLUJO A SUPERFICIE LIBRE EN LA UNIÓN DE DOS CANALES.* 2010.
5. **TUBECO.** www.tubeco.com.mx. [En línea]
6. Archivo Histórico del Agua. [En línea] [Citado el: 7 de marzo de 2011.]
<http://archivohistoricodelagua.info/mx/content/view/33/>.
7. **Comisión Nacional del Agua.** Proyectos de Drenaje a lo largo de la Historia. [En línea] [Citado el: 7 de marzo de 2011.]
<http://www.conagua.gob.mx/sustentabilidadhidricadelValledeMexico/proyectedrenajes.aspx>.
8. —. Senado de la República. [En línea] [Citado el: 7 de marzo de 2011.]
http://www.senado.gob.mx/comisiones/LX/df/content/materiales/docs/drenaje_ZMCM.pdf.
9. **Junta Directiva del Desagüe del Valle de México.** *Memoria histórica, técnica y administrativa de las obras del desagüe del Valle de México, 1449-1900 .* México : s.n., 1902.
10. *DIAGNOSTICO RESUMIDO DE LOS PROBLEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DE INUNDACIONES EN EL VALLE DE MEXICO.* **Mora, Ramón Domínguez.** febrero 2011, Revista Digital Universitaria.
11. **Henderson.** *OPEN CHANNEL.* New York : Macmillan, 1966.
12. **Chow, Ven Te.** *HIDRÁULICA DE CANALES.* s.l. : Mc Graw Hill, 2004.
13. **Franzini, J.B., & Finnemore, E.J.** *MECÁNICA DE FLUIDOS CON APLICACIONES EN INGENIERÍA.* s.l. : Mc Graw Hill, 1999.
14. **French H., R.** *HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS.* s.l. : Mc Graw Hill, 1988.
15. **Naudascher.** *HIDRÁULICA DE CANALES: DISEÑO DE ESTRUCTURAS.* México, DF. : Limusa, 2001.
16. **Rusell E., G.** *HIDRÁULICA.* s.l. : Continental, 1982.

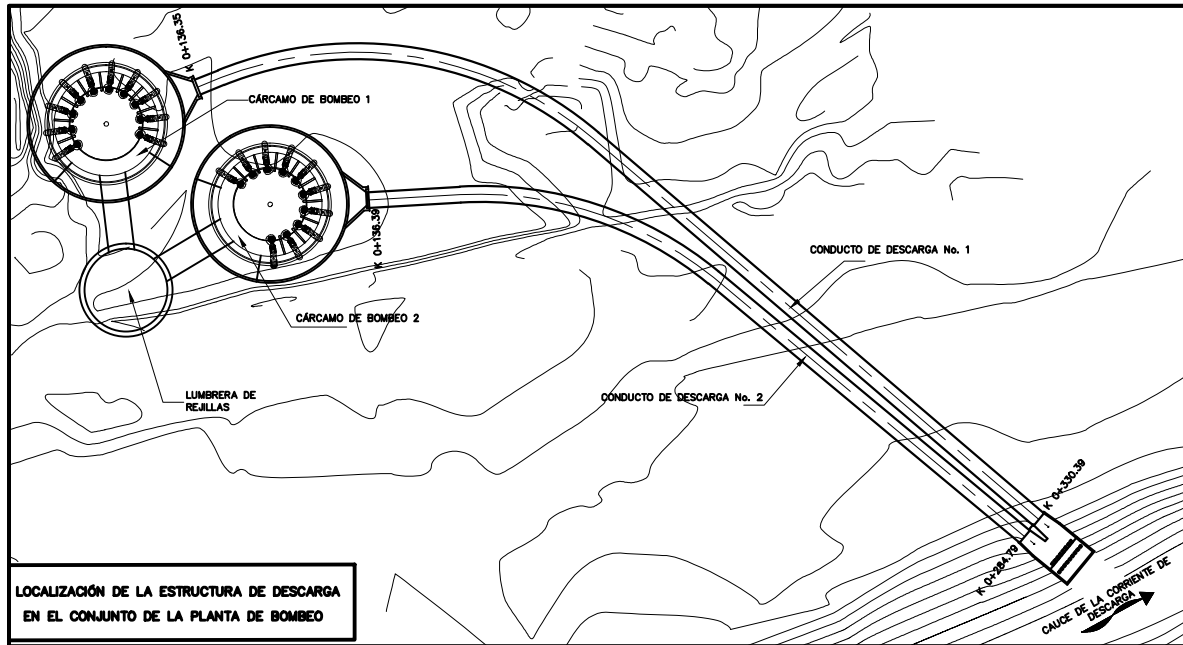
LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1-1 CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO VER REFERENCIA (2)	1
FIGURA 1-2 CUENCA LACUSTRE DEL VALLE DE MÉXICO	2
FIGURA 1-3 TAJO DE NOCHISTONGO.....	4
FIGURA 1-4 1ER TÚNEL DE TEQUIXQUIAC	5
FIGURA 1-5 GRAN CANAL KM 18+500	6
FIGURA 1-6 CAMBIO DE PENDIENTE EN EL GC	7
FIGURA 1-7 PORTAL DE SALIDA DEL EMISOR CENTRAL.....	8
FIGURA 1-8 RED PRINCIPAL DEL DRENAJE DEL VALLE DE MÉXICO	11
FIGURA 2-1 SECCIONES TÍPICAS EN CANALES.	14
FIGURA 2-2.....	14
FIGURA 2-3.....	15
FIGURA 2-4 PÉRDIDA DE CARGA POR CAMBIO DE DIRECCIÓN	19
FIGURA 2-5 TRANSICIÓN DE CUADRANTE CILÍNDRICO.....	20
FIGURA 2-6 TRANSICIÓN EN CUÑA.....	20
FIGURA 2-7 TRANSICIÓN ALABEADA	20
FIGURA 2-8 VISTA EN PLANTA DE TRANSICIÓN EN CUÑA	21
FIGURA 2-9 TRANSICIÓN ENTRE RECTANGULAR Y TRAPEZOIDAL	22
FIGURA 2-10 TRANSICIÓN EN RÉGIMEN SUPERCRÍTICO	23
FIGURA 2-11 FLUJO PERMANENTE	24
FIGURA 2-12 FLUJO NO PERMANENTE.....	25
FIGURA 2-13 FLUJO UNIFORME	25
FIGURA 2-14 TIPOS DE FLUJO.....	26
FIGURA 2-15 FLUJO RÁPIDAMENTE VARIADO (SALTO HIDRÁULICO)	26
FIGURA 2-16 FLUJO LAMINAR	27
FIGURA 2-17 FLUJO TURBULENTO.....	27
FIGURA 2-18 EVOLUCIÓN DE UNA ONDA DE GRAVEDAD	28
FIGURA 2-19 CURVA DE ENERGÍA ESPECÍFICA	30
FIGURA 2-20 CAÍDA HIDRÁULICA.....	32
FIGURA 2-21 FUERZA ESPECÍFICA.....	34
FIGURA 2-22 LONGITUD DEL SALTO HIDRÁULICO	35
FIGURA 2-23 SALTO HIDRÁULICO NORMAL.....	37
FIGURA 2-24 SALTO HIDRÁULICO AHOGADO.....	37
FIGURA 2-25 SALTO HIDRÁULICO QUE SE BARRE AGUAS ABAJO.....	37
FIGURA 2-26 ECUACIÓN DINÁMICA DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO	39
FIGURA 2-27.....	41
FIGURA 2-28 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO	42
FIGURA 2-29 CAMBIOS DE RÉGIMEN DEBIDO A COMPUERTAS.	44
FIGURA 2-30 INCREMENTO GRADUAL DE PENDIENTE.....	45
FIGURA 2-31 CAMBIO BRUSCO DE PENDIENTE	45
FIGURA 2-32 MÉTODO POR PASOS.....	46
FIGURA 3-1 PERFIL LONGITUDINAL DESARROLLADO POR EL EJE DE LA LUMBRERA DE CAPTACIÓN, LUMBRERA DE REJILLAS Y CÁRCAMO NO 1	50

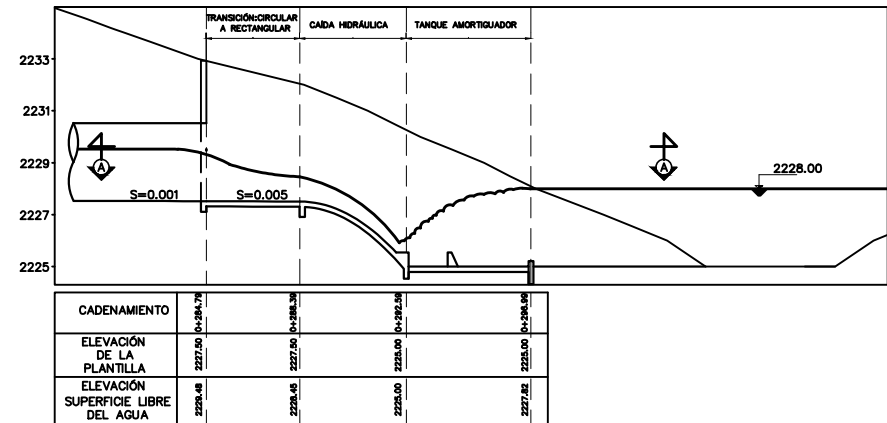
FIGURA 3-2 TRAZO EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA DE DESCARGA.....	52
FIGURA 3-3 SECCIÓN TRANSVERSAL PARA CONDUCTOS DE DESCARGA.....	53
FIGURA 3-4 PERFIL DE LA SLA PARA Q= 20 M ³ /S Y D=2.44 M	57
FIGURA 3-5 PERFIL DE LA SLA PARA Q=20M ³ /S Y D=3.05 M.....	58
FIGURA 3-6 PERFIL DE LA SLA PARA Q=20M ³ /S Y S=0.0015.....	61
FIGURA 3-7 PERFIL DE LA SLA PARA Q=20M ³ /S Y S=0.002.....	62
FIGURA 4-1.....	67
FIGURA 4-2 SECCIONES PARA CÁLCULO DEL PERFIL HIDRÁULICO	69
FIGURA 4-3.....	69
FIGURA 4-4.....	70
FIGURA 4-5 SECCIONES INTERMEDIAS PARA CÁLCULO DEL PERFIL HIDRÁULICO EN LA TRANSICIÓN	71
FIGURA 4-6 PERFIL HIDRÁULICO EN LA TRANSICIÓN DE SALIDA	72
FIGURA 4-7 PERFIL HIDRÁULICO PARA UN GASTO DE 20 M ³ /S.....	76
FIGURA 4-8 PERFIL DE LA CAÍDA HIDRÁULICA	79
FIGURA 4-9 SECCIONES PARA EL CÁLCULO DEL PERFIL HIDRÁULICO EN LA CAÍDA	79
FIGURA 4-10.....	80
FIGURA 5-1 TRINCHERA TIPO PARA UN SOLO CONDUCTO. DIMENSIONES EN CM.	84
FIGURA 5-2 TRINCHERA TIPO PARA CONDUCTOS JUNTOS. DIMENSIONES EN CM.....	85
FIGURA 5-3 RELLENO DE TRINCHERA.....	87
FIGURA 5-4 REMATE DE CONDUCTOS DE DESCARGA.....	88
FIGURA 5-5 INICIO DE CONDUCTOS DE DESCARGA.....	88

LISTA DE TABLAS

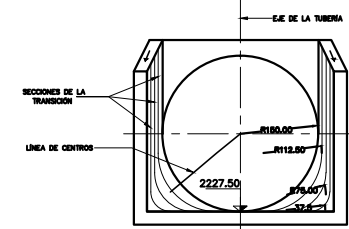
TABLA 1-1 COMPONENTES DEL DRENAJE PROFUNDO	9
TABLA 2-1 COEFICIENTES DE RUGOSIDAD EN CANALES REVESTIDOS	18
TABLA 2-2 COEFICIENTES DE RUGOSIDAD EN CONDUCTOS PARCIALMENTE LLENOS.....	18
TABLA 2-3 COEFICIENTES DE PÉRDIDAS EN TRANSICIONES.....	23
TABLA 2-4 FÓRMULAS PARA LA DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD DEL SALTO HIDRÁULICO	36
TABLA 3-1 DIÁMETROS COMERCIALES DE TUBERÍA DE CONCRETO (5).	55
TABLA 3-2 PERFIL DE LA SLA PARA Q= 20 M ³ /S Y D=2.44 M.....	56
TABLA 3-3 PERFIL DE LA SLA PARA Q=20M ³ /S Y D=3.05M	58
TABLA 3-4 PENDIENTE CRÍTICA PARA DIFERENTES GASTOS DE DESCARGA	59
TABLA 3-5 PERFIL DE LA SLA PARA Q=20M ³ /S Y S=0.0015	61
TABLA 3-6 PERFIL DE LA SLA PARA Q=20M ³ /S Y S=0.002	62
TABLA 4-1 VELOCIDADES MÁXIMA Y MÍNIMA PERMISIBLES*	64
TABLA 4-2 CARACTERÍSTICAS DE PRINCIPALES MATERIALES USADOS EN TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO	66
TABLA 4-3 GEOMETRÍA DE LA TRANSICIÓN	67
TABLA 4-4 PERFIL HIDRÁULICO EN TRANSICIÓN DE SALIDA	71
TABLA 4-5 PERFIL HIDRÁULICO PARA UN GASTO DE 20 M ³ /S	75
TABLA 4-6 COORDENADAS DE LA CAÍDA HIDRÁULICA*	78



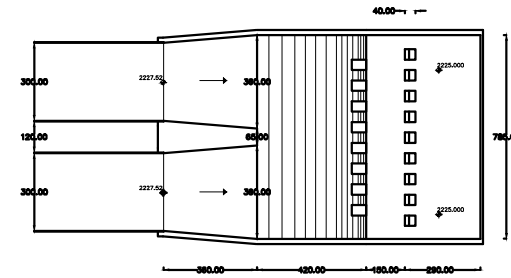
LOCALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE DESCARGA EN EL CONJUNTO DE LA PLANTA DE BOMBEO



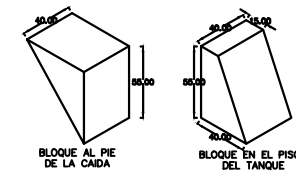
CORTE LONGITUDINAL POR UN CONDUCTO Y SU PERFIL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA EN LA ESTRUCTURA DE DESCARGA



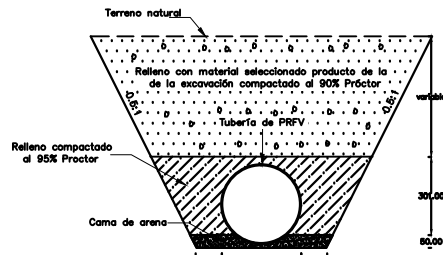
ESQUEMA DE LA TRANSICIÓN VISTA DESDE AGUAS ABAJO



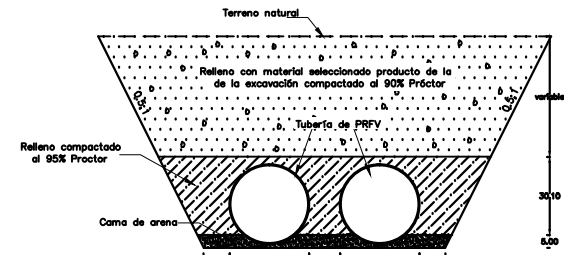
CORTE SEGUN A - A



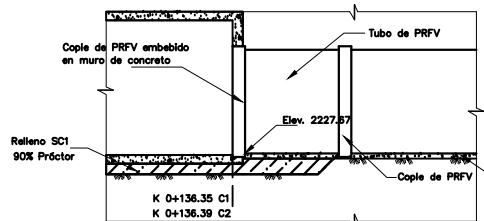
DETALLE DE BLOQUES AMORTIGUADORES



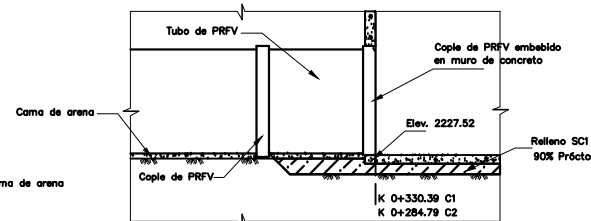
SECCIÓN TIPO DE UN CONDUCTO



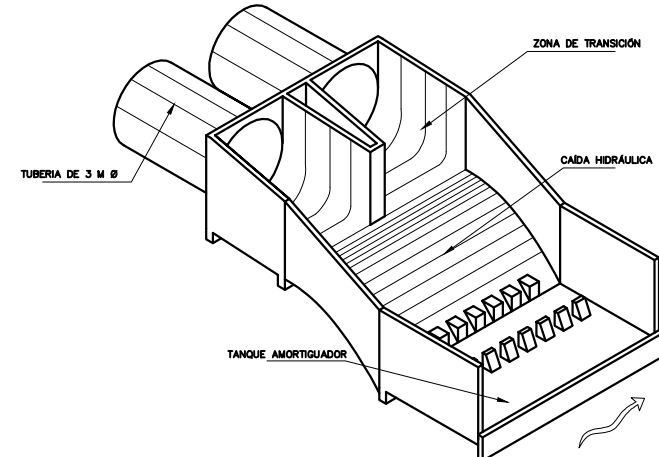
SECCIÓN TIPO DE LOS DOS CONDUCTOS



INICIO DE CONDUCTOS DE DESCARGA



REMATE DE CONDUCTOS DE DESCARGA



ISOMETRICO ESTRUCTURA DE DESCARGA

SIMBOLOGIA:

- C1 Conducto No1
- C2 Conducto No 2
- SC1 Arena arrollada
- PRFV Polietileno reforzado con fibra de vidrio
- Elevaciones en manm
- Acotaciones en cm

NOTAS:

Acotaciones en centímetros, estaciones y elevaciones en metros.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

DISERNO HIDRÁULICO DE LA DESCARGA DE UNA PLANTA DE BOMBEO