

34  
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO DE OBRA DE EXCEDENCIAS CON  
VERTEDOR EN ABANICO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

RAYMUNDO HERRERA CHAVEZ



DIRECTOR DE TESIS: M. en I. ARTURO NAVA MASTACHE

MEXICO, D. F.

1999.

TESIS CON  
PALLA DE ORIGEN

11/16



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-141/97

Señor  
**RAYMUNDO HERRERA CHAVEZ**  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M. L ARTURO NAVA MASTACHE**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"DISEÑO DE OBRA DE EXCEDENCIAS CON VERTEDOR EN ABANICO"**

- I. INTRODUCCION**
- L. ANTECEDENTES**
- II. ASPECTOS GENERALES DE GEOTECNIA Y ESTRUCTURAS EN PRESAS**
- III. ESTUDIOS HIDROLOGICOS**
- IV. CRITERIOS DE DISEÑO**
- V. DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL**
- VI. MODELO HIDRAULICO**
- VII. ANALISIS DE RESULTADOS**
- VIII. PRACTICA DE LABORATORIO**
- IX. CONCLUSIONES**

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 deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 16 de octubre de 1997  
EL DIRECTOR

  
ING JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP\*lmf

### **En memoria de mis Abuelos.**

† Raymundo Herrera Saucillo

† Francisca Puga Rincón

† Policarpio Chávez Mosqueda

† María del Carmen Jiménez Cabello

### **A mis Padres:**

Por el apoyo que me brindaron durante mi carrera, esperando estén orgullosos de mí.

José Herrera Puga

María Consuelo Chávez Jiménez

### **A mis Hermanos:**

Por todos los momentos felices que compartimos juntos.

Héctor Apolinar, Verónica Rebeca, Leonel, Sergio, Guadalupe, Jesús José, María Consuelo y Trinidad Alfonso.

### **A mis Sobrinos:**

Espero que algún día lean esta Tesis y que les sirva de ejemplo para que ellos puedan sobresalir profesionalmente.

Laura, Abigail Estefany, Fernando y Diana Arlette.

**A Erika Fabiola Moreno Gómez.**

Una persona muy especial e importante en mi vida que me ha apoyado incondicionalmente en las buenas y en las malas. Gracias por todo lo que hemos compartido.

**A la FACULTAD de INGENIERÍA.**

Ya qué sin ella no hubiese sido posible abrirme camino a nivel profesional.

*A todos los profesores desde el nivel Primaria hasta la Licenciatura que aportaron sus conocimientos para mi buen desempeño Profesional.*

**A un buen Amigo y gran Profesor.**

El M en I. Arturo Nava Mastache

Gracias por sus enseñanzas y la motivación que medio para realizar esta tesis.

Marzo 1999

## Diseño de Obra de Excedencias con Vertedor en Abanico

Contenido	Página
<b>Introducción.</b>	1
<b>Capítulo 1. Antecedentes.</b>	
1.1. Analisis Dimensional	4
1.1.1. Introducción	4
1.1.2. Sistema de unidades	4
1.1.3. Sistema internacional de unidades, SI.	5
1.1.4. Sistema M.K.S. gravitacional y absoluto	5
1.1.5. Sistema C.G.S. absoluto y gravitacional	6
1.2. Similitud dinámica	6
1.2.1. Similitud geométrica	6
1.2.2. Similitud cinemática y dinámica	7
1.2.3. Leyes de similitud	9
1.3. Teoría de modelos	14
1.3.1. Modelos con superficie libre	14
1.3.2. Flujo a superficie libre	15
1.3.3. Construcción y operación	16
<b>Capítulo 2. Aspectos generales de Geotécnia y Estructuras en presas.</b>	
2.1. Introducción	22
2.1.1. Clasificación según su uso	22
2.1.2. Clasificación según su proyecto hidráulico	23
2.1.3. Clasificación según los materiales	23
2.2. Tensiones y deformaciones en una presa	25
2.2.1. Generalidades	28
2.2.2. Movimientos generales de una presa	26
2.2.3. Movimientos debidos al embalse	27
2.3. Estabilidad estática de la presa	28
2.3.1. Generalidades	28
2.3.2. El coeficiente de seguridad y los métodos de cálculo	29
2.3.3. Presión del agua intersticial	29
2.4. Estabilidad interna	30
2.4.1. Generalidades	30
2.4.2. Fisurabilidad de núcleo de presas	31
2.4.3. Sifonamiento en presas	34
2.4.4. Filtros	36
2.5. Estabilidad dinámica	37
<b>Capítulo 3. Estudios Hidrológicos.</b>	
3.1. Introducción	40
3.2. Datos sobre los gastos de la corriente	40
3.3. Avenida de diseño	41
3.4. Selección del método	44

<b>Capítulo 4. Criterios de diseño.</b>	
4.1. Método propuesto por la Secretaria de Agricultura y Recursos Hídricos	49
4.1.1. Introducción	49
4.1.2. Experimento con modelos hidráulicos	50
4.1.3. Métodos de cálculo	52
4.2. Método propuesto por la Comisión Federal de Electricidad.	55
4.2.1. Aspectos generales	55
4.2.2. Longitud de cresta	55
4.2.3. Altura del cimacio	55
4.2.4. Recomendaciones	57
4.2.5. Sección de control	57
4.2.6. Geometría en planta de la cresta vertedora y de la transición	60
4.2.7. Condiciones de Hiriart	61
4.3. Método propuesto por el Grupo Hidráulico Nacional de Cuba.	63
4.3.1. Introducción	63
4.3.2. Investigaciones	63
4.3.3. Carga de diseño	64
4.3.4. Limitaciones	64
<b>Capítulo 5. Diseño Hidráulico y Estructural.</b>	
5.1. Diseño del modelo	69
5.2. Cálculo de la carga de diseño	69
5.2.1. Cálculo del gasto en el prototipo	70
5.3. Dimensionamiento del vertedor de abanico	70
5.3.1. Condiciones de Hiriart	72
5.4. Geometría del cimacio	72
5.4.1. Cálculo del punto de tangencia	77
5.4.2. Diseño del cuadrante aguas abajo	78
5.4.3. Diseño del cuadrante aguas arriba	78
5.5. Estructura de control	80
5.5.1. Cálculo del tirante crítico	80
5.6. Canal de descarga	82
5.6.1. Perfil de flujo en el canal de descarga	83
5.7. Estructura disipadora.	86
5.8. Canal de entrega	89
Plano Hidráulico del modelo	90
<b>Capítulo 6. Modelo Hidráulico.</b>	
6.1. Descripción del modelo	92
6.2. Procedimiento constructivo	92
Plano y Estructuras Accesorias del Modelo	95
<b>Capítulo 7. Análisis de resultados.</b>	
7.1. Descripción general	97

<b>Capítulo 8. Práctica de laboratorio.</b>	
8.1. Objetivo	100
8.2. Antecedentes	100
8.3. Procedimiento o desarrollo de la práctica	100
8.4. Memoria de cálculo	101
8.5. Conclusiones	
<b>Capítulo 9. Conclusiones.</b>	
9.1. Modelos	105
9.2. Geometría del abanico	105
<b>Referencias Bibliográficas.</b>	107

Un vertedor en abanico es una estructura constituida por un cimacio en curva cóncava con relación a la dirección media del escurrimiento y viene en el sentido del mismo, el cual descarga a un tanque de una geometría que reduce su ancho y propicia un salto hidráulico al pie del cimacio y un escurrimiento lento en él.

El nombre de vertedor en abanico se debe a que el cimacio y el tanque, así como las partes restantes de la estructura en planta, tienen una forma similar a un abanico. En el extremo del tanque se tiene una sección de control y una transición en donde se va acelerando el escurrimiento que llega a un canal de sección constante con régimen rápido.

Este tipo de vertedores se emplea generalmente cuando se requiere descargar un gran gasto con poca carga y un canal no muy ancho, esto es un gasto por unidad de longitud de cresta pequeño, su geometría requiere de un espacio amplio y se adapta a la topografía en que exista un puerto o una boquilla abierta. Esto permite una cresta de longitud vertedora grande con un canal de descarga de menor ancho que ayuda a economizar grandes volúmenes de excavación en comparación de los logrados con vertedores de cresta recta de transición y canal de descarga.

La geometría del vertedor proporciona una reducción considerable en las dimensiones horizontales de la estructura y construirla en un espacio más pequeño que el necesario si tuviera cresta recta y con el mínimo de problemas de ondas cruzadas por efecto de la contracción en el canal. De esta manera es factible que el escurrimiento continúe a una gran velocidad en un canal de dimensiones menores y gran pendiente.

A fin de impedir ondas cruzadas en la transición es necesario que el cimacio descargue a una plataforma horizontal llamada colchón, conectando con el perfil del cimacio mediante una curva circular para disminuir el impacto de la corriente. Lo anterior provoca un cambio a régimen subcrítico mediante un resalto que se extiende sobre todo el colchón. Después de una sección de control donde cambia nuevamente de pendiente y de régimen, el agua sigue por la transición donde se va acelerando desde la velocidad crítica, para después continuar en un canal de sección constante y pendiente supercrítica que normalmente mantiene su geometría hasta la estructura terminal.

Existen muchos ejemplos en México de presas con vertedores en abanico siendo las siguientes: Lázaro Cárdenas, El Azúcar, Valle de Bravo, Sanalona, Endó, El Cuarenta, Alvaro Obregón y El Bosque; también en otros países se han construido con éxito, a veces con algunas variantes en su geometría.

Los abanicos en México se han usado con bastante frecuencia en comparación con los de otro tipo, sobre todo en presas cuyo principal objetivo es el riego.

Cuando un vertedor de abanico se divide en dos siguiendo el eje de simetría, se obtienen dos vertedores conocidos con el nombre de medio abanico, con capacidad cada uno con la mitad del caudal. Este tipo de vertedor se ha empleado en pocas ocasiones, si bien su funcionamiento es satisfactorio y en general resultan más económicos que los vertedores de canal lateral cuando las condiciones topográficas lo permiten. Para su diseño se siguen las reglas de los vertedores de abanico, utilizando la misma carga sobre la cresta pero el doble del gasto por evacuar.

## 1.1. ANÁLISIS DIMENSIONAL.

### 1.1.1. Introducción.

En este punto se presentan los conceptos básicos para efectuar la experimentación en hidráulica, así como los criterios que ayudan a solucionar problemas en modelos hidráulicos de fondo fijo, que es el caso que interesa. Se complementará este resumen con la adición de teoría de mediciones y manejo de datos, ya que los resultados que se obtengan no dependerán solamente de la exactitud del modelo si no también de la calidad con que se efectúen las mediciones.

Una de las herramientas que se utilizarán para llevar a efecto lo anterior será el análisis dimensional; el cual se puede definir como una técnica encaminada a proporcionar información valiéndose para ello de las dimensiones de las variables que se presentan en un determinado problema, siendo uno de sus usos el lograr reducir el número de variables del problema en cuestión.

Para que una ecuación pueda describir un fenómeno físico, es necesario que las variables que la forman, representen las propiedades del fenómeno. Dichas variables estarán ligadas entre sí por medio de símbolos matemáticos y constantes tratando de lograr una igualdad.

Además de contar con un valor numérico, cada variable tiene una dimensión, o sea una combinación de unidades llamada de referencia del tipo de exponentes que muestra la forma en que fue definida la variable.

### 1.1.2. Sistema de unidades.

Las magnitudes físicas se cuantifican en términos de las dimensiones fundamentales, utilizándose dos sistemas de unidades de medida: absoluto y gravitacional. En el primer sistema las dimensiones fundamentales son masa, longitud y tiempo [M,L,T]; en segundo, fuerza, longitud y tiempo [F,L,T].

El sistema gravitacional [F,L,T], llamado también técnico es el más utilizado en los problemas de ingeniería, a pesar de que el peso de un cuerpo representa una fuerza que varía de un lugar a otro de acuerdo con la aceleración de la gravedad. Por el contrario, la masa del cuerpo es siempre constante y por ésta razón el sistema absoluto [M,L,T] ha sido elegido como el sistema científico internacional (ref. 1).

Las actuales ciencias de la ingeniería se basan en la mecánica newtoniana y con base en la segunda ley de Newton del movimiento

$$F = m a$$

se establecen las unidades básicas que satisfacen esta ecuación, es decir las unidades de longitud, tiempo, masa y fuerza (ref. 7).

### 1.1.3. Sistema internacional de unidades, SI.

Entre los sistemas de unidades, se ha generalizado el denominado sistema internacional de unidades SI, adoptado en la XI conferencia general de pesas y medidas, celebrada en París en Octubre de 1960. Este sistema toma como *magnitudes fundamentales*: la longitud, la masa, el tiempo, la intensidad de corriente eléctrica, la temperatura termodinámica, y la intensidad luminosa, a las cuales asigna respectivamente las unidades llamadas: metro, kilogramo masa, segundo, amperio, grado Kelvin y candela.

Magnitud Fundamental	Unidad fundamental	
	Nombre	Símbolo
Masa	Kilogramo	kg.
Longitud	Metro	m
Tiempo	Segundo	s
Intensidad de corriente eléctrica	Amperio	A
Temperatura	Kelvin	K
Intensidad luminosa	Candela	cd

Tabla 1.1 Magnitudes y Unidades Fundamentales en el SI, (ref.1).

### 1.1.4. Sistemas M.K.S. gravitacional y absoluto.

En diversos países que originalmente adoptaron a partir de 1960 el sistema S.I., se sigue utilizando en forma general el sistema MKS (metro, kilogramo-fuerza, segundo) gravitacional, tanto para transacciones comerciales como en asuntos ingenieriles y técnicos, debido a que la utilización del Newton como unidad de fuerza, requeriría hacer un cambio de escalas de las básculas usadas en actividades comerciales, evento que por ser de carácter económico-social ha impedido su generalización (ref. 1), el sistema absoluto maneja dimensiones de [M,L,T] cambiando la denominación de kilogramo-fuerza al de kilogramo-masa.

Magnitud Fundamental	Unidad fundamental	
	Nombre	Símbolo
Longitud	Metro	m
Fuerza	Kilogramo	kg
Tiempo	Segundo	s

Tabla 1.2 Sistema MKS gravitacional (ref. 1)  
Expresión dimensional [L, F, T]

### 1.1.5. Sistema CGS absoluto y gravitacional.

Este sistema ha caído en desuso y no es sino el manejo de submúltiplos decimales de las respectivas unidades del sistema M.K.S., siendo centímetros, gramo (masa o fuerza) y segundos sus unidades fundamentales.

### 1.2. SIMILITUD DINÁMICA.

Los modelos hidráulicos han encontrado creciente aplicación para controlar y modificar diseños analíticos de estructuras hidráulicas. Mediante el uso de modelos físicos es posible experimentar a costos relativamente bajos y con economías substanciales de tiempo, hasta obtener condiciones óptimas.

La adecuada combinación del análisis matemático y la verificación experimental permite superar esos obstáculos, restringiendo las hipótesis a aquellas cuya experiencia y razonamiento físico han mostrado no tener serios efectos sobre las características esenciales del fenómeno.

#### 1.2.1. Similitud geométrica.

La similitud geométrica implica, de un modo estricto, que sea igual la relación de todas las longitudes homólogas en los dos sistemas. Esto es, si dentro del fluido ciertas dimensiones se seleccionan y, además se designan con  $p$  al prototipo y con  $m$  al modelo, la similitud geométrica significaría, por ejemplo, que:

$$L_e = \frac{H_p}{H_m} = \frac{B_p}{B_m} = \frac{S_p}{S_m} = \dots$$

donde  $L_e$  es la escala de líneas que cuantifica el tamaño relativo de los dos sistemas.

Una consecuencia de la similitud geométrica exacta es que la relación de áreas y volúmenes en ambos sistemas se puede expresar en términos del cuadrado y del cubo de  $L_e$ , esto es:

$$A_e = \frac{A_p}{A_m} = L_e^2$$

$$V_e = \frac{V_p}{V_m} = L_e^3$$

En algunos casos, es factible que la similitud geométrica exista solo a lo que se refiere a las dimensiones sobre planos horizontales y las dimensiones verticales pueden quedar distorsionadas con otra escala de líneas (como es el caso de los modelos de ríos o puertos) donde el conservar la misma escala de

líneas en las tres direcciones significaría tener tirantes muy pequeños en los modelos. Se tendrían así por ejemplo, escalas de líneas de dimensiones verticales y horizontales, como sigue:

$$L_{ev} = \frac{H_p}{H_m} = \frac{S_p}{S_m} = \dots$$

$$L_{eh} = \frac{B_p}{B_m} = \dots$$

La similitud geométrica se extiende también a la rugosidad superficial de las paredes que limitan al flujo, pues si el modelo tiene un tamaño igual a un décimo del prototipo ( $L_e = 10$ ), entonces la altura de las proyecciones de las rugosidades deben de estar en la misma relación. Esto es difícil de lograr en la práctica, por lo que en ocasiones es necesaria una distorsión geométrica en la dimensión longitudinal de la conducción respecto a las otras dos dimensiones, con objeto de lograr la misma relación de pérdidas de energía en ambas estructuras.

### 1.2.2. Similitud cinemática y dinámica.

La similitud cinemática entre dos sistemas de flujo se interpreta como la semejanza geométrica entre las líneas de corriente de ambos flujos, sin distorsión o con ella. La similitud dinámica implica que haya similitud geométrica, o bien distorsionada, además de que sea la misma relación de las fuerzas dinámicas en puntos homólogos.

En la similitud dinámica, al igual que en la similitud geométrica (ref. 1), existen escalas de velocidades, de fuerzas, tiempos, densidades, viscosidades, etc., que miden la relación entre las características de los flujos o propiedades de los fluidos utilizados en los mismos, que se designaran con el símbolo hasta ahora utilizado, pero añadiendo el subíndice e. Por ejemplo,  $\mu_e$ ,  $\rho_e$ ,  $v_e$  se refieren a las escalas de los fluidos que se utilicen en el prototipo y en el modelo. Estos fluidos pueden ser distintos en ambos sistemas. La escala  $g_e$  se refiere a las aceleraciones de la gravedad que pueden considerarse distintas entre el sitio donde se localiza el prototipo y el lugar donde se prueba el modelo; sin embargo se acepta en general que  $g_e=1$  debido a la poca variación de  $g$  con la latitud geográfica y la elevación sobre el nivel del mar. Además, por definición:

$$v_e = \frac{L_e}{t_e} \dots\dots\dots 1.1$$

$$t_e = \frac{L_e}{v_e} \dots\dots\dots 1.2$$

$$Q_e = A_e v_e \dots\dots\dots 1.3$$

$$a_e = \frac{L_e}{t_e^2} \dots\dots\dots 1.4$$

$$\rho_e = \frac{\gamma_e}{g_e} \dots\dots\dots 1.5$$

$$v_e = \frac{\mu_e}{\rho_e} \dots\dots\dots 1.6$$

El desplazamiento de un fluido se explica por las ecuaciones del movimiento que consideran a las fuerzas, por unidad de masa, más importantes que intervienen en el flujo. No obstante, de acuerdo con el problema particular que se desee estudiar, cada fenómeno se caracteriza por la importancia de una fuerza determinada cuya influencia es preponderante en el movimiento y prácticamente elimina a las resultantes, ejerciendo la acción sobre la fuerza de inercia.

En general, la importancia de la fuerza se compara con la inercia, lo que da origen a tres parámetros sin dimensiones y otro más que no relaciona propiamente fuerzas, si no los efectos de la aceleración local substancial. Estos parámetros se pueden obtener de las ecuaciones de los movimientos de los fluidos o directamente de la segunda ley de Newton.

Los distintos términos de la ecuación (1.7) del movimiento representan las fuerzas por unidad de masa que intervienen en un flujo; esta ecuación es, obviamente, válida para los dos sistemas. Substituyendo en dicha ecuación al esfuerzo tangencial ( $\tau$ ), en términos de la viscosidad absoluta y del gradiente de velocidades en la dirección normal (ec. 1.8), y suponiendo que  $\mu$  es constante, para el modelo se tiene la ecuación 1.9.

$$-\frac{\partial p}{\partial n} dn ds db - \rho g ds dn db \frac{\partial z}{\partial n} = -\rho \frac{v^2}{r} ds dn db \dots\dots\dots 1.7$$

$$\tau = \mu \frac{\partial v}{\partial n} \dots\dots\dots 1.8$$

$$-\frac{1}{\rho_m} \frac{\partial p_m}{\partial n_m} + \frac{\mu_m}{\rho_m} \frac{\partial^2 v_m}{\partial n_m^2} - g_m \frac{\partial z_m}{\partial s_m} = \frac{\partial}{\partial s_m} \left( \frac{v_m}{2} \right) + \frac{\partial v_m}{\partial t_m} \dots\dots\dots 1.9$$

Con las definiciones de escala antes dadas, la ecuación equivalente para el prototipo es:

$$\begin{aligned}
 & -\left(\frac{\rho_e}{\rho_e l_e}\right)\left(\frac{l}{\rho_m} \frac{\partial p_m}{\partial n_m}\right) + \left(\frac{\mu_e v_e}{\rho_e l_e^2}\right)\left(\frac{\mu_m}{\rho_m} \frac{\partial^2 v_m}{\partial n_m^2}\right) - \left(g_e\right)\left(g_m \frac{\partial z_m}{\partial s_m}\right) = \\
 & = \left(\frac{v^2}{l_e}\right)\left(\frac{\partial}{\partial s_m}\left(\frac{v_m^2}{2}\right)\right) + \left(\frac{v_e}{l_e}\right)\left(\frac{\partial v_m}{\partial t_m}\right) \dots\dots\dots 1.10
 \end{aligned}$$

Si se divide cada término entre  $v_e^2/L_e$ , que es el que corresponde a la fuerza de inercia, se obtiene:

$$\begin{aligned}
 & -\left(\frac{\rho_e}{\rho_e v_e^2}\right)\left(\frac{l}{\rho_m} \frac{\partial p_m}{\partial n_m}\right) + \left(\frac{\mu_e}{\rho_e v_e L_e}\right)\left(\frac{\mu_m}{\rho_m} \frac{\partial^2 v_m}{\partial n_m^2}\right) - \left(\frac{g_e L_e}{v_e^2}\right)\left(g_m \frac{\partial z_m}{\partial s_m}\right) = \\
 & = \frac{\partial\left(v_m^2 / 2\right)}{\partial s_m} + \left(\frac{L_e}{v_e l_e}\right) \frac{\partial v_m}{\partial t_m} \dots\dots\dots 1.11
 \end{aligned}$$

Los términos entre paréntesis, de esta ecuación, relacionan las diferentes escalas utilizadas y es igualmente válido utilizar los recíprocos (exceptuando el último). Y, por definición de escalas, resulta lo siguiente:

$$\frac{\rho_e v_e^2}{\rho_e} = \frac{\rho_m v_m^2}{\rho_m} \dots\dots\dots 1.12$$

Esto es, para que haya similitud dinámica, por lo que respecta a la fuerza de presión, es necesario para que el parámetro de Euler ( $Eu = \rho v^2 / p$ ) sea el mismo en el modelo y en el prototipo. En general,  $p$  representa la diferencia de presiones  $\Delta p$ , entre dos puntos del flujo o entre un punto y la presión atmosférica. Este parámetro es adimensional y es la relación entre la fuerza de inercia y la debida al gradiente de presiones.

**1.2.3. Leyes de similitud.**

El primer parámetro se llama número de Euler y rige en aquellos fenómenos donde son preponderantes los cambios  $\Delta p$  de las presiones. con  $\rho = \gamma/g$  y  $h = \Delta p/\gamma$ , se escribe comúnmente así:

$$Eu = \frac{v^2}{gh} \dots\dots\dots 1.13$$

Parámetro que tiene importancia en fenómenos de flujo ocasionados por gradientes de presiones donde la densidad y la aceleración del fluido primordialmente en el fenómeno y las fuerzas viscosas pierden importancia, el movimiento depende de la forma del flujo. Esto ocurre en problemas de flujo a presión como en las tuberías, orificios, válvulas, compuertas, distribución local de presiones sobre un obstáculo.

El segundo número se llama de Reynolds y se acostumbra escribir así:

$$Re = \frac{vL}{\nu} \dots\dots\dots 1.14$$

Es válido en aquellos flujos a poca velocidad donde las fuerzas viscosas son las más importantes. Un número de Reynolds grande indica una preponderancia marcada de las fuerzas de inercia sobre las viscosas.

El tercer número se llama de Froude y en general se representa como la raíz cuadrada de la relación de fuerzas, es decir:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gL}} \dots\dots\dots 1.15$$

El número de Froude tiene importancia en flujos con velocidades grandes que ocurren por la acción exclusiva de la gravedad; tal es al caso del flujo turbulento a superficie libre, donde los efectos viscosos son despreciables. A medida que aumenta el número de Froude, mayor es la reacción inercial de cualquier fuerza; en tanto disminuye, mayor es el efecto de la fuerza gravitacional.

Finalmente, en aquellos problemas de flujo no permanente en los que la periodicidad del fenómeno es importante, el número llamado Strouhal caracteriza su acción es  $f=1/t$ , se tiene que:

$$S = \frac{fL}{v} \dots\dots\dots 1.16$$

donde L representa una dimensión típica del cuerpo obstruyendo el flujo y v una velocidad típica dentro del flujo. Este número es importante en flujos relacionados con la formación de vórtices, movimiento de ondas, efectos de vibración en cuerpos colocados en flujos, y representa la raíz cuadrada de la relación de una fuerza hidrodinámica y la fuerza de inercia de la masa oscilante del fluido.

Sistemas a presión. En este caso, los cambios de presión se deben a una combinación de los efectos dinámicos producidos por la aceleración, viscosidad y gravedad.

En el caso común de un flujo de densidad constante, el efecto de gravedad es una distribución de presiones hidrostáticas superpuestas a una presión variable debida a otros efectos, de ahí que el número de Reynolds sea el más importante y deba ser igual en el modelo y el prototipo, esto es:

$$R_e = 1 = \frac{v_p L_p}{\nu_p} = \frac{v_m L_m}{\nu_m}$$

$$\frac{v_e L_e}{\nu_e} = 1 \dots\dots\dots 1.17$$

donde  $v_e$  es la escala de velocidad y  $\nu_e$  de viscosidad cinemática; resulta entonces lo siguiente (ref. 1):

$$v_e = \frac{\nu_e}{l_e} = \frac{\mu_e}{\rho_e l_e} \dots\dots\dots 1.18$$

La escala de tiempos es:

$$t_e = \frac{l_e}{v_e} = \frac{l_e^2}{\nu_e} \dots\dots\dots 1.19$$

La de aceleraciones:

$$a_e = \frac{v_e}{t_e} = \frac{v_e^2}{l_e} = \frac{\mu_e^2}{\rho_e l_e^3} \dots\dots\dots 1.20$$

La de fuerzas viscosas:

$$F_c = m_e a_e = \rho_e l_e^3 \frac{\mu_e^2}{\rho_e^2 l_e^3} = \frac{\mu_e^2}{\rho_e} \dots\dots\dots 1.21$$

y, por último, la de presiones:

$$p_e = \frac{F_c}{A_e} = \frac{\mu_e^2}{\rho_e l_e^2} \dots\dots\dots 1.22$$

Al utilizar el criterio de semejanza de Reynolds puede demostrarse que las fuerzas gravitacionales se anulan y no tienen por tanto, efectos sobre las características del flujo.

Sistemas a superficie libre. En este caso, la presión relativa (medida a partir de la atmosférica en un punto cualquiera) no se puede modificar arbitrariamente sin afectar la geometría de la superficie libre. Como la fuerza de gravedad es la más importante, el número de Froude debe ser igual en el modelo y el prototipo, o sea:

$$F_{re} = \frac{v_e}{\sqrt{g_e L_e}} = 1$$

La escala de velocidades, considerando que:  $g_p = g_e$ , es:

$$v_e = \sqrt{L_e} \dots\dots\dots 1.23$$

Si las fuerzas viscosas tuvieran importancia (simultáneamente el número de Reynolds), se pueden igualar las ecuaciones 1.18 y 1.23, entonces la escala de líneas sería:

$$v_e = L_e^{1/2}$$

Para la similitud dinámica de las fuerzas de gravedad y viscosas, simultáneamente, la escala de líneas queda sujeta a la selección de los fluidos en ambos sistemas o viceversa.

En la mayoría de los flujos a superficie libre (canales, vertedores, salto hidráulico, compuertas, válvulas, ondas superficiales, modelos marítimos, etcétera) los efectos viscosos carecen de importancia y el efecto de fricción provoca pequeños cambios en el aspecto dinámico del flujo. Puede ser así que el número de Froude se la ley de similitud escogida, cuidando tan solo de que el Reynolds se encuentre dentro del intervalo necesario para que se tenga el mismo tipo de flujo en ambos sistemas. En algunos casos debe procurarse reproducir la rugosidad en el modelo para que haya similitud en los efectos de fricción; por ejemplo, cuando se trata de canales, ríos y estuarios (en los que es necesario producir grandes rugosidades para lograr esa similitud) se requiere gran experiencia y buen juicio para interpretar los resultados.

Si conforme al número de Froude únicamente se necesita la similitud, la ecuación 1.23 es válida y la escala de tiempo es:

$$V_e = \frac{L_e}{t_e} \Rightarrow t_e = \frac{L_e}{V_e} \Rightarrow t_e = \frac{L_e}{L_e^{1/2}}$$

$$t_e = \sqrt{L_e} \dots\dots\dots 1.24$$

la de gastos será:

$$Q_e = v_e A_e = L_e^{5/2} \dots\dots\dots 1.25$$

de las aceleraciones:

$$a_c = g_c = 1$$

y de fuerzas:

$$F_e = \rho_e L_e^3 g_e = g_e L_e^3 \dots\dots\dots 1.26$$

El número de Euler se utiliza frecuentemente así:

$$C_p = \frac{2\Delta p}{\rho v^2} = \frac{2}{Eu} \dots\dots\dots 1.27$$

En este caso recibe el nombre de coeficiente de presión. El número de cavitación es una forma del coeficiente de presión cuando se utiliza un origen de referencia para medir la misma. Es factible que la presión de referencia sea la de vaporización o la de cavitación; esto se puede representar como:

$$\sigma = \frac{p - p_{ref}}{\frac{\rho v^2}{2}} \dots\dots\dots 1.28$$

Si la presión de vaporización es el origen de referencia, entonces:

$$\sigma_v = \frac{p - p_v}{\frac{\rho v^2}{2}} \dots\dots\dots 1.29$$

y si el origen es la presión de cavitación, entonces resulta que:

$$\sigma_c = \frac{h - h_c}{\frac{v^2}{2}} \dots\dots\dots 1.30$$

El número de cavitación se emplea como parámetro adimensional para establecer la semejanza en las máquinas hidráulicas rotatorias (bombas y turbinas). Es frecuente suponer que la semejanza existe si el número es el mismo para dos condiciones de flujo cavitante.

La fuerza debida a la tensión superficial no se incluye normalmente en la derivación de las ecuaciones del movimiento. Sin embargo, si dicha fuerza es importante, puede obtenerse el número llamado de Weber.

$$W_c = \frac{v^2}{\sigma \rho l} \dots\dots\dots 1.31a$$

o bien:

$$W_c = \frac{v}{\sqrt{\sigma \rho l}} \dots\dots\dots 1.31b$$

La ley de Weber raramente se emplea en las pruebas con modelos. Aquellos casos en que las fuerzas de tensión superficial gobiernan el movimiento (como las ondas capilares en pequeños canales y el movimiento capilar en los suelos) no tienen trascendencia en los problemas de ingeniería hidráulica.

Los efectos de la tensión superficial algunas veces interfieren como factores indeseables en los modelos; sin embargo, en la mayoría de los flujos de líquidos de la tensión superficial raramente afecta el flujo y en los modelos de río por ejemplo, estos deben ser lo suficientemente grandes para minimizar la influencia de dicha fuerza. El papel de la tensión superficial en la cavitación no ha sido completamente estudiado (ref. 1).

En el caso de sistemas a superficie libre con poco tirante y baja velocidad, en que llegara a tener importancia la tensión superficial, la ley de similitud sería:

$$\frac{v_e^2 \rho_e l_e}{\sigma_e} =$$

y la escala de velocidades es:

$$v_e = \sqrt{\frac{\sigma_e}{\rho_e l_e}} \dots\dots\dots 1.32$$

la de tiempos

$$t_c = l_e^{\frac{3}{2}} \sqrt{\frac{\rho_e}{\sigma_e}} \dots\dots\dots 1.33$$

Y por último. la de fuerzas:

$$F_c = \sigma_e l_e \dots\dots\dots 1.34$$

La validez simultánea de las leyes de Froude y Weber no es posible; esto es, no se puede lograr semejanza dinámica en fenómenos - por ejemplo - de la descarga de un vertedor o de un orificio con cargas muy pequeñas.

### 1.3. TEORIA DE MODELOS.

#### 1.3.1. Modelos con superficie libre.

Los modelos con superficie libre, se pueden agrupar en tres categorías:

1. Domina la geometría;
2. flujo laminar e hidráulicamente liso;
3. flujo de transición e hidráulicamente liso.

Para esta tesis, únicamente se verán a detalle los modelos con superficie libre en los cuales domina la geometría; dándose, además, los criterios cuantitativos, las condiciones generales, criterios de semejanza y recomendaciones.

### 1.3.2. Flujo a superficie libre.

#### 1.3.2.1. Domina la geometría.

Condiciones generales.

- a) Se presenta en modelos con superficie libre;
- b) no es un factor predominante la rugosidad;
- c) el flujo en que se desarrolla es turbulento;
- d) el fluido con el que se trabaja es agua.

##### 1.3.2.1.1. Ejemplos.

Casi todos los modelos de este tipo, interesan al Ingeniero Hidráulico, como vertedores, obras de toma, rápidas, pilas, transición en canales, salto hidráulico, tanques de amortiguamiento, cubetas deflectoras, saltos de esquí, túneles, alcantarillas y en general, conductos a superficie libre.

#### 1.3.2.2 Criterios de semejanza.

Se debe escalar la geometría y mantener el mismo número de Froude, o sea:

$$Fr_m = Fr_p \Rightarrow Fr_e = 1$$

La rugosidad interpreta un papel secundario, es conveniente escalarla lo mejor posible, de tal forma que:

$$K_e = L_e$$

o de una manera más común en escurrimientos a superficie libre:

$$n_e = l_e^{1/6}$$

donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning.

#### 1.3.2.3. Recomendaciones.

La rugosidad mínima que se puede dar en un modelo es  $n = 0.01$  o cuando menos  $n = 0.008$ , no es conveniente hacer el modelo demasiado chico (que trae como consecuencia el tener una  $L_e$  y  $n_e$  grandes).

### 1.3.2.3.1. Escalas recomendables.

- 10 <  $L_e$  < 100 vertedores;
- 10 <  $L_e$  < 60 tanque amortiguadores;
- 3 <  $L_e$  < 20 estructuras en canales y caídas;
- 50 <  $L_e$  < 100 obras de toma y excedencias.

Reproducir lo mejor que se pueda el flujo de llegada que se espera. Para lograr lo anterior, puede ser conveniente construir en el modelo una zona amplia aguas arriba, así como tratar de tranquilizar y llevar el agua por medio de tranquilizadores (enuacalados), mallas, muros, vanos, etc.

Los tirantes en el modelo deben ser mayores de 3 cm, en el caso de que se tenga régimen subcrítico o lento ( $Fr < 1$ ) y mayores de 1 cm. si es supercrítico o rápido ( $Fr > 1$ ) pues en tirantes menores el efecto superficial se considera importante.

En ocasiones no es posible lograr esta condición en todo el modelo, por lo que se tendrá hecho un modelo parcial, esperando que se tenga semejanza dinámica sólo en algunas zonas del modelo, es decir aquellas en las que los tirantes que se presentan sean mayores, y no en la totalidad del modelo.

Cuando se tenga régimen subcrítico, en las zonas donde el perímetro del agua que esta en contacto con las paredes del modelo, no se estarán escalando los efectos; debido a que el menisco no se presentará aumentando el prototipo (ref. 1).

### 1.3.2.3.2. Gasto en el modelo

Una de las limitantes en escala de líneas dada es que el  $Q_e = L_e^{5/2}$  si  $L_e$  es pequeña el gasto en el modelo es muy grande, por eso es conveniente elegir una escala adecuada en el diseño y construcción del modelo.

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} \quad \Rightarrow \quad Q_m = \frac{Q_p}{Q_e}$$

## 1.3.3. CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN.

### 1.3.3.1. Componentes básicos

Los componentes de un modelo y sus obras accesorias son:

1. Carcamo de bombeo
2. Bombas
3. Tanque de carga constante

4. Obra de acceso (conducción mediante tuberías)
5. Estructuras aforadoras
6. Modelo
7. Canal de retorno

#### 1.3.3.2. Cárcamo de bombeo.

Es un depósito, generalmente subterráneo, en donde las bombas extraen el agua. Debe tener una capacidad adecuada con el fin de que no quede vacío al operar los modelos. Es conveniente que su fondo tenga pendiente hacia un colector de lodos, así como un fácil acceso para poder hacer su limpieza y vaciado.

El volumen del cárcamo puede variar de los 20 m<sup>3</sup> a 800 m<sup>3</sup> ó más dependiendo del número de estructuras que se tengan y del gasto que consuma cada una de ellas, las cuales pueden estar trabajando al mismo tiempo.

#### 1.3.3.3. Bombas.

Su función es elevar el agua desde el nivel del cárcamo hasta el tanque de carga constante o hasta la obra de acceso del modelo. Usualmente elevan el nivel de 3 a 8 m con gastos en conjunto de 50 a 2000 litros por segundo (ref. 10).

#### 1.3.3.4. Tanque de carga constante.

Es un tanque elevado seccionado en dos partes mediante un vertedor. Opera en tal forma que a pesar de que haya grandes variaciones en el gasto que van de las bombas hacia el o los modelos, solo hay pequeñas variaciones en la carga del flujo que va al experimento. Esto se logra haciendo que la cresta del vertedor sea muy larga. Se tiene que verificar que el tubo de retorno tenga la suficiente capacidad para descargar el gasto total de todas las bombas, aunque no haya agua en los modelos, con el fin de evitar derrames.

#### 1.3.3.5. Canal de retorno.

Una vez que el agua ya pasó por el modelo, cae dentro de este canal para regresar al cárcamo de bombeo. Debe tener la sección y pendiente necesaria para que sea suficiente su capacidad aún cuando el cárcamo este a su nivel máximo. Es común que el canal de retorno este enterrado en el piso, cubierto por rejillas, de tal forma que también facilite la recolección del agua que se llegue a salir del modelo, aunque también en áreas descubiertas trabaja como alcantarillado pluvial.

### 1.3.3.6. Estructuras aforadoras.

Son aquellas estructuras que sirven para medir el gasto que se utiliza en el ensayo. Se pueden colocar antes o después del modelo.

### 1.3.3.7. Modelo, selección y construcción.

El primer paso que hay que dar para construir un modelo es establecer su tamaño, o sea la escala de longitudes:

$$L_c = \frac{L_p}{L_m}$$

De aquí se puede hacer el razonamiento de que a mayor tamaño se tendrá una menor escala y un gasto grande, con el consiguiente incremento de precio de la estructura e instalación, no obstante que las mediciones darán mejores resultados; por el contrario, a menor tamaño, escala mayor, el modelo será más económico, pero los resultados que se obtengan tendrán menor precisión. En la selección de la escala, aparte del factor económico, habrá otros factores importantes, como son: el tamaño del lugar donde se va a construir el modelo, la capacidad del equipo de bombeo y, eventualmente, la rugosidad de lo que se va a modelar; como una guía se pueden usar las escalas recomendadas por la experiencia (tabla 1, de la referencia 1), para cada tipo de situación, no olvidando que, en ocasiones, las condiciones particulares pueden hacer deseable no ubicarse en estos tamaños.

### 1.3.4 1 Modelos a superficie libre.

#### 1.3.4.1.1. Selección del modelo.

En este tipo de modelos se aplica el criterio de semejanza de Froude y comúnmente se hacen las consideraciones siguientes:

1. Determinación tanto en planta como en elevación del espacio donde se va a construir el modelo, ajustando la escala de longitudes preliminar en forma que quepa el modelo. Es de importancia la consideración de las obras accesorias al modelo, como: canal de llegada y retorno, además de tener un acceso fácil al mismo para el personal que trabajará en el, así como para las visitas. Se deben prever eventuales ampliaciones del modelo dejando espacios libres en esa dirección.
2. Con la escala seleccionada se obtienen las escalas de gasto y de rugosidades con la ayuda de la tabla II (ref. 10), y se verifica que el gasto máximo con que operará el modelo se puede dar con las instalaciones del laboratorio, en este tipo de modelo el gasto máximo es frecuentemente una limitante en el tamaño del modelo.

3. Es recomendable hacer un croquis en elevación del modelo (ref. 1) y representar en el nivel del agua considerando las diferentes pérdidas y caídas. Cuando se utilizan vertedores de cresta delgada para aforar los gastos, es conveniente dejar un desnivel de 10 cm. entre la cresta del vertedor y el nivel del agua inmediatamente después de él. Así por cada vertedor, se debe considerar una pérdida de nivel hidráulico igual a la carga del vertedor para gasto máximo, más 10 cm.

En modelos de estructuras como: vertedores, obras de toma, canales de llamada, etc., aunque la rugosidad de las paredes no sea un factor primordial hay que simularlo lo mejor posible. Esto implica que, en los modelos, la escala de longitudes no debe ser menor de 70 ni mayor de 100, es decir:  $70 \leq L_e \leq 100$

ya que si se tiene una escala de longitudes mayor de 100, se obtendrá un modelo muy chico que no puede hacerse tan liso como para satisfacer la escala de rugosidades, ya que la  $n$  de Manning mínima se puede dar en superficies metálicas es de 0.009, y además, los elementos de interés quedan tan pequeños que no se pueden estudiar adecuadamente.

Los modelos donde hay que reproducir la rugosidad, se limita fuertemente la escala de longitudes máxima posible.

#### 1.3.4.1.2. Construcción del modelo.

En la mayoría de los casos se comienza la construcción levantando los muros perimetrales del modelo, así como las obras de acceso y aforo. Una vez hecho el cajón, se rellena lo suficiente con el objeto de dar los niveles topográficos (para esto se pueden usar varillas) y de la obra. Se recomienda usar un relleno formado por arena en 85% y arcilla 15%, aunque también se puede usar tierra compactada.

La obra en sí debe construirse cuidadosamente a partir de planos actualizados usando para ello cinta y nivel.

Para reproducir las características del prototipo, se pueden fabricar tarrajas de lámina o madera cortados conforme a la geometría de la sección en prototipo y con escala correspondiente (ref. 10). Se puede utilizar lámina del número 48 o 24, y en el caso de madera, triplay de 3 a 6 mm. De espesor y sujetarlas firmemente, en la posición que corresponda. Dependiendo del tamaño del modelo y de la precisión necesaria, las tarrajas pueden colocarse muy retiradas o muy próximas entre sí. Una sugerencia es colocarlas a una separación máxima de 40 cm., aunque en la reproducción de la topografía se pueden usar distancias mayores, de hasta 1 m. En el caso de que se usen tarrajas de madera es conveniente retirarlas y resanar el hueco dejado, pues con la humedad se deterioran e

introducen irregularidades. Si se emplean tarrajas de lámina, estas pueden quedar enterradas.

Cuando no se requiera de mucha precisión se pueden colocar pedazos de varilla, que una vez nivelados den puntos de la topografía.

Colocadas las tarrajas o las varillas se rellena el modelo de 3 a 7 cm. por debajo del nivel que se desea, se compacta y se humedece la superficie y se procede a darle el acabado final rellenando esta última capa con mortero de cemento.

Los detalles topográficos o de la obra se dan a mano, de acuerdo a los planos correspondientes.

Para hacer modificaciones rápidas cuya duración no sea excesiva, se puede usar yeso o una revoltura de una parte de cemento con una de yeso, que tiene un fraguado rápido aunque con el tiempo se descompone. Un material recomendable en estos casos, es la arcilla para moldear, la cual debe pintarse para impedir que al secarse se agriete.

## 2.1. INTRODUCCIÓN.

Las presas de tierra son las estructuras de suelo y roca más importantes que el hombre construye y, en muchos casos, las de mayor responsabilidad, por los graves daños que su destrucción puede acarrear aguas abajo de la obra. En este capítulo se exponen sus rasgos más generales, el comportamiento del cuerpo de la presa y los principios básicos de su diseño.

La gran variedad de tipos de suelo y roca existentes en la naturaleza, la cantidad de material disponible para la construcción, las condiciones de los yacimientos o canteras, las meteorológicas y sismológicas y la diversidad de los contornos, cerrada y valle, del emplazamiento, tienen como consecuencia una amplísima gama de morfologías y dimensiones para la sección tipo de la presa.

### 2.1.1. Clasificación según el uso.

Las presas se pueden clasificar de acuerdo con la función más general que van a desempeñar, como almacenamiento, derivación y control de avenidas. Se pueden precisar más las clasificaciones cuando se consideran sus funciones específicas.

#### 2.1.1.1. Presas de almacenamiento.

Se construyen para embalsar el agua en los periodos que sobra, para utilizarla cuando escasea. Estos periodos pueden ser estacionales, anuales o más largos. Muchas presas pequeñas almacenan los escurrimientos de primavera para usarse en la estación seca del verano. Las presas de almacenamiento se pueden a su vez clasificar de acuerdo con el objeto del almacenamiento, como para abastecimiento de agua, para recreo, acuicultura, para la generación de energía hidroeléctrica, irrigación, etc.

#### 2.1.1.2. Presas de derivación.

Las presas de derivación se construyen ordinariamente para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia las zanjas, canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se van a usar. Se utiliza en los sistemas de riego, para la derivación de una corriente natural hacia un vaso de almacenamiento fuera del cauce natural de la corriente, para usos municipales e industriales, o para una combinación de los mismos.

#### 2.1.1.3 Presas de control de avenidas.

Las presas reguladoras se construyen para retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. Las presas reguladoras se dividen en dos tipos. En uno de ellos, el agua se almacena temporalmente, y se deja salir por una obra de toma, con un gasto que no exceda de la capacidad del cauce de aguas abajo. En el otro tipo, el agua se almacena tanto tiempo como sea

posible y se deja infiltrar en las laderas del valle o por los estratos de grava de la cimentación. A este último tipo se le llama algunas veces de distribución o dique, porque su principal objeto es recargar acuíferos. Las presas reguladoras también se construyen para detener los sedimentos. A menudo a estas se le llama presa de arrastres.

### **2.1.2. Clasificación según su proyecto hidráulico.**

Las presas se pueden clasificar como presas vertedoras y no vertedoras.

#### **2.1.2.1. Presas vertedoras.**

Las presas vertedoras se proyectan para descargar sobre sus coronas. Deben estar hechas de materiales que no se erosionen con tales descargas. Es necesario emplear concreto, mampostería, acero y madera, excepto en las estructuras vertedoras muy bajas de unos cuantos metros de altura.

#### **2.1.2.2. Presas no vertedoras.**

Las presas no vertedoras son las que se proyectan para que no pase el agua por su corona. Este tipo de proyecto permite ampliar la elección de materiales incluyendo las presas de tierra y las de enrocamiento.

### **2.1.3. Clasificación según los materiales.**

La clasificación más común de los procedimientos de construcción se basa en los materiales que forman la estructura. En esta clasificación también se mencionan el tipo básico de proyecto como por ejemplo, presa de concreto de gravedad, o presa de concreto del tipo de arco.

#### **2.1.3.1. Presas de tierra.**

Las presas de tierra constituyen el tipo de presas más común, principalmente porque en su construcción intervienen materiales que en su estado natural que requieren el mínimo tratamiento. Es probable que las presas de tierra continúen prevaleciendo sobre los demás tipos para fines de almacenamiento, parcialmente, debido a que el número de emplazamientos favorables para las estructuras de concreto esta disminuyendo como resultado de los numerosos sistemas de almacenamiento de agua que se han emprendido, especialmente en las regiones áridas y semiáridas en las que la conservación del agua para riego es una necesidad fundamental.

Las presas requieren estructuras complementarias que sirvan de vertedores de demasías. La principal desventaja de una presa de tierra es que, si no tiene suficiente capacidad, el vertedor de demasías puede dañarse y aun destruirse por el efecto erosivo del agua que llegue a rebasarla. También están sujetas a sufrir serios daños y aun a fallar debido a las perforaciones hechas por

animales cavadores (roedores), a menos que se tomen precauciones especiales. A menos que el emplazamiento de la presa quede fuera del cauce de la corriente, se deben tomar medidas para desviar la corriente durante la construcción a través del emplazamiento por medio de un conducto, o alrededor del mismo por medio de un túnel. De otra manera, se deben incorporar en el proyecto medidas especiales que permitan que el agua pase sobre el terraplén durante la construcción. Este tipo de derivación solamente debe usarse cuando se disponga de personal experimentado en este trabajo.

#### 2.1.3.2. Presas de enrocamiento.

En las presas de enrocamiento se utiliza roca de todos los tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable. La membrana puede ser una capa de material impermeable del lado del talud mojado, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero o cualquier otro dispositivo semejante; o puede ser un núcleo interior delgado de tierra impermeable.

Como los terraplenes de tierra, los de roca están sujetos a daños y destrucción si los rebasa el agua y, por lo tanto, deben tener un vertedor de demasías de la capacidad adecuada para evitar que esto suceda. Una excepción la constituyen las presas derivadoras en las que el enrocamiento está especialmente proyectado para soportar los derrames. Las presas de enrocamiento requieren cimentaciones que no estén sujetas a asentamientos de magnitudes suficientes para romper la membrana impermeable. Las únicas cimentaciones adecuadas, por lo general, son la roca, arena compacta y la grava.

El tipo de enrocamiento se adapta al sitio donde abunda la roca buena, donde no se encuentra tierra buena para una presa de tierra, y donde la construcción de una presa de concreto resultaría muy costosa.

#### 2.1.3.3. Presas de concreto del tipo de gravedad.

Las presas de gravedad de concreto se adaptan a los lugares en que se dispone de una cimentación de roca razonablemente sana, aunque las estructuras bajas se pueden establecer sobre cimentaciones aluviales si se construyen adecuadamente. Se adaptan bien para usarse como cresta vertedora y, debido a esta ventaja, a menudo se usan formando la parte vertedora de las presas de tierra y de enrocamiento o de una presa derivadora. Las presas de gravedad pueden tener planta curva o recta. La planta curva puede proporcionar algunas ventajas en lo que respecta al costo y a la seguridad. Además ocasionalmente, la curvatura hacia aguas arriba puede situar esa parte de la presa en una cimentación más elevada de roca.

#### 2.1.3.4. Presas de concreto del tipo de arco.

Las presas de concreto del tipo de arco se adaptan a los lugares en que la relación de la distancia entre los arranques del arco a la altura no es grande y

próximas a los estribos en cualquier caso, el efecto de las deformaciones en dirección normal al río es más importante.

Los factores más importantes que influyen preponderantemente en el espectro de tensiones y deformaciones son los siguientes:

- Los materiales del cuerpo de la presa y de su cimentación, la relación tensión deformación de los mismos y sus propiedades reológicas.
- La morfología y altura de la presa. De una manera aproximada se puede considerar que las tensiones unitarias son proporcionales a la altura y los movimientos al cuadrado de ésta.
- La secuencia y la velocidad de construcción, y del embalsado.

## 2.2.2. Movimientos generales de una presa.

### 2.2.2.1. Debidos al peso propio.

Una presa se construye normalmente en tongadas (ref. 11), con un ancho decreciente hacia la corona.

Si se fija el interés en una capa en particular las siguientes originan un estado de tensiones y deformaciones de tipo edométrico, con movimientos nulos o casi nulos en dirección horizontal; solamente la zona situada hacia los extremos puede tener corrimientos apreciables hacia el exterior. A medida que progresa la obra se presentarán presiones tangenciales en planos horizontales, lo que induce una deformación y unos movimientos en esta dirección. En consecuencia la trayectoria que sigue un punto en el espacio integral de las deformaciones de la masa del suelo situada por debajo es vertical en su comienzo, derivando paulatinamente hacia el paramento más cercano al progresar la construcción.

El máximo de los movimientos tiene lugar a media altura de la presa, en el centro para los verticales y hacia los paramentos en lo que respecta a los horizontales.

Si la presa tiene un núcleo vertical, y el material de este es más deformable que los espaldones, como es el caso más normal, los movimientos en aquél están más acentuados. Ello tiene como consecuencia la existencia de un corrimiento relativo entre ambas partes de la obra. La zona de contacto experimenta unos esfuerzos tangenciales considerables lo que se traduce en:

- Existencia de una zona en el material más débil, el núcleo, que a agotado su resistencia, a través de la cual el gradiente de deformaciones es importante.
- Transferencia por rozamiento, de una parte del peso del núcleo hacia los filtros o espaldones. La tensión vertical sobre planos horizontales es inferior a la que correspondería si núcleo y espaldones fuesen igualmente deformables. La descarga del núcleo tiene importancia, tanto para la magnitud de las presiones

intersticiales que se originan durante la construcción, como para la eventualidad de una fracturación hidráulica.

Las deformaciones diferidas, tienen también importancia en la zona alta de la presa. Al terminar la construcción las tensiones en la coronación son las resultantes de la compactación. Pero incluso antes de embalsar, tiene lugar unos movimientos adicionales, efecto de dos causas más importantes: la consolidación primaria en el núcleo de la presa, si este es el caso y la consolidación secundaria de todo el cuerpo de la presa, cuyo efecto se acumula y se refleja en la coronación.

Las deformaciones diferidas no han recibido el interés que merecen en los estudios de presas, pero es indudablemente una de las principales causas de grietas. En dirección longitudinal, los movimientos y tensiones inmediatas o diferidas dependen en gran manera de la forma de la cerrada. En general los movimientos son verticales en el centro del valle si este es ancho o simétrico. En las cercanías de las laderas se advierte una componente hacia el cauce del río, cuya magnitud depende de la pendiente de aquellas. Si los estribos son muy tendidos el corrimiento horizontal es muy pequeño o nulo. Es máximo para pendientes intermedias, cuando existe un corrimiento relativo entre presas y contornos.

### 2.2.3. Movimientos debidos al embalse.

La presión del agua sobre la pantalla o el núcleo acentúa, por una parte, los movimientos verticales del conjunto de la presa, y por otra induce unos movimientos horizontales, poco importantes en el eje de la construcción.

Los movimientos horizontales son más erráticos que los verticales. El embalse acentúa también los movimientos verticales de la coronación, con un mayor riesgo, por lo tanto, por la aparición de zonas de tracción en las cercanías de los estribos, los alargamientos unitarios en tracción alcanzaron fisuraciones transversales

En la presa el Infiernillo se originaron también grietas transversales. Otro efecto del embalse es el asiento por inundación del espaldón aguas arriba del núcleo o pantalla interior. El colapso por inundación de un suelo granular es un fenómeno bien conocido cualitativamente, pero mal explicado física o cuantitativamente. En el caso de escolleras es el entallamiento de los puntos de contacto entre piedras, muy tensionados o reblandecimiento por disipación de tensiones capilares.

#### 2.2.3.1. Debidos a la compresibilidad de la cimentación.

Las deformaciones propias del cuerpo de la presa imponen en su base, no solo unas fuerzas verticales, también unos esfuerzos tangenciales cuyo máximo

se encuentra hacia la parte media de los espaldones. Si en el valle del río existen unos acarrees de mayor o menor compresibilidad (ref. 11) y potencia, su deformación sigue el mismo sentido que los propios del terraplén, por lo que los movimientos de este quedan acentuados. Los asentos son máximos en el centro de la presa, pero los corrimientos horizontales se desarrollan en las cercanías de los pies de los paramentos. En estas zonas el cuerpo de la presa queda descomprimido, e incluso, traccionado, si el material es cohesivo, con el consiguiente peligro de agrietamiento, si en ellos se sitúa el núcleo.

Por otra parte, si la permeabilidad de los depósitos del valle es baja, su consolidación (ref. 11) puede diferirse al periodo constructivo. En consecuencia todos los movimientos de la cimentación quedan reflejados en la totalidad de la obra y especialmente en coronación. Presas de pequeña altura cimentadas sobre terrenos compresibles, a las que se ha prestado poca atención por su escasa importancia, han experimentado agrietamientos de gran cuantía que han inutilizado la obra.

## 2.3. ESTABILIDAD ESTÁTICA DE LA PRESA.

### 2.3.1. Generalidades.

La estabilidad estática de una presa o del conjunto presa-cimentación, es un clásico problema de deslizamiento de taludes.

Es habitual considerar dos circunstancias de la obra:

- i. Al final de la construcción.
- ii. A embalse lleno.

Estos estados se examinan teniendo en cuenta o no el efecto eventual de un sismo (ref. 11). Es poco frecuente considerar otras acciones extraordinarias, como puede ser la de una lluvia persistente sobre la estabilidad de la coronación de la presa. Solamente en el caso de que los espaldones fueran de un material semipermeable tipo arena o limo, durante una lluvia lo suficientemente duradera, podrían las presiones intersticiales llegar a tener una cuantía apreciable.

Si la cimentación es arcillosa, según sea su permeabilidad, la velocidad de construcción y los dispositivos, si existen para acelerar su consolidación, puede darse la circunstancia de una menor estabilidad en etapas intermedias de la construcción. No es este un caso frecuente (ref. 11).

El análisis de la estabilidad (ref. 11) puede efectuarse en presiones efectivas, una vez evaluadas la presión del agua intersticial. Solamente en el caso de que el apoyo de la presa sea arcilloso y saturado, y no haya tiempo para una disipación siquiera sea parcial de la presión intersticial, los cálculos pueden hacerse en presiones totales.

### 2.3.2. El coeficiente de seguridad y los métodos de cálculo.

Dentro de la problemática de la estabilidad de taludes, el dimensionamiento de una presa de materiales sueltos es habitual llevarla a cabo aceptando un coeficiente de seguridad frente a la rotura. Ahora bien, la búsqueda de la forma y situación de líneas de deslizamiento y de la distribución de tensiones sobre tal línea, que cumple las condiciones de equilibrio estático y la de agotamiento de la resistencia minorada del material, ha conducido a la existencia de varias decenas de métodos de cálculo o variantes, cuyos resultados no son similares (ref. 11). No se puede, por lo tanto, desligar estos métodos del coeficiente de seguridad aceptable.

### 2.3.3. Presión del agua intersticial.

La presión del agua en las zonas arcillosas poco permeables del cuerpo de la presa, o de su cimentación, juega un papel esencial en la estabilidad de la obra.

Se estudia la presión del agua en el interior del terraplén. Si la cimentación es también arcillosa, la presión intersticial creada por el peso de la presa, y su disipación hacia los contornos más permeables puede ser evaluada a través de las siguientes etapas:

- I. Cálculo de las presiones totales en el terreno de apoyo originado por el peso de la obra.
- II. Determinación de las presiones del agua, en función de las presiones totales calculadas en I mediante los coeficientes A y B de Skempton (ref. 11), o formulaciones similares.
- III. Consolidación del terreno y disipación de tales presiones.

#### 2.3.3.1. Presiones intersticiales durante la construcción.

No es fácil predecir las presiones del agua intersticial en el núcleo o en las zonas de la presa poco permeables, debido a la gran cantidad de variables que intervienen en el problema. Las etapas por las que atraviesa la presa podemos agruparlas en tres fundamentales:

- I. Las presiones iniciales resultantes de la compactación
- II. Las que se van originando durante la construcción al aumentar la carga sobre cada una de las tongadas vertidas y compactadas.
- III. La disipación de las presiones hacia los contornos más permeables de la presa.

#### 2.3.3.2. Presiones intersticiales a embalse lleno.

A embalse lleno las presiones intersticiales se deducen del cálculo de la red de filtración para los contornos particulares de la presa.

Si la presa es homogénea o el núcleo de una de tipo zonado es mucho menos permeable que los espaldones, lo cual es el caso más usual, la geometría de la red de filtración es independiente del valor del coeficiente de permeabilidad,

sí por otra parte, el material es isótropo en lo que respecta a esta característica (ref. 11). Sin embargo puede existir duda en la fase de proyecto sobre esta circunstancia, por diversas causas tales como:

- I. Si el suelo es arcilloso, por la anisotropía inducida en particular laminares, por la propia compactación.
- II. La mayor compactación de las zonas superficiales de una tongada, lo que se puede traducir en una estratificación de permeabilidades.
- III. Las heterogeneidades de la cantera pueden hacer alternar capas de diferente permeabilidad con el efecto análogo indicado en II.

Estas tres causas abocan a un mismo efecto. La permeabilidad global en dirección horizontal es mayor que la vertical, lo que modifica la red de filtración y la distribución de isobaras en la sección transversal. La causa I puede ser investigada en laboratorio mediante ensayos de permeabilidad especiales, pero no así las otras dos, sobre las que en el proyecto debe adoptarse un prudencial margen de seguridad (ref. 11).

#### 2.3.3.3. Presiones intersticiales en el desembalse.

La estabilidad del paramento aguas arriba y en consecuencia su dimensionamiento y morfología queda condicionado a numerosas ocasiones por los desembalses del periodo de explotación de la obra. Tal es el caso de las presas con núcleo inclinado hacia aguas arriba, con espaldones poco permeables, o en cualquier caso cuando las presiones intersticiales al final de la construcción son pequeñas. En estas circunstancias el proyecto del paramento está supeditado a las presiones intersticiales residuales después de un descenso del nivel del agua del embalse.

El proceso físico es complejo. Simultáneamente con la variación de la presión del agua del embalse sobre el paramento, se origina una descompresión en gran parte de la obra, en especial en las zonas elevadas, lo que provoca una disminución de la presión del agua en las mismas. Las nuevas condiciones del potencial derivan hacia una red de filtración constantemente variable con la bajada del nivel del embalse. Se trata de un régimen transitorio de condiciones de contorno e internas no fijas (ref. 11).

## 2.4. ESTABILIDAD INTERNA.

### 2.4.1. Generalidades.

La eventualidad de una fisuración, como primer paso de un sifonamiento o la aparición de este fenómeno sin agrietamiento previo a través del elemento de la obra es uno de los temas que preocupa al proyectista de presas de materiales sueltos.

La previsión de la aparición y alcance del sifonamiento permite al ingeniero adoptar las medidas morfológicas y constructivas, que puedan evitar o aminorar los efectos subsiguientes. No es fácil esta tarea ya que en gran parte de los casos la apertura de las fisuras se corresponde con la existencia de unas tracciones y elongaciones en un campo tridimensional de contornos irregulares y muy relacionados con las propiedades reológicas de los materiales constituyentes, sobre los cuales la mecánica de suelos no ha encontrado una respuesta satisfactoria. Son muchos los factores que pueden conducir a este tipo de inestabilidad. No obstante si se conoce el riesgo, siquiera sea una forma cualitativa, la postura inicial es favorable para que el posible efecto de la fisuración o sifonamiento no ponga en peligro la estabilidad interna del elemento de estanqueidad de la obra.

## 2.4.2. Fisurabilidad de núcleos de presas.

### 2.4.2.1. Tipos de fisuras y sus causas.

Son dos tipos fundamentales de posibles fisuraciones. Las paralelas al eje de la presa, que se llaman longitudinales; las normales al mismo, que denominaremos transversales. Existen otras sin orientación preferencial, de menor importancia a efectos de estabilidad.

#### A) Fisuras longitudinales.

Pueden aparecer en coronación, en el núcleo, en el contacto núcleo filtros o en el interior de la presa.

##### a) En coronación: Las causas pueden ser diversas.

- La deformación instantánea de la presa, que tiene tendencia a descomprimir o traccionar la parte alta del terraplén. Esta es una circunstancia derivada de los movimientos generales de la sección transversal por peso propio o debido al embalse.
- La deformación instantánea o diferida de la cimentación, cuando su compresibilidad no es despreciable por tratarse de acarreo arcillosos o limosos por consistentes.
- Una mayor de la deformabilidad de los espaldones o recubrimientos del núcleo arcillosos en relación con este último.
- El colapso del material de la presa de aguas arriba, como consecuencia de los primeros embalses.
- Un comienzo de corrimiento en el presa de aguas arriba, en especial al comienzo de embalses parciales.

##### b) En el interior del cuerpo de la presa.

- En la parte inferior de núcleos inclinados si la cimentación es compresible.

- En la parte media de núcleos inclinados, si la cimentación rocosa tiene espaldones o salientes acusados sobre los que se apoya el núcleo.
- La fracturación hidráulica que puede presentarse en núcleos verticales o subverticales delgados, cuando por efecto silo del material del núcleo entre los espaldones menos compresibles, la presión total vertical sobre los planos horizontales es inferior a la presión del agua en el embalse (ref. 11).

El efecto arco puede también tener lugar en dirección longitudinal en núcleos delgados o medianos, si las laderas de la cerrada están próximas y tienen una fuerte pendiente.

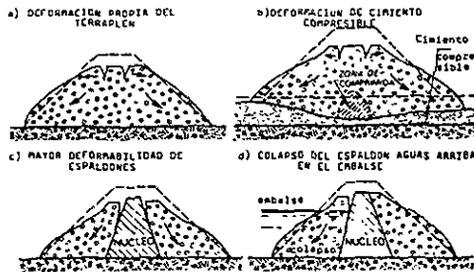


Figura 2.1. Causas de fisuras longitudinales en coronación.

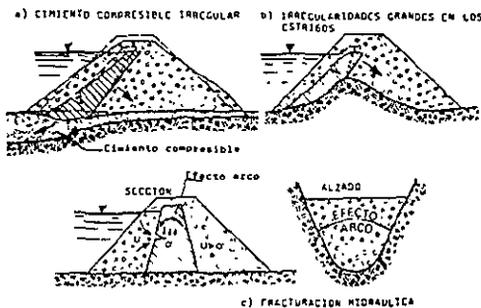


Figura 2.2. Causas de fisuras longitudinales internas en núcleos de presas zonadas.

B) Fisuras transversales y despegues entre presas y cimentación. Son debidos a las deformaciones que experimenta la presa en dirección longitudinal por el peso propio o por la compresibilidad de la cimentación. Casi todos se manifiestan en coronación poco después de concluida la construcción o en las primeras etapas del embalse. Las causas más importantes son las siguientes:

- La deformación instantánea o diferida de la cimentación en el centro del cauce si su espesor es grande o muy compresible. Las fisuras suelen aparecer a medio camino entre el centro de la presa y los estribos.
- El colapso o asiento de la cimentación como consecuencia del embalse.
- La diferencia de asentamientos diferidos entre estribos y centro de la presa, debido al peso propio del terraplén, cuando las laderas son escarpadas. Si existe deslizamiento entre la presa y los estribos en la parte alta, esta queda colgada respecto a la inferior.
- Fuertes cambios de altura o pendiente de las laderas. El agrietamiento se manifiesta en las proximidades del vertical del quiebro.
- Existencia en las cercanías de la coronación de fuertes irregularidades en el perfil del estribo, que pueden provocar despegues entre presa y terreno.

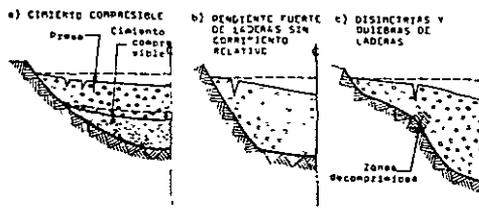


Figura 2.3. Causas de fisuras transversales.

### C) Otros tipos de fisuras.

Fisuras por retracción de núcleos compactados con una humedad muy por encima de la óptima. Una disminución del contenido de humedad de un 10% puede producir unas tracciones máxicas, según el tipo de suelo y su estado inicial, hasta  $10 \text{ kg/cm}^2$ , cifra muy superior a la resistencia a la tracción. Estas grietas se reparten en la masa del suelo, sin una orientación preferencial y pueden profundizar bastantes metros a partir de la superficie.

#### 2 4.2.2. Factores que influyen en la fisuración.

Además de las causas que se han señalado, al describir los tipos de fisuras, como son la geometría de la cerrada, la compresibilidad del terreno de cimentación, la diferencia de compresibilidad entre núcleo y espaldones, etc., son de destacar otros factores que contribuyen a la eventualidad de la fisuración, que están relacionados íntimamente con las deformaciones o tensiones en tracción que pueden producirse en el cuerpo de la obra y que puedan agotar la capacidad del material.

- El tipo de suelo.
- Resistencia y deformabilidad en rotura por tracción del suelo.
- Propiedades reológicas de los materiales.
- Colapsabilidad del terraplén compactado.

- e) Velocidad de construcción de la presa o del embalsado.
- f) Altura de la presa.
- g) Magnitud de los efectos sísmicos.
- h) Lluvias intensas y prolongadas sobre presas zonadas.

#### 2.4.3. Sifonamiento en presas.

La erosión del núcleo o del cuerpo de la presa por arrastre de los materiales que lo componen hacia el exterior de la obra o hacia la zona más permeables de los espaldones o filtros ha sido la causa de un elevado número de accidentes de muy diversa gravedad. En unos casos ha supuesto solamente un aumento de las pérdidas de agua, pero en casos extremos ha producido la ruina total de la obra con importantes daños y pérdidas de vidas humanas. La rapidez con la que se presenta la erosión también es muy diversa. A veces se ha puesto de manifiesto durante el primer embalse. Otras, sin embargo, el proceso ha sido lento y ha tardado más de 10 años en apreciarse la erosión de una forma contundente. Son muchas las causas y grande la variedad de contornos y factores que influyen, pero si el ingeniero conoce los fundamentos de este fenómeno sus motivaciones más importantes, es fácil su prevención, desde la etapa de proyecto y, por supuesto, durante la construcción.

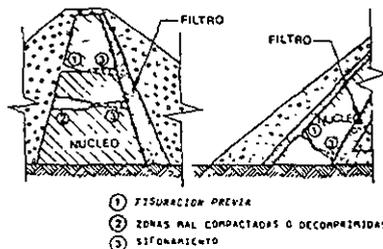


Figura 2 4. Sifonamiento en el interior de la presa

##### 2 4.3.1. Causas y tipos de sifonamiento.

En el interior de la presa:

- a) Existencia de una fisuración que afecte total o parcialmente al núcleo, como es el caso de la fracturación hidráulica. Aunque aquella no afecte al espesor completo del elemento impermeable, el gradiente hidráulico entre el extremo de la grieta y los filtros puede ser muy grande, por lo que la presión de corriente en la zona de contacto llega a forzar la migración de partículas finas.
- b) Presencia de conducciones permanentes o temporales, no adecuadamente impermeabilizadas o selladas.
- c) Defectos de compactación del núcleo o de la naturaleza del material colocado en zonas extensas, abarcando o no a la totalidad del espesor.

- d) Rotura previa de la pantalla de impermeabilización, cuando el material de la presa es erosionable.
- e) Existencia de filtros o drenes inadecuados para evitar el movimiento de las partículas finas del núcleo.
- f) Existencia de fisuraciones del núcleo en el contacto.
- g) Filtración o corrientes de agua en la roca o terreno de apoyo que pueda arrastrar el material del núcleo hacia las zonas permeables del cimientó.
- h) Despegues entre el núcleo y obras de fábrica anexas, bien sean muros de aliviadero sobre los que se apoya la obra de tierra, recintos de obra de toma, etc.
- i) Zanjas o rellenos entre terreno natural y conductos o galerías de hormigón, mal compactados.
- j) Irregularidades en las laderas, por un defecto similar al indicado en i), que dejan zonas de la presa al abrigo de los movimientos generales del terraplén.
- k) Rotura o defectos de pantallas de impermeabilización de las cimentaciones en las cercanías del núcleo.
- l) Si el apoyo de la presa es relativamente permeable, o tiene alguna capa horizontal que lo sea, la salida del agua al pie de aguas abajo puede socavar esta zona y sus contornos. En el paramento aguas abajo.
- m) En presas homogéneas, cuando la filtración de agua emerge fuera de los drenes o filtros previstos.

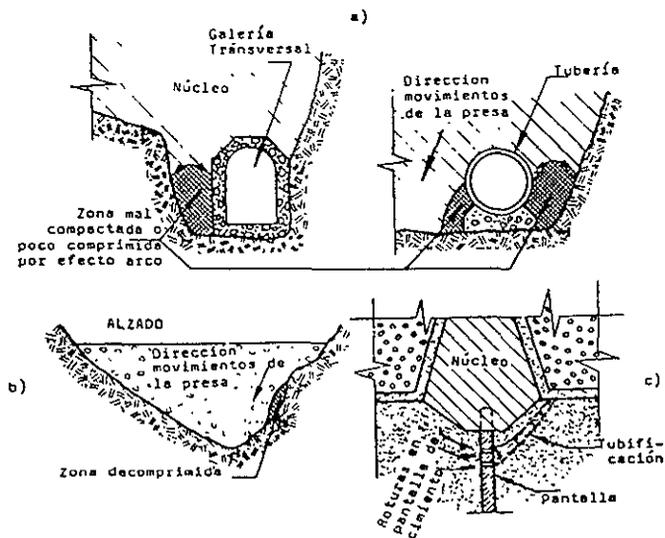


Figura 2.5. Sifonamiento a través de zonas descomprimidas o mal compactadas.

#### 2.4.3.2. Tipos de fisuras y sus causas.

Los dos factores que dominan en este fenómeno son, por una parte la erosionabilidad del material y, por otra, la capacidad de los filtros o de las zonas de salida de la filtración de agua para detener el movimiento de las partículas bajo los gradientes impuestos por las muy diversas causas del sifonamiento que se han enunciado anteriormente (ref. 11).

La erosionabilidad del suelo depende fundamentalmente de su naturaleza y en menor cuantía de su densidad y de la dirección y situación de la eventual corriente de agua. Todos los suelos incoherentes de grano pequeño son sifonables. Limos no cohesivos o arenas son arrastradas cuando el gradiente hidráulico que equivale a una fuerza másica en la dirección de la corriente, es superior a la reacción disponible por el entorno de filtración.

#### 2.4.4. Filtros.

En las presas cuyo elemento de estanqueidad es arcilloso o cuando son de esperar filtraciones a través del cimiento, el filtro es un elemento esencial para la estabilidad de la obra. Varias son las misiones de las capas de transición entre núcleo o cimientos y el cuerpo del terraplén.

- a) Impedir el arrastre de las partículas arcillosas hacia los espaldones más permeables o fuera del cuerpo de la presa en cualquier circunstancia de la obra.
- b) Que la presión del agua sea nula en el conjunto de las capas de transición, para asegurar que aquella tenga unas condiciones de contorno fijas, establecidas en el proyecto.
- c) Evitar una penetración o clavamiento de elementos gruesos en zonas de partículas más finas y menos consistentes.

*Para cubrir estos objetivos es usual proyectar de una a tres capas de filtro entre el núcleo o cimientos y el espaldón, o entre éstos y la zona más permeable del dren.*

La morfología y la situación de las capas que funcionan como drenaje dentro del cuerpo de la presa pueden ser muy variadas, según sea la sección tipo de la presa y las condiciones de cimentación.

## 2.5. ESTABILIDAD DINÁMICA.

### 2.5.1. Comportamiento dinámico de presas de materiales sueltos y efectos sísmicos.

El comportamiento de una presa de materiales sueltos frente a las solicitaciones de tipo dinámico, impuestas por un sismo, ha recibido en los últimos tiempos una considerable atención por parte de los técnicos. Los daños, e incluso roturas, ocurridos en algunas presas como consecuencia de los terremotos, han impulsado numerosos estudios de tipo teórico y experimental, así como un notable incremento en la observación de la respuesta real de obras construidas, mediante la instalación de sismógrafos y acelerógrafos (ref. 11).

Un suelo bajo una sollicitación dinámica pulsatoria reacciona en sus líneas generales como un sólido elasto-visco-plástico, dominando uno u otro campo tenso-deformacional según el tipo de suelo y el nivel de los esfuerzos. Los modelos que han sido utilizados dependiendo el grado de aproximación deseado y el caso particular estudiado.

Una masa de suelo, como es una presa de materiales sueltos, de sección esencialmente triangular o trapezoidal, constituye una estructura que al recibir en su contorno un impulso dinámico de tipo sísmico, presenta un comportamiento, cuyos aspectos más destacables, bajo el punto de vista de estabilidad general de la obra son los siguientes:

- a) La presa vibra. Su periodo natural de vibración depende de la altura, taludes, materiales, zonificación de la sección transversal, magnitud del impulso dinámico recibido, etc.
- b) La aceleración y la amplitud de las oscilaciones sísmicas que recibe la base de la presa aumenta hacia la coronación. La energía total recibida en la amplia base se transmite hacia zonas cada vez más estrechas, y aunque en el camino la amortiguación interna absorbe parte de la misma, la remanente es suficiente para mover más enérgicamente la zona alta de la presa.
- a) La reflexión de las ondas sísmicas en los parámetros de la presa y en su coronación, origina tracciones en las proximidades de los taludes.
- b) La absorción de energía en el suelo debida a los incrementos tensionales cíclicos, se traduce en deformaciones, parte de las cuales quedan como remanentes después de terminada la sollicitación.
- c) Las deformaciones pulsatorias indicadas en d) modifican la presión del agua intersticial. Si se trata de suelos arenosos saturados no bien compactados, el nivel creciente de aquellas puede llegar a incrementar de tal manera la presión del agua que sea superior a la presión total y se produzca el fenómeno de licuefacción, que puede originar, y así ha sucedido la rotura completa de la presa.
- d) Si el terreno de cimentación entre el estrato rocoso y la base de la presa tienen una deformabilidad igual o menor que los materiales de ésta, las oscilaciones

sísmicas que llegan a la base rocosa se amplifican y en el contacto presa-cimiento su amplitud y período dominante son mayores.

- e) Otros efectos desestabilizadores pueden ser debidos a los corrimientos de fallas activas que crucen la cimentación de la presa; los deslizamientos de las laderas en las proximidades de la obra, el oleaje sísmico inducido en el embalse, etc.

La enumeración anterior hace referencia de los principales efectos que un terremoto puede ocasionar a una presa de materiales sueltos, lleva implícita las diferentes formas en que pueda afectar ésta:.

1. Fallas en los taludes de la presa, en especial en su parte más elevada, en donde la aceleración sísmica es mayor
2. Colapso por licuefacción en el caso de materiales propicios a éste efecto por naturaleza y compactación.
3. Deslizamientos debidos a un material débil en la cimentación.
4. Rotura por erosión interna a través de zonas descomprimidas o fisuraciones, consecuentes a los asentos y movimientos inducidos por la deformación permanente después del sismo.
5. Pérdida del resguardo debido a deslizamientos o deformación permanente del material.
6. Desbordamiento de la presa por:
  - a) Oleaje excesivo en el embalse.
  - b) Ondas producidas por deslizamiento en el embalse.
7. Rotura de la presa por movimientos tectónicos en el terreno de cimentación.
8. Rotura de aliviadero, obra de toma, etc.

### 3.1. Introducción.

La avenida que se utilice se le llamará avenida de proyecto. En mayor parte de los casos, especialmente para las estructuras que tienen un gran volumen de almacenamiento, la avenida de proyecto es la máxima avenida probable que se define como la mayor avenida que puede esperarse razonablemente en una corriente determinada en un punto que se elija. La adopción de una avenida de proyecto menor que la avenida máxima probable es una decisión administrativa, que debe hacer el propietario, la dependencia oficial o la organización responsable del proyecto.

La determinación de la avenida máxima probable se basa en la consideración racional de las probabilidades de la ocurrencia simultánea de los diferentes elementos o condiciones que contribuyen a la formación de la avenida. Uno de los factores más importantes es la determinación del escurrimiento que puede resultar de la ocurrencia de una tormenta máxima probable basada en factores meteorológicos.

### 3.2. Datos sobre los gastos de la corriente.

Los datos hidrológicos más directamente utilizables para determinar los gastos en las avenidas son los registros directos de los aforos durante un largo tiempo en el lugar donde se va a construir la presa. Rara vez se pueden disponer de estos registros. El ingeniero debe obtener registros de aforos que puedan conseguir para la región en general donde se vaya a construir la presa.

Con respecto al carácter de los datos disponibles sobre los gastos de la corriente, los gastos de las avenidas en el lugar en que se propone construir la presa, pueden determinarse bajo una de las siguientes condiciones:

Registros de aforos en o cerca del emplazamiento de la presa. Si se dispone de este registro y cubre un periodo de 20 años o más, se pueden analizar las avenidas que tenga el registro para determinar los valores de las frecuencias de las avenidas. Los hidrógrafos de las avenidas más notables se pueden analizar para determinar factores de escurrimiento que se emplean en el cálculo de la avenida máxima probable.

Si se dispone del registro, pero solamente cubre unos cuantos años, puede suceder que no cubra ninguna avenida de mayor magnitud dentro de sus límites y, si se usa una sola, dará una falsa indicación de la potencia de las avenidas. Su análisis puede, sin embargo, dar alguno o todos los factores del escurrimiento necesarios para calcular la avenida máxima probable. Los valores de la frecuencia obtenidos de un registro de corta duración no se deben usar sin analizar los datos de las cuencas vecinas, de características de escurrimiento comparables.

### 3.3. Avenida de diseño.

Para diseñar una obra de excedencias se necesita determinar las avenidas con las que supuestamente va a trabajar, ya sea las que se presentan únicamente en condiciones extraordinarias, o las que frecuentemente se tendrán que manejar.

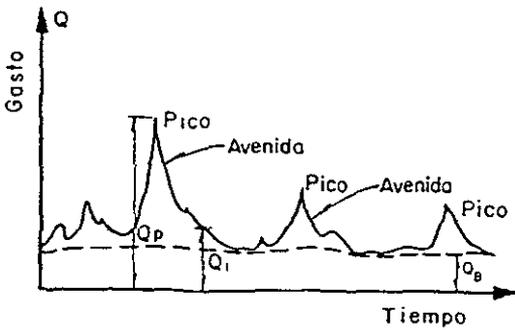
Para determinar tales avenidas se requiere, en primer término definir las avenidas que pueden ocurrir en el río, independientemente de la posible presa que regule su comportamiento.

Una vez determinadas las avenidas en el río, en particular la de diseño, se procede a calcular el efecto regulador que la presa ejerce sobre ellas, para obtener el gasto máximo que descargará la obra de excedencias, esta última operación implica un proceso de aproximaciones sucesivas, puesto que para estudiar la regulación en el vaso se requiere suponer conocidas las dimensiones del vertedor.

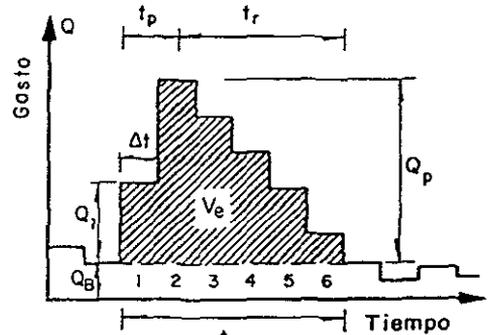
La determinación de la avenida de diseño requiere de información hidrológica. Brevemente, puede decirse que esta información consiste en registros de la variación en el tiempo de la altura de lluvia en la cuenca que drena hacia ese sitio, esto es, de hidrogramas e hietogramas, de preferencia obtenidos simultáneamente (ref. 12).

En la figura 3.1. se muestran esquemáticamente gráfica de los registros descritos anteriormente y se indica la nomenclatura que se emplea para designar a los elementos que los constituyen.

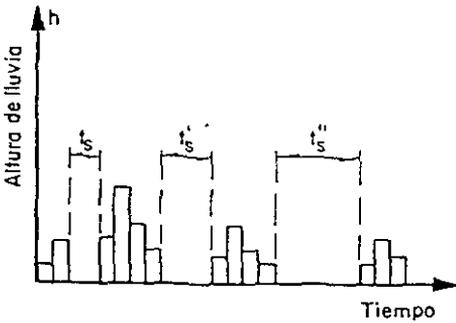
Existen dos métodos fundamentales para la determinación de la avenida de diseño, uno es el estadístico y proporciona información solamente sobre el pico de la avenida, de manera que el volumen se tiene que estimar multiplicando cada una de las ordenadas de la mayor de las avenidas registradas en el pasado, por una constante igual a la relación entre el valor del pico obtenido estadísticamente y el de dicha avenida; el otro es el de relación lluvia-escorrimento, según el cual fija el hidrograma modelo que puede modificarse según las lluvias que puedan llegar a ocurrir. Una variante de este segundo tipo está constituida por los métodos llamados empíricos, los cuales constituyen el último recurso en que se acude en ausencia total de información hidrológica.



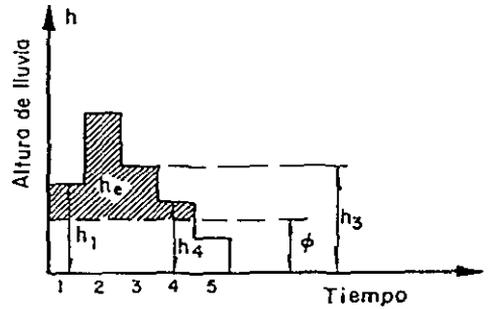
Registro de avenidas o hidrogramas



Características de un hidrograma



Hietogramas registrados

Representación del índice  $\phi$ 

- $Q_P$  gasto pico
- $t_p$  tiempo de pico
- $t_r$  tiempo de receso
- $t_b$  tiempo base
- $V_e$  Volumen escurrido
- $Q_B$  gasto base, independiente de la lluvia
- $h_T$  altura de lluvia total
- $h_e$  altura de lluvia en exceso
- $\phi$  coeficiente de infiltración
- $A$  área de la cuenca
- $t_s$  intervalos en los que no ocurrió lluvia
- $t_s'$  intervalos en los que no ocurrió lluvia
- $t_s''$  intervalos en los que no ocurrió lluvia

Figura 3.1. Registros utilizados.

### 3.3.1. Método estadístico de Gumbel.

Los métodos estadísticos permiten ajustar una función de distribución de probabilidades a los gastos máximos registrados en el pasado, para determinar (extrapolando dicha función) el gasto que corresponde a una probabilidad deseada (ref. 12).

Dentro de estos métodos el de Gumbel es el de uso más frecuente en México; en el cual se parte de la hipótesis de que los valores de los gastos máximos anuales pueden representarse estadísticamente con una función de distribución de probabilidad de la forma:

$$F_Q(q) = e^{-e^{\left(\frac{q-a}{c}\right)}} \dots\dots\dots(3.1.)$$

$q$  variable que representa a los gastos máximos anuales.

$F_Q(q)$  función de distribución de probabilidades de los gastos máximos anuales.

$a, c$  parámetros de la función. Se estima a partir de los gastos máximos anuales registrados.

$e$  base de los logaritmos naturales.

Al tomar dos veces logaritmos naturales en la ecuación (3.1.) se tendrá que:

$$\text{Ln Ln} \left( \frac{1}{F_Q(q)} \right) = \frac{q-a}{c}$$

donde :

$\text{Ln}$ : Logaritmo natural

o bien (ref. 12)

$$\text{Ln Ln} \left( \frac{T_m}{T_m - 1} \right) = \frac{q-a}{c} \dots\dots\dots(3.2.)$$

$T_m$  : periodo de retorno en años, asociado al gasto  $q$ , cuyo recíproco es la probabilidad de en un año cualquiera ocurra ese gasto o uno mayor.

La ecuación (3.2.) se puede escribir de la siguiente manera:

$$q = a + c \text{Ln Ln} \frac{T_m}{T_m - 1} \dots\dots\dots(3.3.)$$

La solución de la ecuación (3.3.) se resuelve por mínimos cuadrados conocido como método de Nash (ref. 12).

### **3.3.2. Método de relación lluvia-escorrimento utilizando el hidrograma unitario.**

Los diferentes modelos de lluvia-escorrimento, y en particular el del hidrograma unitario para la obtención de la avenida de diseño, para obras pequeñas se describe a continuación:

Una vez determinadas las curvas intensidad-duración-periodo de retorno y los hidrogramas unitarios correspondientes, se determina la frecuencia deseada para la avenida de diseño, utilizando los lineamientos que se exponen en el subcapítulo 3.4.

Fijada la frecuencia, se determinan las intensidades correspondientes a varias duraciones comprendidas entre la mitad del periodo concentración y el doble del mismo. A la intensidad se le resta la infiltración y al resultado se le multiplica por la duración para obtener la altura de lluvia efectiva.

La multiplicación de las ordenadas del hidrograma unitario de la duración correspondiente por la altura de lluvia efectiva obtenida en el paso anterior, da como resultado la avenida de diseño. A esta avenida se le agrega el escorrimento base. Al repetir el procedimiento para otras duraciones se obtienen en realidad varias avenidas para una misma frecuencia, de manera que se puede estudiar toda una gama de condiciones de funcionamiento del vertedor, y considerar la más desfavorable.

Si se diseña una obra mediana o grande el procedimiento es semejante, solo que en lugar de considerar una sola intensidad para cada duración, se tiene que calcular una tormenta de diseño definida por su hietograma.

### **3.3.3. Método de envolventes de creager.**

Este método es un caso particular de los llamados métodos empíricos. Para determinar el pico de la avenida de diseño con este método, se procede a seleccionar de acuerdo con los lineamientos descritos en el subcapítulo 3.4., la envolvente regional o mundial para hacer el diseño. La curva envolvente proporciona coeficientes unitarios para cada valor del área. El producto de ese coeficiente por el área de la cuenca dará como resultado el gasto de pico buscado.

## **3.4. Selección del método.**

Los principales factores que influyen en la selección del método o los métodos más apropiados para calcular la avenida de diseño son la información disponible, las características de la obra y la magnitud de los daños que podrían

causarse en caso de que se presentara una avenida mayor a la de diseño (ref. 12).

Si la obra se diseña con una avenida con gasto máximo de periodo de retorno igual a  $T_m$  años, la probabilidad de falla o de ser sobrepasado durante la vida útil de la estructura sería:

$$P = 1 - \left( 1 - \frac{1}{T_m} \right)^L$$

Donde:

- P probabilidad de tener al menos una fallas durante la vida útil de la estructura.  
 $T_m$  periodo de retorno del gasto de diseño, en años.  
 L vida útil de la obra, en años.

El costo esperado por falla sería aproximadamente:

$$C = P D$$

- C costo esperado debido a una posible falla.  
 D costo del daño en caso de falla, incluyendo el costo de la presa.

En presas medianas o pequeñas en las que el daño causado por una falla de la presa no sea catastrófico y el costo D pueda ser cuantificado, aunque sea aproximadamente, el periodo de retorno para el diseño se selecciona de manera de minimizar la función:

$$CT_{(T_m)} = C + CC$$

Donde:

- $CT_{(T_m)}$ : costo esperado total.  
 C: costo esperado del año por la falla de la estructura.  
 CC: costo de construcción de la obra de excedencias.

En caso de que el daño no sea catastrófico pero no pueda valuarse, pueden utilizarse las recomendaciones de la tabla siguiente (ref. 12):

Categoría	Almacenamiento 1E6 m <sup>3</sup>	Altura (m)	Pérdidas de vidas	Daños	Avenida de diseño
Grande	> 60	> 18	Considerables	Catastróficos	Relación lluvia escurrimiento usando la precipitación máxima probable
Intermedia	1.2 a 60	12-30	Pequeña	5 a 10 veces el costo de la presa	Relación lluvia escurrimiento basada en la tormenta más severa registrada en el pasado maximizada por punto de rocío o periodo de retorno de 1000 años.
Pequeña	< 1.2	< 15	Ninguna	Mismo orden de magnitud que el costo de la presa	Período de retorno de 50 a 100 años.

En presas grandes cuya falla por rebasamiento resultaría catastrófica, se recomienda calcular dos avenidas de diseño: la primera, con un periodo de retorno finito, para la que el funcionamiento hidráulico del vertedor debe ser normal, y la segunda, calculada a partir de la tormenta máxima probable y un modelo lluvia-escurrimiento, para el cual se admite un funcionamiento anormal de la obra de excedencias, siempre que la presa no falle en su conjunto.

Una vez definido el periodo de retorno conviene saber si además del valor del pico de la avenida, son de importancia su volumen y su forma. Par ello se transita por el vertedor la avenida máxima registrada, suponiendo descarga libre, y se obtiene el valor de la relación:

$$K = \frac{Q_E}{Q_S}$$

Donde:

$Q_E$ : gasto máximo de la avenida de entrada al vaso.

$Q_S$ : gasto máximo de la avenida transitada.

Si la regulación es importante, es necesario estimar la forma y el volumen de la avenida de diseño y, por lo tanto, es preferible utilizar un método de relación lluvia-escurrimiento.

Otra forma de estimar el pico y la forma del hidrograma de diseño consiste en definir el valor del pico mediante un método estadístico suponer que la forma es semejante a la de la avenida máxima registrada en el pasado; para ello se

multiplica cada una de las ordenadas de la avenida máxima registrada por la relación entre el gasto pico de diseño y el de dicha avenida.

Además cuando la avenida de diseño tiene poca probabilidad de presentarse, es necesario revisar el funcionamiento hidráulico del vertedor con avenidas que, de acuerdo con el registro histórico, representan condiciones usuales de trabajo del vertedor.

La avenida de diseño se controla destinando una parte del volumen de almacenamiento de la presa (superalmacenamiento) para regularla (esto es, para disminuir el valor pico) y dando a la obra de excedencias capacidad para conducir el gasto regulado. Entre mayor sea el volumen destinado a regular avenidas, menor será la capacidad de la obra de excedencias y viceversa (ref. 12).

## 4.1. MÉTODO PROPUESTO POR LA SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS (S.A.R.H.).

### 4.1.1. Introducción.

Debido a que no existía ninguna teoría para el cálculo del flujo en este tipo de estructuras, con las ideas anteriores comenzaron a realizarse estudios, en modelos hidráulicos, del comportamiento del mismo. Dichos estudios consistieron en observar el funcionamiento de los modelos para, posteriormente, realizar modificaciones en su geometría, con el fin de lograr una formación mínima de vértices y ondas estacionarias, además de verificar el funcionamiento del modelo para diferentes gastos.

El cálculo del canal de descarga será dado por la determinación de los tirantes en el mismo, de acuerdo a los métodos usuales para el cálculo de perfiles de flujo gradualmente variado, a partir de la sección de control.

De acuerdo con el Ing. Hiriart (ref. 7), el problema principal del vertedor de cresta libre consiste en diseñar una transición, lo más brusca posible, desde la cresta del vertedor hasta el canal de descarga. Desde el punto de vista económico, conviene que la cresta tenga una longitud lo más grande posible para reducir la altura de la cortina y que el canal de descarga sea angosto, con el objeto de ahorrar excavaciones y revestimientos. La práctica usual en el diseño de transiciones en canales indica que el ángulo de convergencia no debe ser mayor de  $22^\circ$  (ref. 7).

La red de flujo de un orificio en un vaso semi-infinito (bidimensional) sugirió la posibilidad de lograr transiciones que convergieran rápidamente si a la cresta del vertedor se le daba la forma de una de las equipotenciales de la red (fig. 4.1.), y el canal de descarga se limitaba en planta por dos líneas de corriente simétricas. Con esta idea, el Ing. Hiriart, se decidió a estudiar en modelos hidráulicos el comportamiento de este tipo de estructuras, además de que no se disponía de ninguna teoría para calcular el escurrimiento, en un vertedor el flujo es rotacional e irrotacional considerado en la red.

El vertedor de abanico también sustituye ventajosamente, en muchas ocasiones al vertedor del canal lateral.

A continuación se presenta un breve resumen de los experimentos con modelos hidráulicos, ejecutados para diseñar ocho vertedores importantes y se proponen métodos para el diseño teórico de este tipo de vertedores.

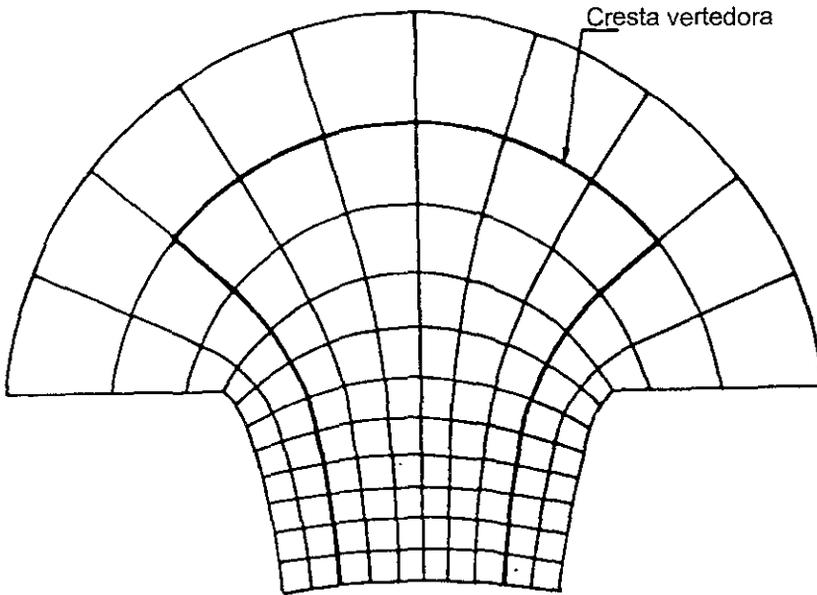


Figura 4.1. Líneas equipotenciales de la red de flujo del vertedor en abanico.

#### 4.1.2. Experimento con modelos hidráulicos.

En la tabla 4.1. se dan las características principales de los vertedores de abanico ensayados con modelos. Los tres primeros vertedores requirieron para su diseño final un gran número de experimentos, ya que por falta de antecedentes en el diseño preliminar se hizo en forma tentativa, modificando los modelos hidráulicos casi sin ninguna guía hasta llegar a una solución aceptable. Para el diseño en los últimos cinco se hicieron cálculos hidráulicos basados en la experiencia adquirida y no fue necesario hacer modificaciones de importancia en los modelos hidráulicos.

Los *modelos hidráulicos* se construyeron con una línea de escalas  $L_e = 50-75$ , geoméricamente semejantes a los prototipos; la escala de gastos se fijó de tal modo que los números de Froude fueron iguales en el modelo y en el prototipo, siendo en todos los casos el número de Reynolds mayor que 8 000.

En la construcción de estos modelos se empleó mampostería de tabique y revestimiento de mortero de cemento pulido, y en algunos casos yeso. Las superficies se acabaron con una rugosidad de  $\pm 0.5$  mm.

Para la medición de tirantes se usaron limnímetros de punta y para la de velocidades tubos de Pitot y micromolinetes. Todos los experimentos se registraron fotográficamente.

La experimentación consistió en observar el funcionamiento de los modelos y modificar su geometría hasta lograr un mínimo de vórtices y de ondas estacionarias. En todos los casos se verificó el funcionamiento del modelo para diferentes gastos.

Durante los ensayos con el modelo del vertedor de la presa Lázaro Cárdenas, se notó que no era conveniente proyectar una transición brusca si todo el escurrimiento era en régimen rápido o supercrítico. En este caso, el flujo en la parte alta del escurrimiento era correcta, pero al final de la transición y en la zona del canal se formaban ondas estacionarias de gran altura. En vista de lo anterior se decidió formar un salto hidráulico al pie de la cresta vertedora con objeto de que en la zona de transición se tuvieran velocidades bajas. La formación del salto hidráulico se consiguió colocando un plano a nivel al pie de la cresta, terminando en una sección de control (cambio de pendiente) con longitud adecuada. Simultáneamente se vio la conveniencia de cambiar la planta de la cresta, trazada según una equipotencial, o un arco parabólico, con el objeto de *reducir el ancho del corte de acceso y del revestimiento en el abanico*. Por sencillez, posteriormente se sustituyó el arco parabólico por uno circular de tres centros.

Vertedor de la presa	Estado	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Longitud de cresta (m)	Carga (m)	Ancho del canal de descarga (m)	Notas
Lázaro Cárdenas	Durango	60000	230.91	5.85	29	Terminado: no ha funcionado
El Azúcar	Tamaulipas	12000	300.00	6.70	50	Terminado: ha funcionado
Valle de Bravo	Toluca	1000	96.88	2.95	8	Terminado: ha funcionado
Sanalona	Sinaloa	6200	219.03	5.8	40	Terminado: ha funcionado
Endó	Hidalgo	1100	193.00	2.00	20	Terminado: ha funcionado
El Cuarenta	Jalisco	2000	182.40	3.20	8	No se construyó
Alvaro Obregón	Sonora	11100	315.5	6.70	70	Se construyó
El Bosque	Durango	750	140.00	2.00	50	Se construyó

Tabla 4.1. Datos de los vertedores en abanico estudiados por la S.A.R.H.

Después de infinidad de pruebas y modificaciones, se llegó al diseño mostrado en la fig. 4.2. y de acuerdo con el se construyó el vertedor de la presa Lázaro Cárdenas. Este proyecto ha servido de base para los diseños de los demás vertedores en abanico, en lo que se refiere en la forma de la cresta y de la transición.

#### 4.1.3. Métodos de cálculo.

Antes de proponer los métodos de cálculo hidráulico de vertedores en abanico, conviene describir brevemente el método que se siguió para diseñar el vertedor de la Presa Endó, ya que puede ser útil en muchos casos particulares.

El método consiste en aplicar las leyes de semejanza dinámica para modelos distorsionados. Se toma como modelo distorsionado del vertedor en proyecto otro vertedor cuyo funcionamiento sea satisfactorio y se determinan las escalas a partir de las relaciones siguientes:

$$\text{escala horizontal} = \frac{\text{longitud de cresta del vertedor}}{\text{longitud de cresta del modelo}}$$

$$\text{escala vertical} = \frac{\text{carga sobre el vertedor}}{\text{carga sobre el vertedor del modelo}}$$

En estas relaciones se considera como prototipo al vertedor en proyecto cuya longitud de cresta y carga son datos del problema.

Una vez determinadas las escalas, se conocen todos los datos geométricos e hidráulicos del vertedor en proyecto. Si la forma que resulte para el prototipo se adapta a las condiciones topográficas del sitio, se puede dar por terminado el diseño del vertedor.

En el caso de la Presa Endó, resultó una relación de escala horizontal a vertical del orden de 5; además, para adaptarse a las condiciones topográficas del sitio resultaba conveniente utilizar solo medio abanico. A pesar de que la relación de escalas es grande, el modelo hidráulico del vertedor Endó funcionó perfectamente y no fue necesario hacer ninguna modificación. Se hace notar que algunos elementos del vertedor, tales como el perfil de la cresta vertedora, se diseñaron independientemente, sin tomar en cuenta las relaciones de escalas.

Los vertedores de las presas de Sanalona, El cuarenta, El bosque y Alvaro Obregón se diseñaron con el método que se expone a continuación.

##### 4.1.3.1. Diseño en planta.

Se supone que el gasto máximo del vertedor y la carga son datos del proyecto; la longitud de cresta se calculó considerando un coeficiente de gasto  $C = 2$  ( $\text{m}^{1/2} / \text{s}$ ) (promedio de muchas observaciones en modelos) con la fórmula siguiente:

$$L = \frac{Q}{CH^1}$$

En planta la cresta debe estar formada por tres arcos de círculo, cuyos radios y ángulos centrales cumplan con las relaciones indicadas en la fig. 4.2. (condiciones de Hiriart, ref. 7). El vertedor se limita lateralmente por curvas compuestas, cuyos ángulos y radios centrales llenen las especificaciones de la fig. 2.2. En lugar de curvas compuestas pueden trazarse arcos de elipse para limitar el vertedor lateralmente, en este caso la relación de los ejes de las elipses estará comprendida entre 1.25 y 1.75.

#### 4.1.3.2. Perfil del vertedor.

##### 4.1.3.2.1. Cálculo de la elevación del plano a nivel al pie de la cresta.

La elevación de la cresta del vertedor es dato del proyecto. A la cresta puede dársele cualquier perfil que garantice que la lámina de agua no despegue del paramento; la práctica usual es proyectar un perfil tipo Creager. La altura del cimacio depende de las condiciones topográficas del sitio; si toda la estructura esta en excavación conviene hacer un corte de acceso, cuya plantilla quede 2 m. abajo de la cresta del cimacio, y el plano a nivel, localizado cuando menos 2 a 3 metros más abajo que la cresta. Si la cota del terreno es inferior a la cota de cresta, no se requiere corte de acceso y conviene fijar el plano a nivel de modo que los muros que limitan al abanico no sobresalgan mucho del terreno natural.

##### 4.1.3.2.2. Determinación de la sección de control.

Se determina el ancho de la sección de control considerando que en esta se presenta el tirante crítico y que la energía específica más las pérdidas por fricción en el abanico deben ser igual a la energía específica correspondiente al tirante conjugado en régimen subcrítico al pie del cimacio. Las pérdidas de carga en el abanico pueden estimarse en 0.2 de la carga de velocidad en la sección de control (dato experimental).

Para la altura de los revestimientos en la zona del abanico conviene considerar un tirante uniforme igual al conjugado en régimen subcrítico al pie del cimacio más un bordo libre de 1.5 m. La traza de la sección de control es conveniente que sea un arco de círculo de ángulo central comprendido entre los valores indicados en la fig. 4.2.

##### 4.1.3.2.3 Cálculo del canal de descarga.

La determinación de los tirantes en el canal de descarga, se hace por los métodos usuales de cálculo de curvas de remanso a partir de la sección de control.

Los vertedores diseñados con el método descrito han funcionado bien; al verificar su comportamiento hidráulico por medio de modelos no ha sido necesario hacer ninguna modificación importante. Puede considerarse que el método de cálculo propuesto da resultados tan aproximados, cuando menos, como los

obtenidos al calcular un vertedor de canal lateral por el método propuesto por Hinds.

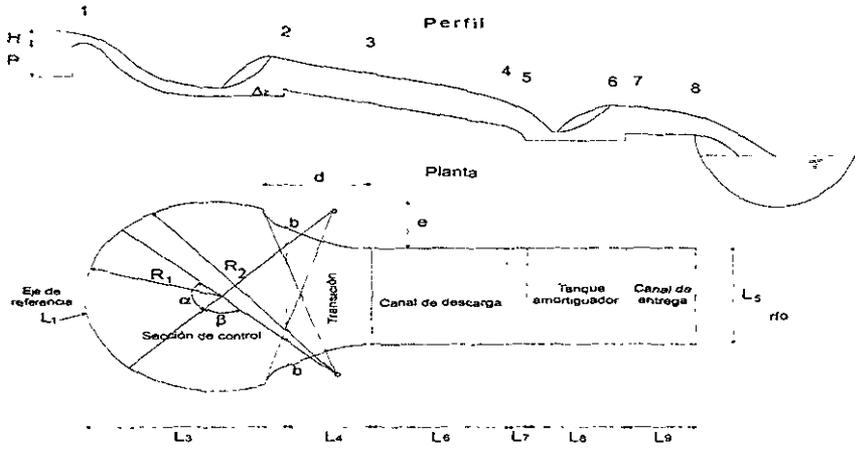


Figura 4.2. Croquis en planta y perfil del vertedor en abanico.

## 4.2. MÉTODO PROPUESTO POR LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.).

### 4.2.1. Aspectos generales.

La recomendación más importante en este tipo de vertedores, es el realizar los cálculos suponiendo que el escurrimiento que se presenta es bidimensional, aunque el escurrimiento sea tridimensional (ref. 4).

Mediante el método de cálculo descrito a continuación, se llegan a obtener buenos resultados en el diseño hidráulico de vertedores de abanico, sin embargo, es recomendable construir un modelo hidráulico en el que se podrá apreciar más eficazmente el comportamiento del prototipo y, de esa manera hacer las correcciones pertinentes para optimizar su funcionamiento.

### 4.2.2. Longitud de cresta, $L_1$ .

Como se conocen el gasto de diseño,  $Q_d$ , la carga real sobre la estructura,  $H_o$  y, por lo tanto también el coeficiente de descarga  $C$  ( que es función de la relación  $P/H_o$  ), se calcula la longitud de cresta  $L_1$  (figura. 4.5) utilizando la formula general para vertedores (ref. 4):

$$Q_d = CL_1 H_e^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots 2.1.$$

por lo tanto:

$$L_1 = \frac{Q_d}{CH_e^{\frac{3}{2}}}$$

donde:

$C$ : coeficiente de descarga, en  $m^{3/2}/s$ ;

$H_e$ : carga real sobre la cresta, en m;

$L_1$ : longitud de cresta, en m;

$Q_d$ : gasto de diseño, en  $m^3/s$ ;

$P$ : profundidad del canal de acceso, en m.

### 4.2.3. Altura del cimacio.

Proponiendo una altura del cimacio  $h$ , se verifica lo siguiente (ref. 4):

- Aplicar la ecuación de energía entre el vaso y una sección al pie del cimacio para un gasto unitario  $q=Q/L_1$  para obtener el conjugado menor  $Y_1$  (figura 4.3.)
- Utilizando la ecuación 4.2. del salto hidráulico para canales rectangulares, se obtiene el conjugado mayor  $Y_2$ .

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8F_1^2} - 1) \dots\dots\dots 4.2.$$

- c) Se obtiene la elevación del agua correspondiente a  $Y_2$ .
- d) Calcular la diferencia de elevación del agua en el vaso y la que corresponde a  $Y_2$ .
- e) Comprobar que el nivel del agua después del salto no sobrepase el nivel de la cresta más del 20% de la carga, es decir:
- a)  $Y_2 - h \leq 0.2H$
- b) Donde 20 es el porcentaje de ahogamiento.
- f) En caso de que no se cumpla con el paso (e) se debe modificar la altura  $h$ , siendo el procedimiento siguiente:
- I. Suponer una altura  $h$  y un valor  $d_1$ .
  - II. Se calcula el valor  $Z=H+h-d_1$  y con el, la velocidad  $V_1 = \sqrt{2gZ}$ .
  - III. Con calcular  $d_1' = \frac{q}{V_1}$ .
  - IV. Si  $d_1'$  es diferente del  $d_1$  supuesto inicialmente, proponer otro valor de  $d_1$  y volver al paso Y.
  - V. Si  $d_1'$  es igual  $d_1$  supuesto se calcula el conjugado mayor  $d_2$ .
  - VI. Si  $d_2$  difiere de la  $h$  supuesta, se aumenta o disminuye la altura  $h$  hasta que se cumpla que  $d_2 = h$ .
  - VII.  $d_2 = h$ , la altura  $h$  se reduce en un 20% y con ello queda definida la altura del cimacio definitiva.

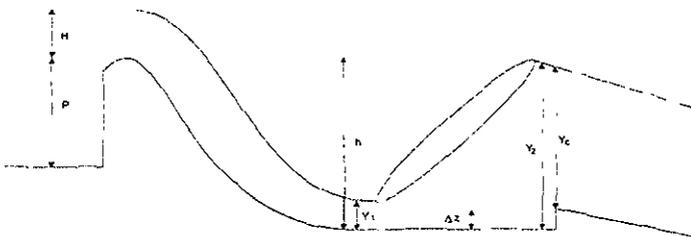


Figura 4.3. Perfil del cimacio y sección de control del vertedor en abanico.

#### 4.2.4. Recomendaciones.

- a) Pendientes de las plantillas de la transición y del canal de descarga.

Transición: 0.05 - 0.06  
Canal de descarga: 0.03 - 0.04

- b) Longitud del canal de descarga.

Depende de las características topográficas y geológicas del lugar.

- c) Talud en la transición y en el canal de descarga.

Varían entre 0.5:1 y 1:1 (depende de la geología). Se recomienda que se tenga el mismo talud en las secciones transversales del canal de descarga y de la transición.

- d) Altura de revestimiento.

Se calculan los tirantes con el valor de estos para el gasto de diseño  $Q_d$ , se agrega un bordo libre entre 1.0 y 1.5 m.

- e) Canal de acceso.

Si existe  $P$  debe variar entre 2.0 y 2.5 m., ya que profundidades mayores provocan excavaciones más costosas.

#### 4.2.5. Sección de control.

Lo más importante es el de definir la longitud  $L_3$  a la que debe ubicarse la sección de control.

- a) Esta longitud  $L_3$ , se calcula de una manera preliminar con la figura 4.5. en la cual se entra con la relación  $L_1/H$  y se obtiene el valor de  $L_3/L_1$  con el cual queda determinada la dimensión  $L_3$ .

Para la determinación del ancho de la sección de control,  $L_2$ , deben satisfacerse simultáneamente la condición de régimen crítico en la sección de control y la ecuación de la energía, establecida entre una sección después del salto y la sección de control, es decir (figura 4.3.):

$$E_1 = E_c$$

donde:

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_c + \frac{V_c^2}{2g} + \Delta z \dots\dots\dots 4.3.$$

Un procedimiento recomendable es el que se menciona a continuacin.

- I. Se conoce  $E_2$ , que es la energa correspondiente al conjugado mayor,  $Y_2$ , donde:

$$E_2 = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

- II. Se calcula el tirante crtico de la ecuacin de condicin crtica.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B} \dots\dots\dots 4.4.$$

- III. Se calcula la energa crtica, considerando las prdidas despreciables.

$$E_c = Y_c + \frac{V_c^2}{2g}$$

- IV. Se compara  $E_2$  con  $E_c$ , si son iguales, la  $L_2$  encontrada es la correcta, si no hay que modificar la  $L_2$ .

- b) Para un diseo preliminar, como  $L_3$  inicio, se le da un valor entre 3 y 5 metros aguas abajo del punto extremo del arco del cimacio (figura 4.4.), y cumpliendo con las siguientes condiciones:

$$\frac{L_1}{L_3} = 1.32 a 1.83 \dots\dots\dots 4.5.$$

$L_3$  se mide en el dibujo.

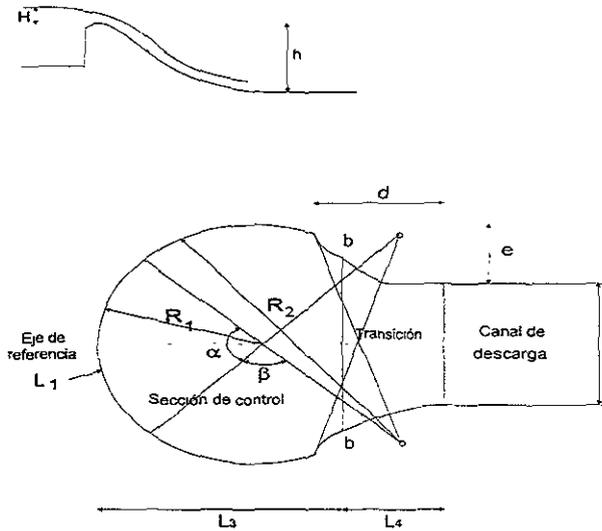
$$\frac{L'_1}{L_3} = 0.53 \dots\dots\dots 4.6.$$

$$L'_1 = L_2 - L_3 \dots\dots\dots 4.7.$$

$$\frac{L_3}{L_1} = 2.40 \text{ (no debe ser igual a 1, la seccin de control no debe ubicarse al principio del canal de descarga, ya que el cimacio es costoso).}$$

$L_2$ , que es el ancho de la seccin de control se calcula al resolver simultneamente la ecuacin (4.3.).

$$L_2 = \left( \frac{Q^2}{(2g)(Y_2^2) \left( Y_c + \frac{V_c^2}{2g} + \Delta z - Y_2 \right)} \right)^{1/2}$$



- $L_1$ : Longitud de cresta, en m.
- $R_1$ : Radio del arco central de la cresta, en m.
- $\alpha$ : Ángulo total del arco central, en grados.
- $R_2$ : Radio de los arcos laterales, en m.
- $\beta$ : Ángulo de los arcos laterales, en grados.
- $L_2$ : Ancho de la sección de control b-b, en m.
- $L_3$ : Distancia de la cresta a la sección de control a lo largo del eje longitudinal, en m.
- $L_4$ : Distancia de la sección de control al final de la transición, en m.
- $L_5$ : Ancho del canal de descarga, en m.
- $S$ : Pendiente inicial de la rápida en la zona de transición.
- $H$ : Carga máxima sobre la cresta vertedora, en m.
- $d$ : Longitud de la transición medida sobre el eje del vertedor, en m.
- $e$ : Ancho de la transición, en m.

Presa	$L_1$	$R_1/L_1$	$\alpha$	$R_2/L_1$	$\beta$	$L_2/L_1$	$L_3/L_1$	$L_4/L_1$	$L_5/L_1$	$S$	$h/H$
A.L.M.	23.7	0.273	76°	0.76	24° 00'	0.487	0.342	0.46	0.219	0.10	1.11
Macuzari	53.8	0.197	80°	0.95	20° 30'	0.467	0.385	0.33	0.273	0.06	1.22
Miguel Hgo.	65.8	0.218	80°	0.57	32° 30'	0.544	0.348	0.33	0.223	0.06	1.32

Figura 4.4. Geometría de un vertedor de abanico

c) Comprobaciones adicionales.

- I. Se aplica la ecuación de la energía en diferentes secciones de la zona de transición, para comprobar que en el canal de descarga no se tenga otro control a la entrada ya que cambian de ancho (ref. 4).
- II. La pendiente de la plantilla en la zona de transición debe ser mayor de 0.05. Esto se hace con el objeto de garantizar que no se forme una sección de control que ahogue el vertedor.

Además el escurrimiento debe ser supercrítico e ir aumentando el número de Froude. En el caso en que el teorema de la ecuación de la energía no tenga solución al aplicarlo en alguna sección se deberá a la aparición de una sección de control, por lo que la pendiente que se supuso en un principio, deberá incrementarse.

- III. La pendiente del canal de descarga, puede hacerse menos fuerte que la de transición, si las condiciones topográficas lo permiten.

d) Formación del Salto hidráulico.

Como no siempre se tiene el gasto de diseño y, como consecuencia de esto, el salto no se presenta al pie del cimacio, presentándose por el contrario, aguas abajo de el (se barre el salto), se debe colocar en la sección de control un bordo entre 40 y 60 cm. de altura para ayudar a la formación del salto hidráulico. Sin embargo, debe revisarse que para el gasto de diseño  $Q_d$ , no se vaya a ahogar el salto para la altura del escalón elegida (ref. 4).

**4.2.6. Geometría en planta de la cresta vertedora y de la transición.**

Para poder determinar las dimensiones preliminares puede usarse la figura 4.5. Entrando con la relación  $L_1/H$  y se obtienen las dimensiones siguientes:

$$R_1, L_2, L_3, L_4, L_5, h, \alpha, \beta$$

Acerca de algunas de ellas ya se mencionaron algunas características que deben cumplir, quedando por definir algunos detalles de otras, como:

$$R_2 = \frac{28.648L_1 - 0.5\alpha R_1}{\beta} \dots\dots\dots 4.8.$$

donde:  
 $\alpha$  y  $\beta$  en grados.

**4.2.7. Condiciones de Hiriart.**

En cualquiera de los casos se tiene que cumplir que:

a) Comprobación de las condiciones de Hiriart (ref. 7).

$$1.0 < \frac{\alpha}{2\beta} < 2.5$$

$$2.5 < \frac{R_2}{R_1} < 5.0$$

$$1.25 < \frac{d}{e} < 1.7$$

La primera condición obtenida con los valores  $\alpha$  y  $\beta$  calculados mediante la figura 4.5, siempre se cumple.

La segunda condición  $\frac{R_2}{R_1}$ , presenta lo siguiente:

Si no se cumple, se supone una relación  $\frac{R_2}{L_1}$ , se calcula  $R_1$  a partir de ella y con este valor se vuelve a calcular  $R_1$  a partir  $R_2$ , teniéndose que verificar que se cumpla la condición  $\frac{R_2}{R_1}$  en el rango antes señalado. Si no es así, se vuelve a repetir hasta lograr lo indicado.

Se calcula  $d$  y  $e$  con las ecuaciones (4.9 y 4.10):

$$d = L_1 + L_4 - R_2 \left( \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) - \cos\left(\frac{\alpha}{2} + \beta\right) \right) - R_1 \left( 1 - \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right) \dots 4.9.$$

$$e = \frac{1}{2} \left( \left( R_2 \operatorname{sen}\left(\frac{\alpha}{2} + \beta\right) - (R_2 - R_1) \operatorname{sen}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right) 2 - L_5 \right) \dots\dots\dots 4.10.$$

Si no se cumple que  $d$  y  $e$  estén dentro del rango establecido, se modifican  $L_4$  y  $L_5$  hasta que se cumpla con ello.

b) Planta de la transición.

Se utiliza la ecuación de la elipse con centro en el origen:

$$\frac{x^2}{d^2} + \frac{y^2}{e^2} = 1 \dots\dots\dots 4.11.$$

$$x = \frac{d}{e} \sqrt{e^2 - y^2} \dots\dots\dots 4.12$$

## c) Localización de la sección de control.

Se ubica en planta  $L_3$  sobre el eje del vertedor y se observa lo siguiente:

- La  $L_2$  medida se ajusta a la  $L_2$  calculada y por lo tanto el diseño es correcto.
- La longitud  $L_2$  medida no se ajusta con la  $L_2$  calculada, respetando la relación  $\frac{d}{e}$  calculada, se ubica el valor de  $L_2$  calculado y a partir de el se miden  $L_3$  y  $L_4$ .

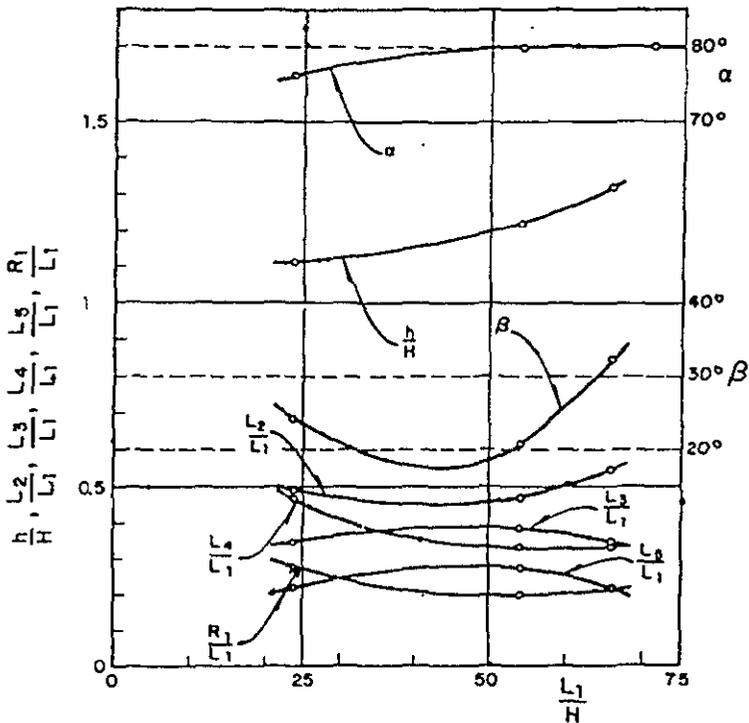


Figura 4.5. Relaciones entre elementos geométricos de un vertedor de abanico.

### 4.3. MÉTODO PROPUESTO POR EL GRUPO HIDRÁULICO NACIONAL DE CUBA (D.A.P.).

#### 4.3.1. Introducción.

Se analizan investigaciones realizadas para establecer cuestiones fundamentales respecto a las practicadas sobre vertedores mexicanos (de abanico). Se busco precisar en el diseño de ellos una forma práctica y sencilla para calcular los tirantes y la manera expedita para el trazado geométrico. Con ese objeto se construyo un vertedor a escala, en el cual se observo el funcionamiento hidráulico, llegándose a conclusiones que los autores señalan explícitamente con las ecuaciones y tablas correspondientes (ref. 8).

En el laboratorio de modelos hidráulicos, del Grupo Hidráulico Nacional de Cuba (D.A.P.), los ingenieros Evio Alegret y Alberto Porto, realizaron investigaciones sobre vertedores conocidos como del tipo "mexicano", para precisar dos cuestiones fundamentales en el diseño de estos:

1. Determinación de los tirantes normales; y
2. Si se pueden interpolar los valores en las tablas propuestas por los investigadores mexicanos.

Respecto a lo primero, si se supone el tirante crítico en la sección de control, se observa que para tener un buen resultado con los métodos numéricos es necesaria la pendiente de la transición de alrededor del 10% o mayor.

Al construir el modelo y ponerle distintas pendientes, se vio que las que tenían entre 5 y 10%, el tirante de circulación, en la sección de control, era siempre mayor que el tirante crítico de cálculo. Este fenómeno aclara la razón por lo cual los métodos de cálculo de curvas superficiales no daban resultados.

Visto en el sentido hidráulico, el funcionamiento de estos vertedores es inmejorable cuando la pendiente es menor de dicho mínimo por ciento, el vertedor no es capaz de evacuar el gasto de cálculo producto del ahogo. Por esto, no resulta recomendable que la transición tenga una pendiente inferior al 5%. Cuando las condiciones topográficas exijan una pendiente de la transición mayor al 6%, hay que ponerle rugosidades aconsejables para estos casos. Así podrán evitarse las olas cruzadas estacionarias que, inexorablemente, se forman cuando la transición sobrepasa el 6% de la pendiente (ref. 8).

#### 4.3.2. Investigaciones.

El propósito de resolver dos incógnitas fundamentales en el diseño de estos vertedores, plantea lo siguiente:

1. Dar una forma y sencilla a él cálculo de los tirantes;
2. Buscar una manera adecuada para el diseño geométrico.

Se construyó un vertedor de  $223 \text{ m}^3/\text{s}$ , a una escala 1:30, a fin de observar el funcionamiento hidráulico, los tirantes y la curva de capacidad de servicio.

Posteriormente se procedió a realizar el cálculo con los datos obtenidos en este modelo, variándose la escala. Como este representaba un prototipo a escala 1:35, 1:40,.....,1:100, etc., se obtuvo un grupo de vertedores, con sus correspondientes tirantes y sus dimensiones geométricas.

#### 4.3.3. Carga de diseño.

El prototipo construido era capaz de desalojar  $223 \text{ m}^3/\text{s}$  con una escala de líneas ( $L_e$ ) igual a 30, al suponerse que la escala de líneas cambia a  $L_e=50$ , representando un modelo para  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  pudo observarse que todas las dimensiones transformadas al prototipo que se multiplicaban por la escala lineal, eran proporcionales. Esto indico que todas las dimensiones geométricas de un vertedor para un gasto estimado  $Q_x$ , tienen que ser *proporcionales a la de otro de* gasto  $Q_y$ . Al surgir esta conclusión, se generalizaron todas las investigaciones.

Las dimensiones geométricas del vertedor y los tirantes obtenidos se dividieron por la carga de agua sobre el cimacio ( $H_0$ ) de un vertedor diseñado para un gasto dado, obteniéndose tablas universales, que al aplicarse a otro vertedor darían los mismos resultados, como consecuencia de la proporcionalidad antes mencionada.

De esta forma, solo es necesaria una ecuación que relacione el gasto de cálculo con la carga sobre el cimacio. Esta ecuación fue determinada con los datos del laboratorio (ref. 8) y se realizó el trabajo por medio de mínimos cuadrados, obteniéndose las siguientes ecuaciones:

Ecuación para muros verticales:

$$H_0 = 0.1414Q^{2/5} \dots\dots\dots 4.13.$$

Ecuación para muros inclinados ( $k=1.5$ ).

$$H_0 = 0.1384Q^{2/5} \dots\dots\dots 4.14.$$

#### 4.3.4. Limitaciones.

Como las investigaciones fueron realizadas en un solo modelo, construido con material de rugosidad dada, y la escala de rugosidades no es lineal, a medida que el gasto va aumentando, esta rugosidad comienza a jugar su papel, o sea a medida que el gasto aumenta comienza a acentuarse el porcentaje de error en los tirantes, aunque es bueno destacar que de este modo se esta del lado de la seguridad; no obstante no se cree conveniente usar esta formula de cálculo para valores de  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ .

En las tablas se ponen pendientes únicas de la transición y la rápida. En caso que la rápida tenga pendiente distinta, los tirantes deben ser calculados por los métodos conocidos. Debido a la experiencia sobre el diseño de vertedores de abanico, tanto por las tablas como adaptados, es factible señalar que un alto porcentaje de estos últimos trabajan en inferiores condiciones a los delineados por tablas. Además por lo general, están en desventaja económica respecto a los otros, pues al adaptarlos a un gasto mayor o menor dejan de cumplir con su postulado fundamental, en el sentido de que el cimacio ya no puede ser de altura mínima.

4.3.4.1. Para el estudio de los vertedores mexicanos, estos se dividieron, en cuatro grupos según la inclinación de los muros y las pendientes de plantilla.

1. Muros verticales y pendientes menores del 6%.
2. Muros verticales y pendientes mayores del 6%.
3. Muros con talud  $k=1.5$  y pendientes menores del 6%.
4. Muros con talud  $k=1.5$  y pendientes mayores del 6%.

4.3.4.2. Determinación de las dimensiones y tirantes.

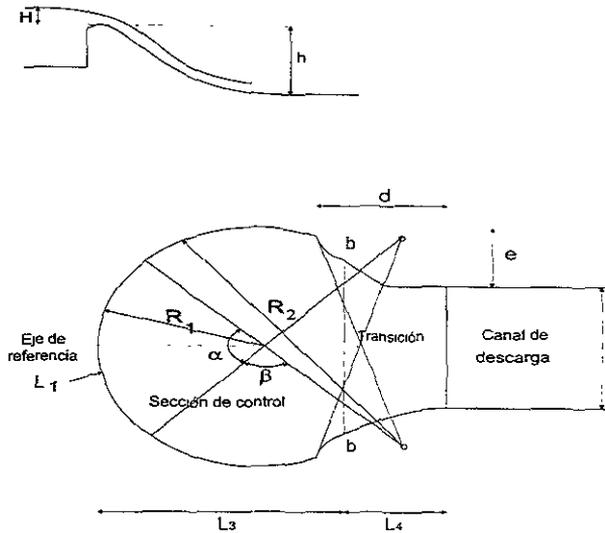
- 1) Conociendo el gasto de diseño y con la ecuación 4.13. se calcula  $H_0$ .
- 2) Todos los valores de la tabla 4.2 se multiplican por  $H_0$  (con excepción de  $\alpha$ ) y se obtendrán las dimensiones del vertedor.
- 3) Todos los valores de la tabla 4.3. se multiplican por  $H_0$  y se obtendrán los tirantes.

Las ecuaciones 4.13 y 4.14 solo son válidas para gastos menores de 1500  $m^3/s$  en prototipo.

En la figura 4.6 se muestra la nomenclatura utilizada para diseñar el vertedor de abanico.

$L_1$	$b$	$P$	$R_1$	$R_2$	$L_3$	$L_2$	$L_4$	
68 69841	73.80952	1.20634	14.07698	37.54523	23.18968	35.68015	22 28015	
$R_I$	$R_{II}$	$L_5$	$L_6$	$\Delta_z$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha_1$	$\beta_1$
13 30634	29.69444	14.84126	10.71	0 119	80° 00'	37° 13' 42"	30° 00'	42° 30'

Tabla 4.2. Obtención de las dimensiones del Vertedor en abanico.



- $L_1$ : Longitud de cresta, en m.  
 $R_1$ : Radio del arco central de la cresta, en m.  
 $\alpha$ : Ángulo total del arco central, en grados.  
 $R_2$ : Radio de los arcos laterales, en m.  
 $\beta$ : Ángulo de los arcos laterales, en grados.  
 $L_2$ : Ancho de la sección de control b-b, en m.  
 $L_3$ : Distancia de la cresta a la sección de control a lo largo del eje longitudinal, en m.  
 $L_4$ : Distancia de la sección de control al final de la transición, en m.  
 $L_5$ : Ancho del canal de descarga, en m.  
 $S$ : Pendiente inicial de la rápida en la zona de transición.  
 $H$ : Carga máxima sobre la cresta vertedora, en m.  
 $d$ : Longitud de la transición medida sobre el eje del vertedor, en m.  
 $e$ : Ancho de la transición, en m.

Figura 4.6. Geometría de un Vertedor de abanico (Nomenclatura utilizada).

Distancia tomada desde la cresta del cimacio	Tirantes por el eje	Tirantes por la mitad entre el eje y la margen derecha	Tirantes por la margen derecha
0.00	-	-	-
4.76	1.76	-	-
9.52	1.90	-	-
11.23	1.83	-	-
19.04	1.78	-	-
23.19	1.30	1.47	1.04
25.57	1.49	1.45	1.47
27.95	1.59	1.54	1.54
30.33	1.57	1.54	1.61
32.71	1.66	1.66	1.66
35.09	1.66	1.64	1.64
37.47	1.66	1.59	1.59
39.85	1.66	1.66	1.54
42.23	1.54	1.64	1.42
44.61	1.52	1.47	1.28
49.38	1.82	1.23	1.23
54.14	1.35	1.26	1.49
58.90	1.14	1.11	1.16
63.66	1.11	1.09	1.16
68.42	1.14	0.97	1.04
73.19	1.09	0.95	1.09
77.95	1.16	0.95	1.11
82.71	0.99	0.95	0.95
87.41	0.95	0.91	1.07
92.23	0.95	0.95	1.03

Tabla 4.3. Obtención de los tirantes en la sección de control y una pendiente del 6%.

## 5.1. DISEÑO DEL MODELO.

El diseño del modelo se efectuará mediante la utilización de dos métodos los cuales fueron descritos en el capítulo IV. El método del Grupo Hidráulico Nacional de Cuba y el propuesto por la Comisión Federal de Electricidad. Con el primero se calcularon las dimensiones las dimensiones del vertedor en abanico, transición y canal de descarga. Con el segundo se calculó el perfil del cimacio, tanque amortiguador y la comprobación del perfil del agua como las comprobaciones de Hiriart.

La razón por la cual se utilizó el método del Grupo Hidráulico Nacional de Cuba es el de comprobar si los resultados obtenidos se ajusten a valores reales obtenidos con las mediciones ya que con este método se puede hacer bastante rápido de las características del abanico y canal de descarga, así como los tirantes en los mismos únicamente teniendo como datos la carga del vertedor y a partir de esta, entrar a las tablas propuestas de acuerdo a las características que tiene el modelo.

La construcción del modelo se hará de acuerdo a las necesidades de espacio, eligiendo una escala de líneas de 70 ( $L_e=70$ ) que es recomendada para este tipo de estructuras. El gasto máximo para el modelo será de 30 l/s, el cual esta dentro de la capacidad del laboratorio.

El método utilizado por el Grupo Hidráulico Nacional de Cuba tiene como limitante para sus fórmulas el usar gastos de prototipo de 1500 m<sup>3</sup>/s o menores, habiéndose comprobado esto con el gasto en el modelo, y utilizando la escala de gastos se pudo comprobar que se encontraba dentro del rango establecido anteriormente.

La pendiente en la zona de transición como en el canal de descarga es del 6%, siendo las condiciones adecuadas para obtener un mejor funcionamiento hidráulico.

## 5.2. CÁLCULO DE LA CARGA DE DISEÑO.

La carga de diseño sobre el cimacio para un vertedor en abanico se obtuvo de acuerdo con varios experimentos realizados por el Grupo Hidráulico Nacional de Cuba tomando en cuenta paramento vertical, para lo cual se realizo un ajuste por mínimos cuadrados dando como resultado la siguiente ecuación.

$$H_0 = 0.1414Q^{0.5}$$

### 5.2.1. Cálculo del gasto en el prototipo.

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m}$$

Donde:

$$Q_e = L_e^{\frac{5}{2}}$$

Sustituyendo valores:

$$L_e = 70$$

$$Q_m = 0.030 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p = 70^{\frac{5}{2}} (0.030) = 1229.89 \text{ m}^3/\text{s} < 1500 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$H_0 = 0.1414 Q^{\frac{2}{5}}$$

$$H_0 = 0.1414 (0.030)^{\frac{2}{5}} = 0.0347 \text{ m}$$

El vertedor, según la clasificación hecha por el Grupo Hidráulico Nacional de Cuba, pertenece al primer grupo (ref. 8) mencionado en el inciso del capítulo 4.3.4.2, debido a que el talud aguas arriba del cimacio es vertical y se tienen pendientes menores e iguales al 6%.

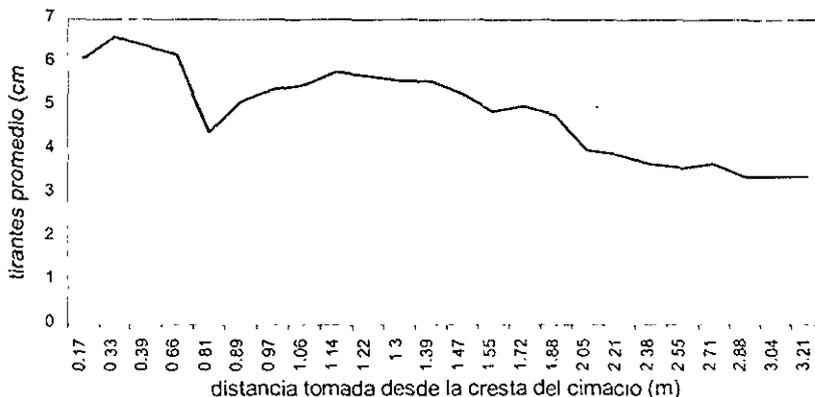
### 5.3. DIMENSIONAMIENTO DEL VERTEDOR DE ABANICO.

Para un gasto  $Q_0 = 0.030 \text{ m}^3/\text{s}$  y una carga de agua sobre el vertedor de  $H_0 = 0.0347 \text{ m}$ ; hay las siguientes dimensiones:

$P = 0.042 \text{ m}$	$b = 0.567 \text{ m}$
$\Delta z = 0.004 \text{ m}$	$L_1 = 2.263 \text{ m}$
$L_2 = 1.241 \text{ m}$	$L_3 = 0.806 \text{ m}$
$L_4 = 0.775 \text{ m}$	$L_5 = 0.516 \text{ m}$
$R_1 = 0.490 \text{ m}$	$R_2 = 1.306 \text{ m}$
$R_3 = 0.362 \text{ m}$	$R_{II} = 1.033 \text{ m}$
$\alpha = 80^\circ 00'$	$\beta = 34^\circ 45'$
$\beta_1 = 42^\circ 30'$	

Cálculo de tirantes para una pendiente del 6% utilizando la tabla 4.3.

Distancia tomada desde la cresta del cimacio (m)	Tirantes por el eje (m)	Tirantes por la mitad entre el eje y la margen derecha (m)	Tirantes por la margen derecha (m)	Tirantes promedio (m)
0.000	-	-	-	-
0.166	0.061	-	-	0.061
0.331	0.066	-	-	0.066
0.391	0.064	-	-	0.064
0.662	0.062	-	-	0.062
0.806	0.045	0.051	0.051	0.044
0.889	0.052	0.050	0.054	0.051
0.972	0.055	0.054	0.056	0.054
1.055	0.055	0.054	0.058	0.055
1.138	0.058	0.058	0.057	0.058
1.220	0.058	0.057	0.055	0.057
1.303	0.058	0.055	0.054	0.056
1.386	0.058	0.058	0.049	0.056
1.469	0.054	0.057	0.045	0.053
1.551	0.053	0.051	0.043	0.049
1.717	0.063	0.043	0.052	0.050
1.883	0.047	0.044	0.040	0.048
2.048	0.040	0.039	0.040	0.040
2.214	0.039	0.038	0.040	0.039
2.379	0.040	0.034	0.036	0.037
2.545	0.038	0.033	0.038	0.036
2.711	0.040	0.033	0.039	0.037
2.876	0.034	0.033	0.033	0.034
3.042	0.033	0.032	0.037	0.034
3.208	0.033	0.033	0.036	0.034



### 5.3.1. Condiciones de Hiriart.

Para el cálculo de las dimensiones del abanico se deben cumplir las condiciones propuestas por el Ing. Hiriart (ref. 7).

$$1.0 < \frac{\alpha}{2\beta} < 2.5$$

$$\frac{\alpha}{2\beta} = \frac{80}{2(34^\circ 45')} = 1.1511 \text{ cumple}$$

$$2.5 < \frac{R_2}{R_1} < 5.0$$

$$\frac{R_2}{R_1} = \frac{1.306}{0.490} = 2.6671 \text{ cumple}$$

$$1.25 < \frac{d}{e} < 1.75$$

Se calcula d y e con las ecuaciones (4.9 y 4.10):

$$d = 0.806 + 0.775 - 1.306 \left( \cos\left(\frac{80^\circ}{2}\right) - \cos\left(\frac{80^\circ}{2} + 34^\circ 45'\right) \right) - 0.362 \left( 1 - \cos\left(\frac{80^\circ}{2}\right) \right) = 0.8099$$

$$e = \frac{1}{2} \left( \left( 1.306 \operatorname{sen}\left(\frac{80^\circ}{2} + 34^\circ 45'\right) - (1.306 - 0.49) \operatorname{sen}\left(\frac{80^\circ}{2}\right) \right)^2 - 0.516 \right) = 0.4771$$

$$1.25 < \frac{d}{e} < 1.75$$

$$\frac{d}{e} = 1.6979 \text{ cumple}$$

De acuerdo a los parámetros calculados se observó que los valores obtenidos están dentro de los límites establecidos.

∴ cumple con las condiciones de Hiriart.

### 5.4. GEOMETRÍA DEL CIMACIO.

Velocidad de llegada considerable, cualquier talud y  $\frac{P}{H_d} \leq 1$

En este caso se recomienda usar el perfil propuesto por el U.S.B.R. (ref. 9) mostrado en la figura 5.1.

Para el perfil del cuadrante aguas abajo del origen se recomienda la expresión:

$$\frac{y}{H_d} = k \left( \frac{x}{H_d} \right)^n$$

o bien:

$$y = k \left[ \left( \frac{x}{H_d} \right)^n \right] H_d \dots\dots\dots 5.4.1$$

donde  $x$  y  $y$  son coordenadas de un sistema cartesiano, como se muestra en la figura 5.1.

El U.S.B.R. recomienda los valores de  $n$  y  $k$  obtenidos de la figura 5.2 b y c (ref. 9), en función de la relación carga de velocidad de llegada entre carga de operación  $\frac{h_a}{H_d}$  y talud del paramento aguas arriba del cimacio.

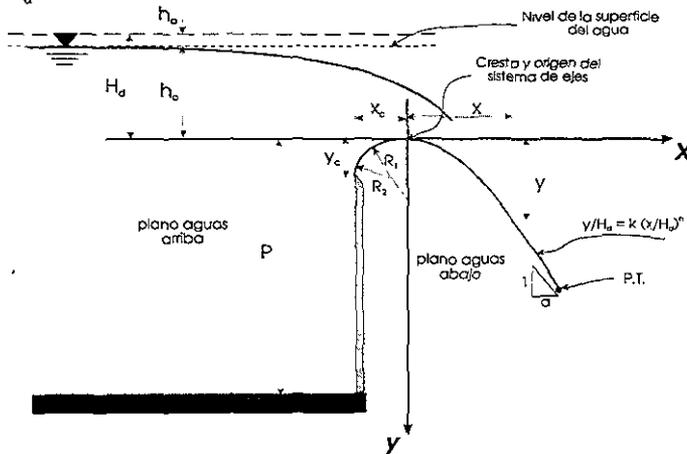


Figura 5.1. Elementos de los perfiles Creager tipo U.S.B.R. para velocidad de llegada considerable y paramento vertical.

El U.S.B.R. considera que el perfil en la zona del cuadrante aguas arriba se puede asimilar a dos arcos de círculo tangentes, cuyos radios y restante geometría se pueden obtener de la figura 5.3 (referencia 9).

donde :

$x_c, y_c$  representan las coordenadas del punto donde inicia el perfil del cimacio.  
 $R_1$  y  $R_2$  son dos radios con los que se traza el perfil aguas arriba del origen (ver figura 5.4).

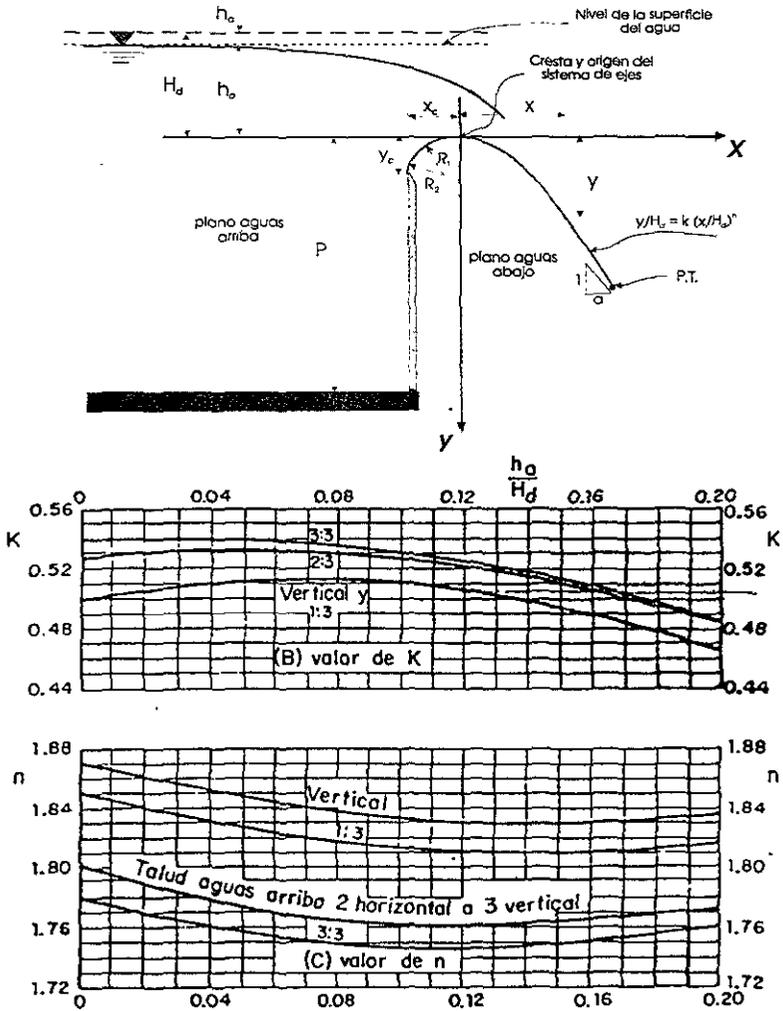


Figura 5.2. Factores  $k$  y  $n$  para el diseño del perfil de un cimacio con el paramento aguas arriba de cualquier inclinación, U.S.B R.

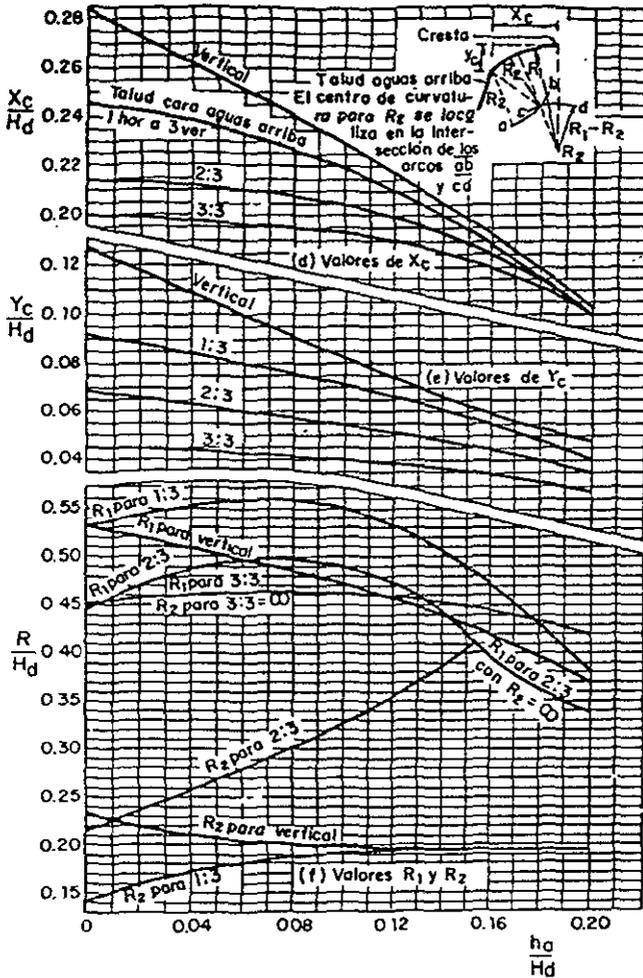


Figura 5.3. Valores  $\frac{x_c}{H_d}$ ,  $\frac{y_c}{H_d}$ ,  $\frac{R}{H_d}$  para el diseño del perfil tipo U.S.B.R., con paramento aguas arriba de cualquier inclinación

Procedimiento propuesto por el U.S.B.R. (ref. 9) para diseñar el perfil aguas arriba del origen (ver figura 5.4).

1. Haciendo origen en el sistema de coordenadas (cresta del perfil), trazar un arco de circunferencia de magnitud  $R_1$ , que cruce al eje y, formando el punto A.
2. Haciendo origen en el punto  $(x_c, y_c)$ , trazar un arco de circunferencia de magnitud  $R_2$ .
3. Trazar un arco de circunferencia de radio  $R_1 - R_2$  haciendo centro en el punto A, interceptando al arco del punto 2 y formando el punto B.
4. Trazar una recta a partir del punto A que pase por el punto B.
5. Haciendo origen en el punto B, trazar un arco de circunferencia de magnitud  $R_2$  del punto  $(x_c, y_c)$  hasta que corte la recta del punto 4.
6. Haciendo centro en el punto A, trazar un arco de circunferencia de magnitud  $R_1$ , del origen hasta que corte la recta del punto 4.

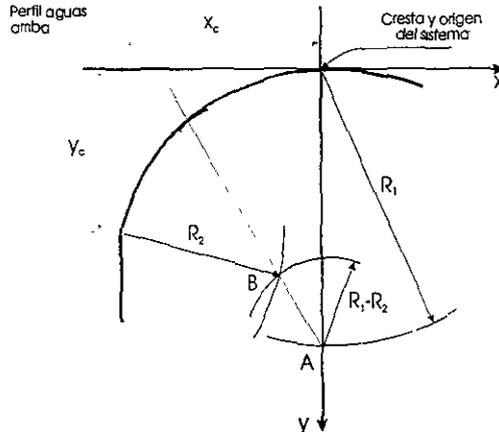


Figura 5.4. Método gráfico para dibujar el perfil aguas arriba del origen.

$$H_d = 0.0348 \text{ m}$$

$$\frac{P}{H_d} = \frac{0.0420}{0.0348} = 1.2063 > 1$$

$\frac{P}{H_d} > 1$  La carga de velocidad no se considera por lo que  $h_a = 0$

De la figura 5.2., entrando con una relación  $\frac{h_a}{H_d} = 0$ , considerando paramento vertical aguas arriba y talud aguas abajo 1:1 se tiene:

$$n = 1.872 ; K = 0.500$$

Substituyendo valores en la ecuación 5.4.1.

$$y = 0.03048(0.50) \left[ \left( \frac{x}{0.03048} \right)^{1.872} \right]$$

$$y = 9.3532 x^{1.872}$$

5.4.1. Cálculo del punto de tangencia.

De la ecuación 5.4.1.

$$\frac{dy}{dx} = 1$$

$$x^{n-1} k n H_d^{1-n} = 1$$

$$x = \left( \frac{1}{k n H_d^{1-n}} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

$$x = \left( \frac{1}{(1.872)(0.50)(0.0348)^{1-1.872}} \right)^{\frac{1}{1.872}} = 0.0375 m$$

De la ecuación 5.4.1. se despeja x:

$$x = H_d \left( \frac{y}{H_d} \right)^{\frac{1}{n}}$$

$$\frac{dx}{dy} = 1$$

$$y^{n-1} k^{-n} H_d^{1-n} = 1$$

$$y = \left( \frac{n}{k^{-n} H_d^{1-n}} \right)^{\frac{n}{1-n}}$$

$$y = \left( \frac{1.872}{(0.50)^{-1.872} (0.0348)^{1-1.872}} \right)^{\frac{1.872}{1-1.872}} = -0.020 m$$

$$P_T = (0.0375, 0.020)$$

## 5.4.2. Diseño del cuadrante aguas abajo.

El diseño del cuadrante aguas abajo se realizara con la ecuación,  $y = 9.3532 x^{1.872}$  para lo cual se proponen los valores de  $x$  y se obtienen los valores correspondientes a  $y$ .

Y (m)	X (m)
0.000	0.0000
0.010	-0.0017
0.012	-0.0024
0.014	-0.0032
0.016	-0.0041
0.018	-0.0051
0.020	-0.0062
0.022	-0.0074
0.024	-0.0087
0.026	-0.0101
0.028	-0.0116
0.030	-0.0132
0.032	-0.0149
0.034	-0.0167
0.036	-0.0185
0.038	-0.0200
0.038	-0.0205
0.040	-0.0226
0.042	-0.0247

## 5.4.3. Diseño del cuadrante aguas arriba

El diseño del cuadrante aguas arriba se realizara de acuerdo a la figura 5.3 y tomando en consideración la relación  $\frac{h_a}{H_d} = 0$ , se obtiene lo siguiente:

$$\frac{R_1}{H_d} = 0.53 \quad R_1 = 0.0184 \text{ m}$$

$$\frac{R_2}{H_d} = 0.235 \quad R_2 = 0.0082 \text{ m}$$

$$\frac{x_c}{H_d} = 0.283 \quad x_c = 0.0098 \text{ m}$$

$$\frac{y_c}{H_d} = 0.127 \quad y_c = 0.0044 \text{ m}$$

5.4.4. En esta parte se pretende comprobar las dimensiones obtenidas mediante las tablas del Grupo Hidráulico Nacional de Cuba, cumplen con la teoría del Manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (ref. 4).

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre el vaso y una sección al pie del cimacio, para un gasto unitario

$$q = \frac{Q}{L_f} = \frac{0.03}{2.2633} = 0.0133 \frac{m^3}{s \cdot m}$$

$$0.042 + 0.0348 = Y_1 + \frac{(0.0133)^2}{Y_1^2 \cdot 2g}$$

$$Y_1 = 0.0752 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0.0118 \text{ m}$$

Considerando una sección rectangular.

$$Q = AV = bYV \Rightarrow q = \frac{Q}{b} \Rightarrow V = \frac{q}{Y}$$

$$V_1 = \frac{0.0133}{0.0752} = 0.1762 \frac{m}{s}$$

$$V_2 = \frac{0.0133}{0.0118} = 1.1257 \frac{m}{s}$$

$$F_r = \frac{0.1752}{\sqrt{9.81(0.0752)}} = 0.2052 \Rightarrow F_r < 1 \quad \therefore \text{El régimen es subcrítico}$$

$$F_r = \frac{1.1257}{\sqrt{9.81(0.0118)}} = 3.3121 \Rightarrow F_r > 1 \quad \therefore \text{El régimen es supercrítico}$$

.. Se elige el tirante para régimen supercrítico y se calcula el conjugado mayor  $Y_2$ .

$$Y_2 = \frac{0.0118}{2} \left( \sqrt{1 + 8(3.3121)^2} - 1 \right) = 0.0496 \text{ m}$$

Se debe comprobar que en la sección 2 exista régimen subcrítico, ya que el salto solo ocurre para estas condiciones.

$$V_2 = \frac{0.0133}{0.0496} = 0.2673 \frac{m}{s}$$

$$F_{r2} = \frac{0.2673}{\sqrt{9.81(0.0496)}} = 0.03833 \Rightarrow F_r < 1 \quad \therefore \text{El régimen es subcrítico}$$

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

El nivel del agua después del salto no debe sobrepasar del nivel de la cresta más del 20% de la carga, esto es:

$$Y_2 - p \leq 0.20 H_0$$

Esto implica aceptar un 20% de ahogamiento en el vertedor.

Substituyendo tenemos:

$$0.049 - 0.042 \leq 0.20(0.0348)$$

$$0.007 \leq 0.007 \quad \therefore \text{cumple con esta condición.}$$

## 5.5. ESTRUCTURA DE CONTROL.

La descarga puede efectuarse mediante una sección de control constituida por un simple umbral, un cimacio vertedor, un orificio o una tubería, que puedan descargar libremente o sumergidos y estar controlados o no por compuertas o válvulas. Las estructuras de control pueden tomar varias formas tanto en su posición como en su forma. En planta los vertedores pueden ser rectos, curvos, semicirculares, en forma de "U" o redondos; de pared delgada, con sección de cimacio, de pared gruesa, o de sección irregular. En cualquier caso, es muy importante lograr la mayor eficiencia de la estructura de control, con un coeficiente de descarga lo más grande posible para la descarga máxima y evitar el despegue de la lámina vertiente para evitar que se presenten presiones negativas y con ello la cavitación.

Se deben satisfacer simultáneamente la condición de régimen crítico en la sección de control y el teorema de Bernoulli, establecido entre una sección después del salto hidráulico y la sección de control, esto es:

$$E_2 = E_c + \Delta z$$

5.5.1. Cálculo del tirante crítico con la ecuación de condición crítica.

$$\frac{0.03^2}{9.81} = \frac{(1.241Y_c + Y_c^2)^3}{1.241 + 2Y_c}$$

Despejando numéricamente el tirante crítico ( $Y_c$ ).

$$Y_c = 0.0386 \text{ m}$$

$$A_c = 0.04945 \text{ m}^2$$

$$P_c = 1.3503 \text{ m}$$

$$V_c = \frac{0.03}{0.04945} = 0.6066 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\frac{V_c^2}{2g} = 0.0182 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación de energía entre las secciones 2 y 3 se observa que:

$$0.049 + \frac{0.2673^2}{19.62} = 0.0386 + 0.6066 + 0.004$$

$$0.05264 = 0.06135$$

Calculando el porcentaje de error tenemos:

$$\frac{0.06135}{0.05264} = 1.1655$$

Hay un error del 16.55%, lo cual se puede atribuir a que en realidad se trata de un flujo tridimensional y se está tratando como bidimensional por lo que se consideran aceptables los valores propuestos.

## 5.5.2. Transición.

### 5.5.2.1. Cálculo del tirante al final del tramo de la transición.

$$E_c = 0.0386 + 0.0187 = 0.0574 \text{ m}$$

$$S_{fc} = 0.00593$$

$$\theta = \text{ang tan } 0.06 = 3.4336^\circ$$

$$\Delta x = \frac{L_s}{\cos \theta} = \frac{0.775}{\cos 3.4336^\circ} = 0.7763 \text{ m}$$

$$\Delta z = S_o \Delta x = 0.06(0.7763) = 0.0466 \text{ m}$$

Las pérdidas en la transición se calculan de la siguiente manera:

$$h_{pt} = Kc \frac{V^2}{2g}$$

donde:

Kc: coeficiente de contracción, para este caso se trata de una contracción redondeada.

$$Kc=0.06 \text{ (ref.)}$$

$$E_1 - S_{f1} \frac{\Delta x}{2} + S_o \Delta x = E_2 + S_{f2} \frac{\Delta x}{2}$$

$$E_i - S_{f_i} \frac{\Delta x}{2} + S_0 \Delta x = E_f + S_{f_f} \frac{\Delta x}{2}$$

$$E_i + S_0 \Delta x = E_f + S_{f_i} \frac{\Delta x}{2} + S_{f_f} \frac{\Delta x}{2}$$

$$E_i + S_0 \Delta x + z_i - z_f = E_f + S_{f_f} \frac{\Delta x}{2} + h_{p_{i-f}}$$

$$E_c + \frac{1}{2} S_{f_c} \Delta x + z_i - z_f = E_f + S_{f_f} \frac{\Delta x}{2} + h_{p_{i-f}}$$

$$0.0573 - \frac{1}{2}(0.00593)(0.7763) + 0.0466 = 0.1016 \text{ m}$$

$$0.1016 = Y_f + \frac{0.03^2}{(0.516Y_f + Y_f^2)^2} \frac{1}{2}(0.7763) \left[ \frac{0.03(0.014)}{(0.516Y_f + Y_f^2) \left( \frac{(0.516Y_f + Y_f^2)}{0.516 + 2Y_f\sqrt{2}} \right)^{\frac{3}{2}}} \right]^2 + 0.06 \frac{0.03^2}{(0.516Y_f + Y_f^2)^2} \frac{1}{2g}$$

Despejando numéricamente los tirantes:

$$Y_f = 0.064 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad F_R = 1.06 > 1 \quad \text{Regimen es supercritico}$$

$$Y_f = 0.077 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad F_R = 0.81 > 1 \quad \text{Regimen es subcritico}$$

$$\therefore Y_f = 0.064 \text{ m}$$

## 5.6. CANAL DE DESCARGA.

Permite conducir los volúmenes que han pasado por la estructura de control, hasta el río aguas abajo de la presa. Dicho conducto puede ser: el paramento de aguas abajo del cimacio, un canal a cielo abierto, conducto cerrado a través de la sección longitudinal de la presa o túnel por las laderas. La sección transversal puede variar de rectangular a trapezoidal, circular o ser de cualquier otra forma; puede ser ancho o angosto, largo o corto. La selección del tipo y dimensiones están regidos por consideraciones hidráulicas, económicas, topográficas y geológicas del sitio. Debido a la gran velocidad del agua que puede desarrollarse, es necesario revestir las paredes del conducto de descarga y lograr un escurrimiento lo más satisfactorio posible.

Funcionamiento hidráulico del canal de descarga.

La descarga, generalmente, pasa con el tirante crítico en la estructura de control del vertedor y entra en el canal de descarga con régimen supercrítico. Para evitar la formación de un salto hidráulico aguas abajo del control, el régimen debe permanecer en régimen supercrítico en toda la longitud del canal. El flujo en el

canal puede ser uniforme o gradualmente variado, según las pendientes y dimensiones del canal y de la caída total.

La energía en cualquier sección a lo largo del canal dependerá de la energía específica,  $y + \frac{v^2}{2g}$ , disponible en el vaso menos la pérdida de carga hasta el punto considerado.

#### 5.6.1. Perfil de flujo en el canal de descarga.

El flujo que se presenta en el canal de descarga es gradualmente variado se refiere a un flujo permanente cuyo tirante varía gradualmente en la dirección del canal, de tal manera que las líneas de corriente son rectas y prácticamente paralelas y, por lo mismo, la distribución hidrostática de presiones prevalece en cada sección. Debido a que el flujo gradualmente variado involucra cambios pequeños de tirante, dicho flujo se refiere a longitudes grandes de canal.

5.6.1.1. Cálculo del tirante normal, con la ecuación de Manning para una sección trapecial.

$$\frac{Qn}{s^{\frac{1}{2}}} = ARh^{\frac{2}{3}}$$

donde:

$$Q = 0.03 \frac{m}{s}; \quad b = 0.516m; \quad n = 0.014 \frac{s}{m^{\frac{1}{3}}}; \quad K = 1; \quad s_0 = 0.06$$

$$\frac{0.03(0.014)}{0.06^{\frac{1}{2}}} = (0.516Y + y^2) \left( \frac{0.516Y + y^2}{0.516 + 2Y\sqrt{1^2 + 1}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Despejando numéricamente el tirante normal es:  $Y = 0.0345 \text{ m}$

5.6.1.2. Cálculo del tirante crítico con la ecuación de condición crítica.

$$\frac{0.03^2}{9.81} = \frac{(0.516Y_c + Y_c^2)^3}{0.516 + 2Y_c}$$

Despejando numéricamente el tirante crítico es:  $Y_c = 0.067 \text{ m}$

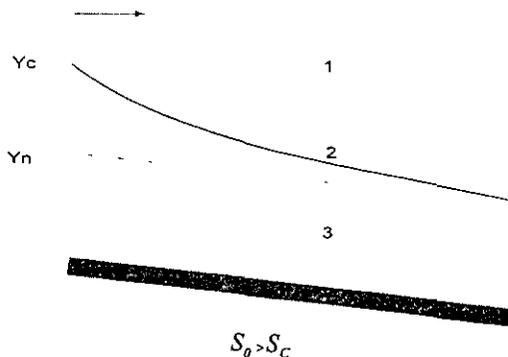
## 5.6.1.3. Cálculo de la pendiente crítica.

$$s_c = \left[ \frac{0.03(0.014)}{\left( (0.516(0.067) + 0.067^2) \left( \frac{0.516(0.067) + 0.067^2}{0.516 + 2(0.067)\sqrt{1^2 + 1}} \right)^{\frac{2}{3}} \right)} \right]^2 = 0.0054$$

## 5.6.1.4. Clasificación del perfil.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} = \frac{+}{-} = -$$

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



Por la zona y las condiciones donde se presenta el flujo de agua el perfil clasificado es un  $S_2$ .

## 5.6.1.5. Cálculo del perfil.

Para el cálculo del perfil se empleara el método del paso directo. Este método se caracteriza por dividir el canal en tramos cortos desde un extremo a otro utilizando la ecuación  $\Delta x = \Delta E / (s_0 - s_f)$ , para su solución es necesario hacer una serie de cálculos resumidos en la tabla que se presenta a continuación:

Y m	A m <sup>2</sup>	P m	Rh m	Rh <sup>2/3</sup> m	V m/s	V <sup>2</sup> /2g m	E m	S <sub>f</sub>	S <sub>fm</sub>	Δx m	ΣΔx m
0.067	0.039	0.706	0.055	0.145	0.768	0.030	0.097	0.006	-	-	-
0.066	0.038	0.702	0.054	0.144	0.786	0.032	0.097	0.006	0.006	0.001	0.001
0.064	0.037	0.698	0.053	0.142	0.806	0.033	0.097	0.006	0.006	0.003	0.004
0.063	0.036	0.694	0.052	0.140	0.826	0.035	0.098	0.007	0.007	0.005	0.009
0.061	0.035	0.690	0.051	0.138	0.847	0.037	0.098	0.007	0.007	0.007	0.016
0.060	0.035	0.686	0.050	0.136	0.869	0.039	0.098	0.008	0.008	0.010	0.026
0.059	0.034	0.682	0.049	0.135	0.892	0.041	0.099	0.009	0.008	0.013	0.039
0.057	0.033	0.678	0.048	0.133	0.916	0.043	0.100	0.009	0.009	0.016	0.055
0.056	0.032	0.674	0.047	0.131	0.942	0.045	0.101	0.010	0.010	0.020	0.075
0.054	0.031	0.670	0.046	0.129	0.969	0.048	0.102	0.011	0.011	0.024	0.099
0.053	0.030	0.666	0.045	0.127	0.997	0.051	0.104	0.012	0.012	0.029	0.129
0.052	0.029	0.662	0.044	0.125	1.027	0.054	0.105	0.013	0.013	0.035	0.164
0.050	0.028	0.658	0.043	0.123	1.058	0.057	0.107	0.015	0.014	0.042	0.206
0.049	0.028	0.654	0.042	0.121	1.092	0.061	0.109	0.016	0.015	0.050	0.256
0.047	0.027	0.650	0.041	0.119	1.127	0.065	0.112	0.018	0.017	0.060	0.316
0.046	0.026	0.646	0.040	0.117	1.165	0.069	0.115	0.020	0.019	0.072	0.388
0.044	0.025	0.642	0.039	0.115	1.205	0.074	0.118	0.022	0.021	0.087	0.475
0.043	0.024	0.638	0.038	0.113	1.247	0.079	0.122	0.024	0.023	0.105	0.580
0.042	0.023	0.634	0.037	0.110	1.293	0.085	0.127	0.027	0.026	0.130	0.710
0.040	0.022	0.630	0.036	0.108	1.341	0.092	0.132	0.030	0.029	0.163	0.873
0.039	0.022	0.626	0.034	0.106	1.394	0.099	0.138	0.034	0.032	0.211	1.084
0.037	0.021	0.622	0.033	0.104	1.450	0.107	0.145	0.039	0.036	0.284	1.368
0.036	0.020	0.618	0.032	0.101	1.511	0.116	0.152	0.044	0.041	0.410	1.778

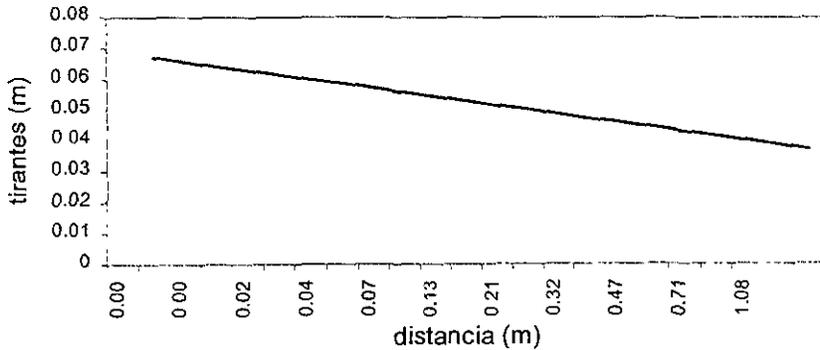


Figura 5.5. Perfil del flujo en el canal de descarga.

La longitud del canal de descarga es de:

$$L = 1.778 \text{ m,}$$

## 5.7. ESTRUCTURA DISIPADORA.

Se ubica al final del conducto de descarga y permite la restitución de las descargas del vertedor al río, disipando la energía cinética excedente que adquiere el agua en su descenso desde el embalse hasta el río aguas abajo, o bien lanzar el agua directamente al río para lograr la disipación, aunque ésta realmente ocurra fuera de la estructura terminal. Por lo tanto, generalmente deben disponerse medios que permitan descargar el agua en el río sin erosiones o socavaciones peligrosas en el talón de la presa y que no produzcan daños en las estructuras terminales. En el primer caso se utilizan tanques amortiguadores o cubetas disipadoras y en el segundo cubetas de lanzamiento, pero en cualquier caso el objetivo es alcanzar una disipación eficaz de la energía y eliminar la erosión en la zona de restitución.

Cuando la energía del flujo en una obra de excedencias debe disiparse antes de la descarga al cauce del río aguas abajo, los tanques para la formación de un salto hidráulico son un medio efectivo para reducir la velocidad de salida.

Tipos de tanques amortiguadores.

El U.S.B.R., ha estudiado el salto hidráulico como medio para disipar la energía en las descargas de vertedores u obras de toma, los resultados de ese estudio relacionando el salto hidráulico con el número de Froude, son los siguientes:

La forma del salto y las características de su régimen se relacionan con el parámetro del número de Froude:  $Fr = \frac{v}{\sqrt{gY}}$ .

donde :

Fr número de Froude,

v velocidad en m/s,

g aceleración de la gravedad en  $m/s^2$ ,

y tirante hidráulico calculado con el conjugado menor, en m.

El diseño del tanque amortiguador para un canal de sección trapezoidal se hace con base a las normas para un tanque de sección rectangular.

Considerando un tirante de:  $Y = 0.0395$

$$V = \frac{0.03}{0.516(0.0395)} = 1.4718 \frac{m}{s}$$

$$0.05 + 0.0395 + \frac{1.4718^2}{2g} = Y_1 + \frac{0.03^2}{(0.516Y_1)^2 2g}$$

$$Y_1 = 0.032 \text{ m} \Rightarrow F_R = 3.2 > 1; \text{ Régimen supercrítico.}$$

$$Y_1' = 0.195 \text{ m} \Rightarrow F_R = 0.21 < 1; \text{ Régimen subcrítico.}$$

$$\therefore \text{ el conjugado menor es: } Y_1' = 0.032 \text{ m}$$

Calculo del conjugado mayor:

$$Y_2' = \frac{0.032}{2} \left( \sqrt{1 + 8(3.2)^2} - 1 \right) = 0.1327 \text{ m}$$

$$\therefore \text{ el conjugado mayor es: } Y_2' = 0.1327 \text{ m}$$

Tanque amortiguador para números de Froude entre 2.5 y 4.5.

Los fenómenos del salto cuando los factores de la corriente de llegada tienen números de Froude que varían de 2.5 a 4.5 se designan como regímenes de transición, formando un salto con flujo oscilante, presentándose ondas superficiales que no llegan a ser controladas con los dispositivos convencionales del tanque. El tanque amortiguador de la figura 5.6, que se designa con el nombre de tanque tipo 1, ha demostrado ser relativamente efectivo para disipar la mayor parte de la energía de la corriente.

Longitud del tanque amortiguador:

$$\frac{L_t}{Y_2'} = 5.4$$

$$L_t = 5.4(0.1327) = 0.7166 \text{ m}$$

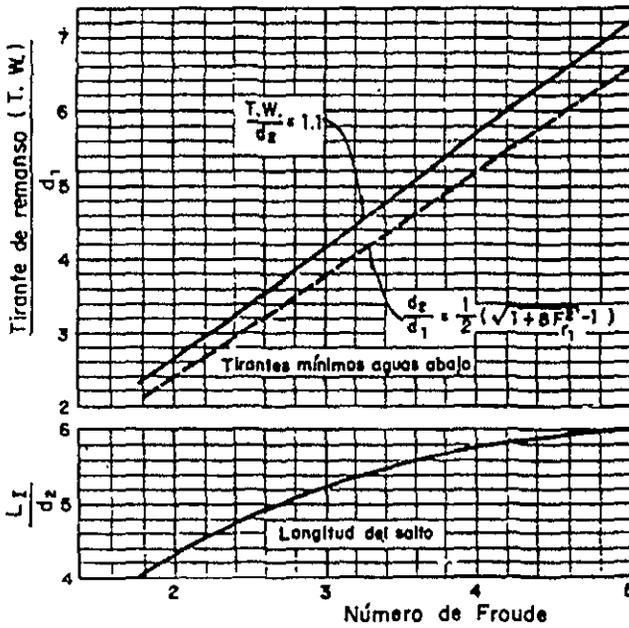
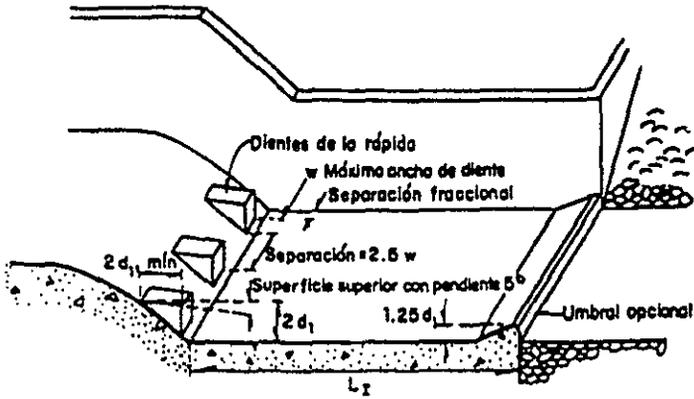


Figura 5.6. Características de los tanques amortiguadores para números de Froude entre 2.5 y 4.5

## 5.8. CANAL DE ENTREGA.

Continúa después de la estructura terminal y permite que el agua llegue al cauce del río sin producir remansos hacia aguas arriba que afecten el funcionamiento de la propia estructura terminal o de otras estructuras que también descarguen al río. No siempre se requiere construir el canal de salida, esto depende de las condiciones topográficas, de la calidad de la roca, de la disposición de otras estructuras, etc.

Proponiendo los datos siguientes datos:

Longitud del canal de entrega = 0.40 m

$\Delta z$  (Altura del escalón) = 0.03 m

$$Y_2' = 0.1327 \text{ m} ; 0.1327 + \frac{0.3^2}{.1327(0.516)2g} = Y + \frac{0.03^2}{(0.516Y)^3 2g} + 0.03$$

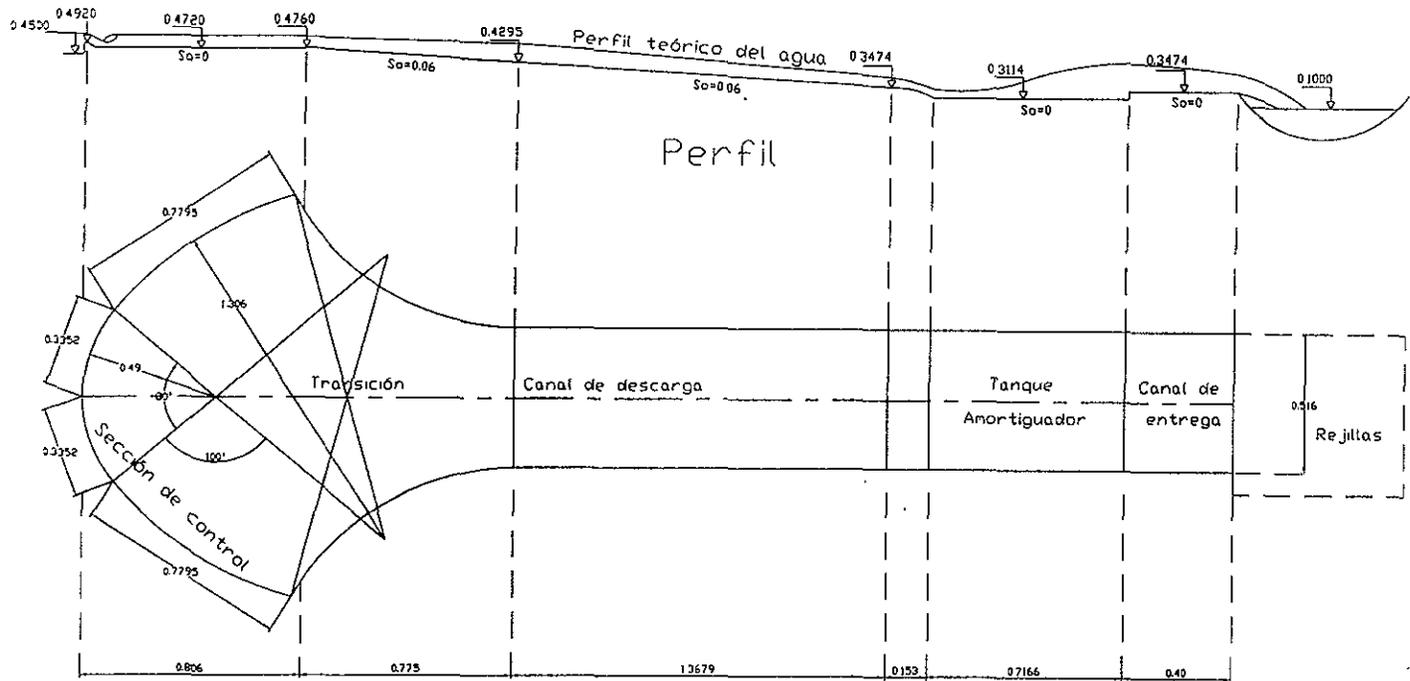
Resolviendo numéricamente:

$$Y = 0.092 \text{ m} \Rightarrow F_R = 0.66 < 1; \text{ Régimen subcrítico.}$$

$$Y_1' = 0.054 \text{ m} \Rightarrow F_R = 1.45 > 1; \text{ Régimen supercrítico.}$$

$$\therefore \text{ el tirante es: } Y = 0.092 \text{ m}$$

El tirante crítico en el canal de entrega es:  $Y_C = 0.067 \text{ m}$



Planta

Universidad Nacional Autónoma de México		
Facultad de Ingeniería		
Tesis: Obra de Excedencias con Vertedor en Abanico		
Dibujó: Raymundo Herrera Chávez		
Acot: mm	Esc: 1:100	Va. Ba. M. en I. Arturo Nava M.

## 6.1 Descripción del modelo.

La estructura consiste en un vertedor del tipo de abanico, con cresta libre curva en planta y cimacio Creager normal, convergiendo a un canal de descarga. En los extremos del cimacio se construyeron muros hasta la longitud del canal de acceso.

Tubería de alimentación

Válvula de control

Tranquilizadores

Vertedor

Estructura aforadora: 1.0 x 2.0 x 1.5

Longitud de cresta: 2.23 m.

Canal de descarga con eje recto de 0.40 m de ancho.

Talud 1:1 y longitud del canal de descarga de 1.3679 m.

Tanque amortiguador del tipo 1 de sección trapecial de 0.7166 m de longitud.

Elevación de la cresta: 0.042 m.

Carga de agua sobre la cresta del vertedor: 0.0347 m

Capacidad máxima: 0.030 m<sup>3</sup>/s.

Pendiente de transición: 0.06

Pendiente del canal de descarga: 0.06

Al final de este capítulo se presenta el plano de la Obra de Excedencias y sus estructuras que lo integran.

## 6.2. Procedimiento constructivo.

La estructura aforadora se construirá antes del modelo, el vertedor a utilizar será de cresta delgada con bisel hecho de lámina de 2 mm de espesor. Como el gasto que va a pasar por el modelo es menor de 200 l/s es recomendable colocar un vertedor triangular de 90° de vértice.

Para poder realizar la construcción del modelo, primero se obtienen los eje mediante perpendiculares, para lograr tener centros tanto del abanico como del eje longitudinal del vertedor, posteriormente se llevará a cabo la construcción de tarrajas de lámina para lograr las diferentes secciones en el canal, es decir, tarrajas para el cimacio (cresta vertedora), tarrajas transversales en la sección de control, en el inicio y terminación del canal de descarga y dos tarrajas longitudinales del cimacio y del tanque amortiguador.

Los materiales e instrumentos de trazo, medición y construcción a utilizar en este proceso son: lámina negra calibre 20, cemento, mortero, arena, grava, varilla de 3/8, alambón, alambre recosido, tabique rojo recocido, nivel de mano, nivel fijo o topográfico, tránsito, transportador, flexómetro y elementos propios de albañilería.

Una vez construidas las tarrajas, se comenzara la colocación, primero en el vertedor, colocando inicialmente una tarraja en el cimacio que coincida con el punto de la perpendicular anteriormente obtenida. Dicha tarraja servirá como banco de nivel para de ahí trazar los arcos que componen el abanico e ir colocando a una determinada distancia las demás tarrajas en todo lo largo de la cresta vertedora.

Para el trazo de los ángulos que componen el abanico se colocara una plataforma que servirá de apoyo. Se marca el radio  $R_1$ , apoyándose en la línea del eje vertedor, a partir del centro de la perpendicular, que es la altura máxima del vertedor y el lugar donde se colocara la tarraja central que servirá para niveles como para la distribución del abanico.

Para la distribución y colocación de tarrajas que componen el radio  $R_1$ , se utiliza un escantillón el cual se apoya en el eje del vertedor a la distancia  $R_1$ . La distancia entre cada una de las tarrajas es de 5 cm.

Se procede a realizar la nivelación de las tarrajas de radio  $R_1$  tanto vertical como horizontal, utilizando para ello transportador, escantillon, nivel de mano, nivel topográfico, flexómetro y material de aportación (mezcla gruesa).

Para el trazo del radio  $R_2$ , se proyecta del radio  $R_1$  con el escantillón hasta obtener la dimensión del radio  $R_2$  y mediante el transportador se traza el ángulo  $\beta$ , para así complementar la colocación de la tarraja final del vertedor.

Ya colocada la última tarraja de radio  $R_2$  y tomando de referencia el radio  $R_1$ , se procede a distribuir las tarrajas a cada 3 cm a lo largo del vertedor. Esta operación se realizara tanto del lado derecho como del izquierdo del eje transversal del vertedor.

Una vez hecho lo anterior se procede a nivelar tanto vertical como horizontal las tarrajas ya colocadas.

El siguiente paso es obtener los niveles del piso del tanque amortiguador, del abanico y del escalón en la sección de control, dándose la longitud de la tarraja central.

Para colocar la tarraja al inicio del canal de descarga, se coloca una cama de arena, y después se procede a nivelar darle la distancia a partir de la sección de control. Una vez logrado lo anterior se da una pendiente del 6% levantándose a su vez los muros de contención de la cama de arena que posteriormente se utilizaran para levantar los muros perimetrales que irán a todo lo largo del vertedor.

Al colocar la segunda tarraja al final del canal de descarga, siguiendo los pasos anteriores y una vez levantados los muros *perimetrales* se comenzó a rellenar con material de aporte la zona de transición y el canal de descarga.

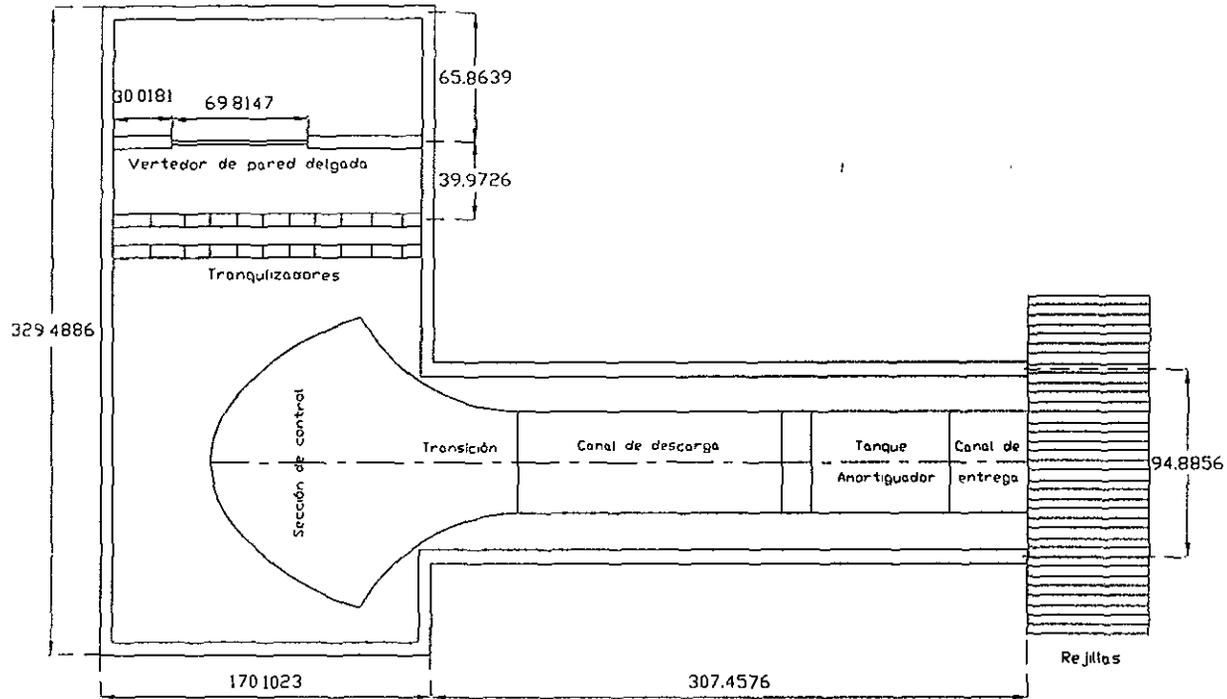
La sección de control se ajustara perpendicularmente al eje del canal, así como todas y cada una de las tarrajas de la rápida de descarga. Con las tarrajas longitudinales del cimacio y del tanque amortiguador ya nivelados se procede a levantar los muros faltantes rellenándose esta zona con material de aporte.

Desde la sección de control hasta el tanque amortiguador se realizara la colocación de mezcla gruesa para el firme, dejando 2 cm para recubrimientos.

Los recubrimientos se realizaran con mortero de cemento-arena fina en proporción 2:2, para posteriormente seguir afinando con pasta de mortero para los canales.

Al vertedor en abanico se le hará un canal de llamada de 10 cm de longitud a lo largo de toda la cresta.

Para finalizar con la estructura ya terminada se colocaran dos limnímetros de gancho, tanto en el vertedor de cresta delgada, como el del canal de acceso.



Planta

Universidad Nacional Autónoma de México		
Facultad de Ingeniería		
Tesis Obra de Excedencias con Vertedor en Abanico		
Dibujó: Raymundo Herrera Chávez		
Acot: mm	Esc: 1:100	Vo. Bo. M. en I Arturo Nava M.

## 7.1. Descripción general.

La relación de múltiples problemas de Ingeniería hidráulica, se lleva a cabo mediante diversos procedimientos, entre ellos destacan los modelos matemáticos e hidráulicos. Los primeros representan los fenómenos físicos de una manera más o menos simplificada, por medio de ecuaciones matemáticas las cuales describen el comportamiento del fenómeno. En el segundo se estudia a escala y con ayuda de un modelo físico las características del flujo, generalmente ambas técnicas se complementan.

El gasto calculado por el modelo es muy pequeño, por lo que es necesario aumentarlo.

La carga de diseño calculada para un gasto de 30 l/s es muy pequeña, por lo que se propone tener 10 a 15 cm de agua sobre el cimacio.

Para poder tener una carga de agua sobre el cimacio  $10 < H_0 < 15$  cm es necesario que el modelo aporte 80 litros por segundo y que la escala para construir el modelo se distorsione, esto quiere decir que el modelo tendrá un valor para la escala horizontal y otro para la escala vertical. El objetivo de hacer esto en el modelo es representar y medir con precisión distancias verticales.

La escala horizontal en el modelo debe ser 1:200, lo cual quiere decir que se construirá a la mitad de lo que se había diseñado originalmente y que de acuerdo a los cálculos realizados a continuación la carga de agua sobre el cimacio debe ser:

$$Q = C L H^{3/2} \quad (m^3 / s)$$

$$H = \left( \frac{Q}{C L} \right)^{2/3}$$

$$\text{Si originalmente se tiene : } Q = 0.03 \frac{m^3}{s}; L = 2.263 \text{ m}; C = 2.05 \frac{m^{1/2}}{s}$$

$$H = \left( \frac{0.03}{(2.05)(2.263)} \right)^{2/3} = 0.0347 \text{ m}$$

Si se cambia únicamente la escala horizontal 1 : 200 se tiene :

$$\text{se propone un } Q = 0.08 \frac{m^3}{s}; L = 1.1315 \text{ m}$$

$$H = \left( \frac{0.08}{(2.05)(1.1315)} \right)^{2/3} = 0.1059 \text{ m} \Rightarrow H = 10.59 \text{ cm}$$

Las condiciones propuestas por el Grupo Hidráulico Nacional de Cuba para vertedores tipo abanico no se cumplen para la construcción del modelo (ref. 8).

Para poder llevar a cabo la construcción del modelo se sugiere no cumplir con las especificaciones propuestas por el Grupo Hidráulico Nacional de Cuba y alterar el gasto que es de 30 l/s a 80 l/s:

$$H = \left( \frac{0.080}{2.05 (2.263)} \right)^{2/3} = 0.0667 \text{ m}$$

con esto la carga de agua sobre el vertedor es de 6.67 cm siendo menor a la que se había sugerido anteriormente ( $10 < H_0 < 15$  cm) lo cual hace más factible un buen diseño sin reducir la longitud de cresta del mismo y además se puede apreciar más claramente el perfil del agua en el modelo, ya que con esto únicamente se alteran los cálculos realizados en el capítulo 5.

Otra propuesta es que la escala vertical se debe construir al doble de lo que se diseñó la estructura original para que sea más representativo, ya que hace algunos años en el laboratorio se construyó un modelo similar y tanto el cimacio como los tirantes y las estructura de control se veían muy pequeñas por haberse construido a la misma escala (1:1); y, no era muy representativo para poder realizar una práctica de laboratorio.

### 8.1. OBJETIVO.

Observar y analizar el funcionamiento hidráulico de las estructuras que integran una obra de excedencias con vertedor en abanico.

### 8.2. ANTECEDENTES.

La teoría básica para el diseño de estructuras hidráulicas ha sido estudiada principalmente en la asignatura de hidráulica de canales y obras hidráulicas. El objeto de esta práctica, es el de presentar al alumno, las aplicaciones de dicha teoría al diseño de una obra de excedencias con vertedor en abanico, teniendo presente la dificultad que conlleva la generalización de conceptos y criterios aplicados a una obra determinada.

El nombre de vertedor en abanico se debe a que el cimacio y el tanque, así como las partes restantes de la estructura en planta, tienen una forma similar a un abanico. Este tipo de vertedores tiene la desventaja de requerir una gran área para su construcción.

En el extremo del tanque se tiene una sección de control y una transición en donde se va acelerando el escurrimiento que llega a un canal de sección constante con régimen rápido.

Para el desarrollo de esta, se realizarán mediciones en el modelo de obra de excedencias con vertedor en abanico, en la que el alumno puede observar el funcionamiento del conjunto de estructuras que lo integran y analizar su funcionamiento hidráulico para conocer qué controles pueden interferir o aún dominar la forma del perfil longitudinal del flujo del agua.

El modelo de la obra de excedencias está integrado por:

- canal de llamada
- cimacio vertedor de cresta en abanico
- sección de control
- zona de transición
- canal de descarga
- tanque amortiguador
- canal de entrega.

### 8.3. PROCEDIMIENTO O DESARROLLO DE LA PRÁCTICA.

1. Realizar las mediciones geométricas correspondientes en el vertedor triangular de aforo.
2. Abrir la válvula que alimenta al modelo, establecer un gasto y medir la carga sobre el vertedor de aforo.

3. Medir la longitud de cresta del vertedor en abanico.
4. Con el limnómetro de punta medir los tirantes de las secciones 0 a la 8 del modelo (como se muestra en la fig. 8.1.)
5. Medir las longitudes entre cada sección, de acuerdo a la figura 8.1.
6. Al terminar las mediciones anteriores cerrar la válvula que alimenta al modelo.

#### 8.4. MEMORIA DE CÁLCULO.

1. Calcule el gasto que pasa por el vertedor triangular con la ecuación siguiente:

$$Q = C h_v^{3/2} \quad (m^3/s)$$

donde:

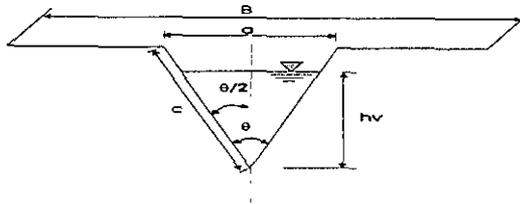
$C$  es el coeficiente de descarga en  $(m^{3/2}/s)$ , y se puede calcular con la expresión de la Universidad Católica de Chile:

$$C = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \frac{\theta}{2} \mu k$$

donde  $\mu$  y  $k$  están en función de  $(\theta, B, h_v)$  (ref. 1).

cálculo del ángulo  $\theta$  del vertedor triangular:

Dividiendo a la mitad el vertedor, se calcula el ángulo  $\theta/2$  con la relación trigonométrica seno:



$$\text{sen} \frac{\theta}{2} = \frac{a}{c}; \quad \frac{\theta}{2} = \text{ang sen} \frac{a}{c}$$

$h_v$  es la carga sobre el vertedor en m

$$h_v = | h_{lm} - h_{torz} |$$

2. Calcular la carga de diseño sobre el cimacio con la ecuación propuesta por el Grupo Hidráulico Nacional de Cuba, utilizando el gasto aforado en el vertedor triangular.

$$H_s = 0.1414 Q^{2/3}$$

- Para el gasto y la carga calculada dimensionar el vertedor en abanico, y calcular los tirantes para una pendiente del 6% utilizando la tabla 4.6.
- Diseñe el perfil del cimacio aguas arriba y aguas abajo utilizando el criterio U.S.B.R. (ref. 9).
- Aplicar la ecuación de energía entre el vaso y una sección al pie del cimacio para un gasto unitario  $q=Q/L_1$ , el tirante al pie del cimacio será el conjugado menor ( $y_1$ ) del salto hidráulico que se provoca en la sección de control.

$$P + H_o = y_1 + \frac{q^2}{y_1^2(2g)} + h_{p_{o-1}}$$

- Calcule el conjugado mayor ( $y_2$ ) antes del escalón con la ecuación de salto hidráulico para un canal de sección rectangular.

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

- Calcule el tirante crítico en la sección de control con la ecuación de condición crítica en el escalón.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B}$$

- Con el tirante crítico (en la sección 2) se calcula el tirante  $y_3$  al final del tramo de la transición; con la expresión siguiente.

$$E_2 + S_o \Delta x = E_3 + \frac{\Delta x}{2} (S_{f_2} + S_{f_3}) + \sum h_{p_{2-3}}$$

$$\sum h_{p_{2-3}} = k \frac{V_1^2}{2g}$$

donde:

$k=0.06$  (coeficiente de corrección)

- Clasificar y calcular el perfil que se presenta en el canal de descarga, calculando el tirante en la sección ( $y_4$ ). Se recomienda emplear el método de incrementos finitos.
- Calcule la curva vertical de 4-5 con la expresión de tiro parabólico.

$$Y = x \tan \theta \pm \frac{x^2}{k \left( 4 \left( d + \frac{v^2}{2g} \right) \cos^2 \theta \right)}$$

- Para el  $y_5$  calcule el número de Froude e indique el tipo de tanque amortiguador adecuado a esa estructura de acuerdo al criterio U.S.B.R.
- Aplique la ecuación de salto hidráulico y calcular el conjugado mayor ( $y_6$ ).
- Aplique la ecuación de la energía entre las secciones 6-7 y calcular el tirante  $y_7$ .

14. Dibuje en papel milimétrico (dos hojas tamaño carta) la obra de excedencias en planta y en perfil con una  $L_e=70$  ( $L_e$ : Línea de escalas).
15. Realizar el croquis del perfil del agua, medido y calculado en el plano del punto anterior.

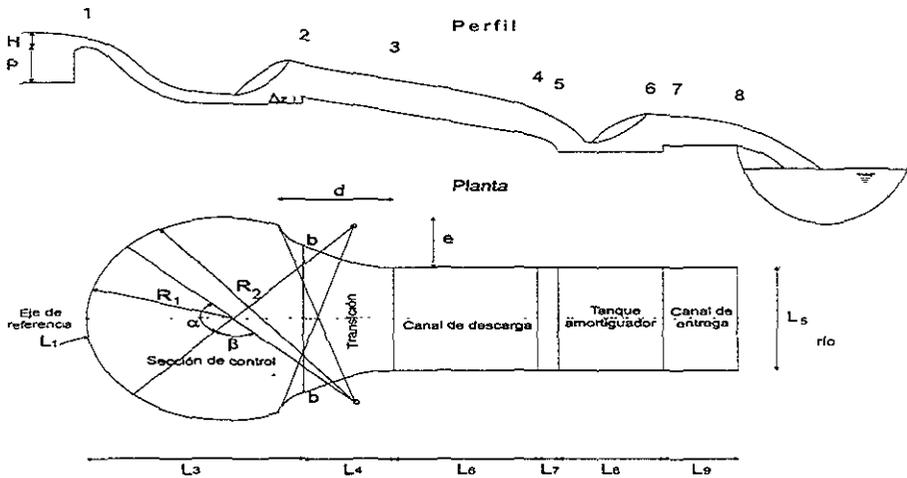


Figura 8.1. Croquis en planta y perfil del vertedor en abanico.

### 8.5. CONCLUSIONES.

1. Como conclusión general, la experiencia que he adquirido en el Laboratorio de Hidráulica durante un periodo de 5 años los alumnos hacen notar lo práctico y objetivo que resulta ser la realización de las prácticas al aplicar la teoría de Hidráulica de Canales en el diseño de obras hidráulicas y al manejar la similitud hidráulica en modelos. Otro punto importante que despierta gran interés es el uso del salto hidráulico como disipador de energía.

## 9.1. Modelos.

Los modelos hidráulicos han encontrado creciente aplicación para controlar y modificar diseños analíticos de estructuras hidráulicas. Mediante el uso de modelos físicos es posible experimentar a costos relativamente bajos y con economías substanciales de tiempo, hasta obtener condiciones óptimas.

Casi todos los modelos de este tipo, interesan al Ingeniero Hidráulico, como vertedores, obras de toma, rápidas, pilas, transición en canales, salto hidráulico, tanques de amortiguamiento, cubetas deflectoras, saltos de esquí, túneles, alcantarillas y en general, conductos a superficie libre.

## 9.2. Geometría del abanico.

Respecto a la geometría en planta del cimacio y del abanico, se considera que dar ángulos o radios exactos como base para el diseño, puede conducir a errores que, precisamente por la exactitud con que se debe diseñar, son fáciles de cometer y pueden ocurrir, con frecuencia, durante el proceso constructivo.

Se observó que el método propuesto por la Grupo Hidráulico Nacional de Cuba, proporciona características geométricas del abanico que cumplen con las relaciones establecidas para el buen funcionamiento de la estructura (ref. 7). Estas características, como se pudo comprobar, se obtienen de una manera sencilla, ya que con este método, se puede hacer un diseño bastante rápido de las características del abanico y el canal de descarga, así como los tirantes en los mismos, teniendo únicamente como dato el gasto con el que se desea trabajar, obtener la carga y a partir de seta, entrar a las tablas propuestas, lo que no ocurre así con la gráfica de Comisión Federal de Electricidad, que pueden resultar en ocasiones poco exactas, sin embargo, resultan ser eficientes.

Por lo que respecta a los tirantes en las diferentes secciones, los valores obtenidos por el método propuesto por la Grupo Hidráulico Nacional de Cuba, resultaron un poco mejores, en este caso, que los obtenidos por los obtenidos por los propuestos por la Comisión Federal de Electricidad.

Se recomienda por lo tanto, efectuar el diseño como se menciona en el capítulo 5, es decir, las dimensiones del abanico, transición, canal de descarga, así como los tirantes en los mismos, se calculan con el método propuesto por la Grupo Hidráulico Nacional de Cuba; el perfil del cimacio, tanque amortiguador y la comprobación tanto del perfil del agua, como de las condiciones de Hiriart (ref. 7), se calcularon con el método propuesto por la Comisión Federal de Electricidad.

Partiendo de la experiencia adquirida en este estudio, se puede llegar a la solución final, es lograr un eficiente funcionamiento del vertedor, que consiste en conducir el agua hacia el vertedor de tal manera que las líneas de corriente sean normales a la cresta, que el salto hidráulico se forme al pie del cimacio o ahogado hasta un 20%, que haya un mínimo de vórtices y ondas estacionarias en la zona

de transición, que el tirante en la sección de control sea el adecuado, es decir, que la sección de control funcione como tal y que el agua sea desalojada rápidamente por el canal de descarga sin elevar los tirantes por encima de los valores permisibles para esa sección, por lo que de acuerdo a los resultados obtenidos, se puede considerar aceptable el diseño efectuado.

Otra de las consideraciones hechas y una de las más importantes, es la de mencionar que debido a la escala es difícil lograr exactitud, la influencia de la escala de rugosidad, ya que es un gran problema el escalarla, además, hacer este tipo de trabajos no es tan fácil y para un modelo de prototipo real, hay que hacerlo con dimensiones que sea factible de trabajar, ya que un error pequeño en este modelo, causa muchos problemas de apreciación en el comportamiento del modelo, no ocurriendo así en el modelo más grande.

### 9.3. De la obra de excedencias se puede decir lo siguiente:

1. Son un conjunto de estructuras hidráulicas con fines de defensa, cuyo objetivo principal es la descarga del volumen excedente que se presente en el vaso de almacenamiento para llevarlas al cauce aguas abajo de la presa, sin causar daños a otras estructuras.
2. Las estructuras hidráulicas que componen una obra de excedencias son por lo general: canal de llamada, cimacio vertedor, transición, canal de descarga, estructura terminal y canal de entrega, estas pueden variar dependiendo de las características topográficas y geológicas del sitio donde se realice la obra.
3. De acuerdo al número de Froude calculado en el capítulo 5.7 se recomienda un tanque amortiguador tipo I.

Los vertedores de tipo abanico en la actualidad no se construye porque el nivel del NAMO no se puede incrementar debido a que se necesitaría una compuerta de grandes dimensiones siendo esto imposible y además es incosteable.

En México se construyeron varios vertedores en abanico (ver tabla 4.1) los cuales se estudiaron por parte de la SARH y cuyos principios están basados en leyes hidráulicas perfectamente definidas y aprovechadas.

Para un estudiante es muy importante que se aborde este tema, por eso es necesario que conozca el diseño y funcionamiento hidráulico de este tipo de estructuras.

En particular se puede concluir que es de gran importancia contar con buenas bases hidráulicas para poder llevar a cabo el diseño hidráulico de cualquier tipo de estructura que se presente, siendo esto muy importante en la formación de un buen un Ingeniero Civil.

1. Sotelo Ávila G., Hidráulica General, vol. 1. Editorial Limusa, México D.F, 1994. pp. 183-197.
2. Sotelo Ávila G., Apuntes de Hidráulica II. Capítulo 8, Diseño Hidráulico de Estructuras. Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México D.F, 1994. pp. 575-585.
3. Sotelo Ávila G., Apuntes de Hidráulica II. Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México D.F, 1993.
4. C.F.E., Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia A 2.10. "Obra de Excedencias". Instituto de investigaciones Eléctricas, México 1981. pp. 36-37.
5. Chow V. T., Hidráulica de los Canales Abiertos, Editorial McGraw Hill, México 1985.
6. Presas de Derivación, S.A R.H. México 1976.
7. Hiriart F., Vertedores en abanico, Ingeniería Hidráulica en México, S.A.R.H., México 1949. Vol. III, pp. 46-67.
8. Alegret E. y Porto A., Resultado de las investigaciones sobre aliviaderos mexicanos, Grupo Hidráulico Nacional de Cuba, La Habana. Vol. 36, pp. 6-12.
9. U.S.B.R., Diseño de Presas Pequeñas, Editorial CECSA. México 1982.
10. Echávez G., Introducción a los Modelos Hidráulicos de Fondo fijo y a la Ingeniería Experimental, D.E.P.F.I., U.N.A.M. México 1996.
11. Geotécnia y Cimientos III, Tomo 1; Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotécnia, Editorial Rueda, Madrid 1980.
12. C.F.E., Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia A.1.10. "Avenida de Diseño". Instituto de investigaciones eléctricas, México 1981.
13. Vega R. O, Arreguín C. F. Presas de Almacenamiento y Derivación, D.E.P.F.I., U.N.A.M. México 1981.