

83



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

*Aspectos Generales en el Diseño de Vertedores
de Canal Lateral, Embudo y Abanico*

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

VICENTE QUEZADA BELTRAN



Ciudad Universitaria, mayo de 2000

278792



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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
FING/DCTG/SEAC/UTIT/020/00

Señor
VICENTE QUEZADA BELTRAN
Presente

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

**"ASPECTOS GENERALES EN EL DISEÑO DE VERTEDORES DE CANAL
LATERAL, EMBUDO Y ABANICO"**

- INTRODUCCION**
- I. DISEÑO DE VERTEDORES DE CANAL LATERAL**
 - II. DISEÑO DE VERTEDORES DE EMBUDO**
 - III. DISEÑO DE VERTEDORES DE ABANICO**
 - IV. EJEMPLOS DE DISEÑO**
 - V. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE UN CIMACIO**
 - VI. 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 deberá 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 25 de febrero de 2000.
EL DIRECTOR
M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

Vo. Bo.

*A mi madre:
Por tu eterno e incondicional
apoyo a lo largo de mis estudios.
Ya que sin tu ayuda no hubiera
podido cumplir mis objetivos que
fueron planteados.
Estoy orgulloso de ti.*

*Ami Padre:
Tus consejos me sirvieron para
luchar por lo que realmente quiero
en la vida, triunfar.
Espero saber recompensar de alguna
manera los esfuerzos que me ofreciste
en el momento indicado.
Siempre serás importante para mi.*

*A mis hermanas:
Su apoyo y gran ayuda me ha servido para
llegar hasta aquí.*

A mis familiares y amigos.

A mis profesores

AGRADECIMIENTOS:

A la Universidad Nacional Autónoma de México por haberme dado la oportunidad de estudiar en sus aulas, y de disfrutar del orgullo de ser universitario.

A la Facultad de Ingeniería por proporcionarme los conocimientos básicos y necesarios para ser un buen ingeniero al servicio del país y de quien lo necesite.

Al ingeniero Víctor Franco quien me dio la oportunidad de realizar la tesis dentro de la coordinación de hidráulica del Instituto de Ingeniería. Y que es una excelente persona de quien solo recibí buenas atenciones.

Al ingeniero Julio Lozoya Corrales por haberme proporcionado la información requerida para un capítulo de esta tesis. Además de su gran experiencia en el ámbito de los vertedores hidráulicos.

A Lupita Fuentes por haberme proporcionado su gran ayuda para haber culminado este trabajo y brindarme su amistad.

INDICE

RESUMEN	1
INTRODUCCION	3
CAPITULO 1 "DISEÑO DE VERTEDORES DE CANAL LATERAL"	7
1.1 Flujo espacialmente variado.....	7
1.2 Determinación de la ecuación de flujo espacialmente variado con gasto creciente.....	8
1.3 Procedimiento de diseño.....	13
CAPITULO 2 "DISEÑO DE VERTEDORES DE EMBUDO"	32
2.1 Descripción.....	32
2.2 Recomendaciones de diseño.....	32
2.3 Procedimiento de diseño.....	39
CAPITULO 3 "DISEÑO DE VERTEDORES DE ABANICO"	49
3.1 Antecedentes.....	49
3.2 Criterio del Ing. Salvador Ulloa Ortiz.....	50
3.3 Diseño de vertedores en abanico bajo otras ideas complementarias.....	60
3.4 Nuevo criterio de diseño.....	62
3.4.1 Diseño en planta.....	62
3.4.2 Diseño en elevación.....	70
3.4.3 Procedimiento de diseño.....	75
3.4.4 Determinación del coeficiente de descarga (C) y del coeficiente K_1	77
CAPITULO 4 "EJEMPLOS DE DISEÑO"	79
4.1 Ejemplo No 1-a Vertedor de Canal Lateral.....	81
4.2 Ejemplo No 1-b Vertedor de Canal Lateral.....	85
4.3 Ejemplo No 1-c Vertedor de Canal Lateral.....	89
4.4 Ejemplo No 2 de Vertedor de Embudo.....	93
4.5 Ejemplo No 3 de Vertedor de Abanico.....	100

CAPITULO 5	"ANALISIS DE ESTABILIDAD DE UN VERTEADOR DE CIMACIO"	104
5.1	Fuerzas que actúan en la estabilidad de un cimacio	104
5.2	Requisitos de estabilidad	108
5.2.1	Coeficiente de seguridad contra el volteo	109
5.2.2	Combinaciones de cargas	110
5.2.3	Esfuerzos en los materiales	111
5.3	Ejemplo de diseño para el análisis de estabilidad	114
CAPITULO 6	"CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES"	127
BIBLIOGRAFIA		130

RESUMEN

La finalidad de esta tesis es proporcionar un material útil para los alumnos que cursan la materia de obras hidráulicas en la que es necesario saber diseñar obras de desvío, presas de gravedad, obras de excedencia, obras de toma, y una serie de obras que son necesarias en la construcción de una presa. Aquí se verá lo relacionado con la obra de excedencias que es la parte de una presa que tiene por función desalojar, de manera adecuada y sin causar daños a la cortina, el volumen de agua excedente que se encuentra por encima del NAMO.

Existe una gran variedad de obras de excedencia, dentro de éstas se encuentran las de cresta controlada y las de cresta libre. En las de cresta controlada el control se realiza por medio de compuertas y las de cresta libre, como su nombre lo indica, no tienen control alguno. En este documento se presenta el diseño hidráulico de tres tipos de vertedores de cresta libre que son: el vertedor de canal lateral, el vertedor de embudo y el vertedor de abanico.

En la introducción se dan algunas recomendaciones sobre el tipo de vertedor que se debe de colocar de acuerdo a la topografía y geología de la boquilla del sitio donde se construirá la cortina de la presa. Ya que, como se verá, el diseño de la obra de excedencias depende de varios factores que se deben de tomar en cuenta para su correcto funcionamiento y para que cumpla de manera satisfactoria su objetivo.

En el capítulo 1 primeramente se presenta la teoría del flujo espacialmente variado con gasto creciente que es el tipo de flujo que ocurre en un canal lateral. Después se indica la determinación de la ecuación que resuelve este tipo de flujo. Finalmente se presentan los pasos a seguir para diseñar cada una de las estructuras que componen el vertedor de canal lateral y las precauciones que deben de tomarse en cuenta para su correcto diseño hidráulico.

En el capítulo 2 se describen las características, las ventajas y desventajas del vertedor de embudo así como las condiciones de funcionamiento de éste. Enseguida se indican una serie de recomendaciones que se deben de seguir para el diseño de este tipo de vertedor. Por último se presentan los pasos a seguir para diseñar un vertedor de embudo.

En el capítulo 3 se describen los antecedentes y el funcionamiento hidráulico del vertedor de abanico, el cual ha tenido algunas modificaciones en su diseño original que se debe a ingenieros mexicanos. Posteriormente se presentan los primeros métodos de diseño y se hace una descripción de cada una de las estructuras que componen el vertedor de abanico. Enseguida se presentan las ideas del nuevo criterio de diseño que es propuesto por el Ing. Julio Lozoya Corrales, aquí se indican todas las deducciones para diseñar cada una de las partes de este tipo de vertedor. Por último se indican los pasos a seguir para el diseño hidráulico del vertedor de abanico.

En el capítulo 4 se presentan ejemplos de diseño de cada uno de los vertedores citados en capítulos anteriores. Estos ejemplos ilustran los pasos que se indican en los capítulos correspondientes a cada tipo de vertedor, los cuales se deben de seguir de manera correcta ya que el cálculo de un dato lleva directamente a calcular otro para finalmente tener el diseño completo de cada tipo de vertedor.

En el capítulo 5 se presenta la teoría sobre el análisis de estabilidad de un vertedor de cimacio, esto es indispensable de realizar cuando se va a construir un vertedor ya que si no se realiza y el vertedor no es estable en cada una de las diferentes situaciones que pueden ocurrir, éste puede fallar por volteo, deslizamiento o exceso de esfuerzo en el material del cual está fabricado. En este capítulo se explica cada una de las fuerzas que se deben de tomar en cuenta para un correcto análisis de un cimacio y el punto donde se deben de aplicar. Después se indican los requisitos de

estabilidad que se deben de cumplir y los factores de diseño que se debén de tomar en cuenta para el buen funcionamiento del vertedor. Por último se presenta un ejemplo de diseño en el que se aplica toda la teoría explicada y las correcciones que deben hacerse en caso de que el cimacio no sea estable.

En el capítulo 6 se presentan las conclusiones a las cuales se llegan con la realización de este trabajo y las recomendaciones necesarias, si es el caso, que deben de hacerse para cada diseño de los diferentes tipos de vertedores.

INTRODUCCION

La función de las obras de excedencia, llamados vertedores, en las presas de almacenamiento y en las de derivación es dejar salir el agua excedente o de avenidas que no cabe en el espacio destinado para almacenamiento, y en las derivadoras dejar pasar los excedentes que no se envían al sistema de derivación. El volumen en exceso es tomado de la parte superior de la presa y es conducido hacia el río aguas abajo por medio de un canal construido artificialmente para este objetivo.

La seguridad del vertedor es de gran importancia que nunca puede ser exagerada; la falla de él puede ocasionar la destrucción de la presa. En forma general, el aumento del costo no es directamente proporcional con el aumento de la capacidad del vertedor. El costo de un vertedor de una amplia capacidad es sólo un poco mayor que el de uno que evidentemente es muy pequeño.

El vertedor debe de tener una serie de características entre las que están, además de tener suficiente capacidad, debe ser hidráulica y estructuralmente adecuado, y debe de localizarse en un sitio donde las descargas de agua no erosionen ni socaven el pie de la cortina.

Clasificación de los vertedores

Existe una clasificación general para los vertedores que depende principalmente del control en la cresta, esta clasificación es: vertedores de cresta libre y de cresta controlada.

Los de cresta libre no tienen ningún tipo de control sobre ellos, el agua derrama al sobrepasar el nivel de la cresta. En los de cresta controlada, éste se logra con diferentes tipos de compuertas como son las deslizantes o las radiales.

Otra clasificación es la de vertedores de túnel y a cielo abierto. En caso de que alguna de las partes que componen la obra de excedencias este construida en túnel, a través de roca o en conducto cerrado a través de la cortina, entonces el vertedor es de túnel. Los vertedores a cielo abierto, como su nombre lo dice, transportan el agua excedente del almacenamiento en canales a superficie libre o descubiertos.

Para los vertedores en túnel es necesario considerar que ellos deben de trabajar parcialmente llenos en toda su longitud, por lo tanto se debe de proporcionar una aireación suficiente para evitar la posible acción de sifón que resulta cuando un tramo de túnel tiende a llenarse temporalmente debido al desalojamiento de aire causado por ondas o por remanso. Para evitar que los conductos tengan estos problemas, se deben diseñar con un una relación de llenado del 80%.

Las obras de excedencia pueden ser construidas como estructuras separadas de la cortina o si el tipo de cortina lo permite se deben de construir integradas a ésta. Para que una cortina pueda permitir la construcción del vertedor integrada a ella, debe de ser fabricada de concreto, ya que una cortina de tierra no tolerará el paso del agua por encima de ella.

Las clasificaciones anteriores son muy generales y dependen de alguna característica de la obra de excedencias. La mayoría de los vertedores tienen un nombre con el cual son identificados y este nombre depende, al igual que las clasificaciones anteriores, de una o varias partes que componen a toda la obra. Algunos vertedores conocidos son:

- Vertedor de caída libre
- Vertedor de cimacio
- Vertedor de abanico

- Vertedor de canal lateral
- Vertedor de embudo
- Vertedor en rápida

Cada uno de estos vertedores tiene una o varias características que lo hacen diferente a los demás. La selección del tipo de vertedor que se colocará en una presa como obra de excedencias depende de varios factores entre los que se destacan: la topografía de la boquilla, el tipo de suelo o geología del lugar, el costo del vertedor, la funcionalidad del vertedor y otras más.

A continuación se da una breve explicación referente al tipo de vertedor y que tipo de topografía sería la adecuada para su diseño particular.

Vertedor de caída libre. Esta obra es adecuada para ser colocada cuando la presa esta localizada en un cañón, ya que el poco espacio que hay no permite construir una obra de excedencias desligada de la cortina. Para esta topografía la cortina debe de ser del tipo arco y el vertedor se colocará en la parte superior de la cortina, como parte de ella, para que el agua sea derramada a través de él. Además, para que el agua pueda caer libremente desde una altura considerable, ya que este vertedor así lo requiere debido al nombre que lleva, el suelo debe tener una buena resistencia a la erosión y a la socavación, un material adecuado sería el basalto, granito, riolita u otro tipo de material duro.

Vertedor de cimacio. Estos vertedores por lo regular se colocan integrados a la cortina y son adecuados cuando la altura de la cortina es pequeña. Estos vertedores se construyen cuando la topografía no permite construir la obra de excedencias por separado y además no se trata de un cañón como en el caso anterior. En este caso la geología del sitio también debe ser de buena calidad para soportar la fuerza erosiva del agua. Si no se satisface esta condición se coloca un tanque amortiguador o un salto de esquí al final del cimacio.

Vertedor de abanico. En este caso se trata de una obra de excedencias construida separada de la cortina. Este tipo de vertedores se emplea cuando se requiere una longitud de cresta considerable y además la topografía permite adaptar la estructura. La topografía necesaria para este tipo de vertedor es de pendiente moderada y de una boquilla ancha donde se pueda alojar al vertedor. Para la construcción de este vertedor no se necesita una rigurosa geología, aunque es recomendable que la estructura de control (cimacio) se desplante sobre roca de buena calidad, el canal de descarga puede ser revestido si el terreno no soporta el paso del agua a través de él. Si se toma en cuenta la longitud de la cresta, la construcción de este vertedor tiene por finalidad la reducción muy importante en el costo de la obra completa. Ya que esta obra tiene una longitud de cresta considerable, las excavaciones que se llevan a cabo son muy pocas si se comparan con otro tipo de vertedor, si el terreno lo permite no es necesario revestir todo el canal de descarga y este se puede adaptar a la topografía del terreno; adicionalmente tiene por ventaja que no se necesita la construcción de un modelo hidráulico para verificar su funcionamiento, y esto se debe al criterio de diseño que se utiliza.

Vertedor de canal lateral. Esta estructura es apta para ser colocada cuando la topografía no es muy favorable. Si la presa se encuentra alojada en una boquilla estrecha es posible construir un vertedor de este tipo, el cual se construirá a un costado de la cortina como una obra separada.

Aunque el vertedor de canal lateral no es hidráulicamente eficiente ni barato, tiene ventajas que lo pueden hacer adaptable a ciertos sistemas de vertedores de demasías. Cuando se desea una cresta vertedora larga con objeto de limitar la carga hidráulica, y las laderas de la boquilla son empinadas y acantiladas, o donde el control debe conectarse a un canal de descarga o túnel, la mejor opción puede ser este tipo de vertedor.

A causa de las turbulencias y vibraciones que se generan dentro del canal colector, un vertedor de este tipo solo debe considerarse cuando exista una cimentación competente, como roca.

Vertedor de embudo. Este vertedor se puede usar ventajosamente cuando las presas se localizan en los cañones muy angostos, en los que las laderas son muy inclinadas o donde se dispone de un túnel de derivación o de un entubamiento, para usarse como conducto de descarga hacia aguas abajo.

La construcción de este tipo de vertedor no depende del material con la que este construida la cortina, es decir, se puede colocar este vertedor cuando la cortina sea de concreto o de tierra y enrocamiento.

Vertedor en rápida. Este vertedor consta de un cimacio recto normal a un canal que sigue y estan colocados en la parte superior del embalse. Se ponen con frecuencia por encima de alguno de los empotramientos de la cortina o como estructura separada. Se han utilizado en las presas de tierra más que en las cortinas de otro tipo. Los factores que influyen en la selección de este vertedor son la sencillez de su diseño y construcción, su adaptabilidad a cualquier tipo de cimentación, y a la utilización del material de excavación en el terraplén de cortina. Los vertedores en rápida se han construido con éxito en todos los tipos de materiales de cimentación, que varía desde la roca sólida a la arcilla blanda.

Después de determinar la mejor combinación de capacidad de almacenamiento y la capacidad que tiene el vertedor para soportar la avenida de diseño, deben de considerarse otros factores que son indispensables como: hidrología, hidráulica, proyecto, costos y daños posibles. Para este propósito se deben de considerar, cuando sea posible, factores como 1) las características del hidrograma de la avenida; 2) los daños que podrían resultar si ocurriera la avenida sin la presa; 3) los daños que resultarían si la presa estuviera en su lugar; 4) los daños que ocurrirían si fallara la presa o el vertedor; 5) costos relativos de aumentar la capacidad del vertedor; 6) uso combinado de las obras de descarga para que sirvan a más de una función, como para el control de descargas y el paso de avenidas. Puede permitirse que una parte de la avenida pase por la obra de toma, si no hay inconveniente en que pueda ser utilizada durante el paso de la avenida.

Las características de evacuación de un vertedor dependen de la forma especial de control que se haya elegido para la descarga. El control puede ser de cualquier tipo de las estructuras descritas en los párrafos anteriores, y puede tener o no control sobre sus crestas.

Cuando se haya optado por algún tipo de vertedor, se puede determinar la máxima descarga del vertedor y el nivel máximo del vaso mediante estudios de variación de niveles. Las dimensiones de los demás componentes de la obra de excedencias pueden adaptarse a las condiciones específicas del tipo de boquilla donde quedará alojada la presa. Después se pueden hacer presupuestos del costo del vertedor y de la presa. Los presupuestos de las diferentes combinaciones de vertedores de varias capacidades y de presas de diferentes alturas para un tipo supuesto de vertedor, y de varias alternativas de tipos de vertedor, proporcionarán la base para hacer la selección del tipo de vertedor económico y de relación óptima de la capacidad del vertedor a la altura de la presa.

Selección del proyecto del vertedor

Para llevar a cabo una selección se puede preparar un proyecto compuesto en el que se consideren debidamente todos los factores que influyan en el tamaño y tipo del vertedor, y correlacionando los elementos elegidos en las alternativas. Se pueden usar muchas combinaciones de los componentes para formar el proyecto completo del vertedor. Después de que se han determinado el tamaño hidráulico y las características de descarga de un vertedor mediante el estudio de la variación de niveles producida por la avenida de proyecto, se pueden elegir las dimensiones generales del sistema de control. Entonces, se puede elaborar el proyecto

especifico tomando en cuenta la topografía y las condiciones de la cimentación, y adaptando la estructura de control y los diferentes componentes a las condiciones topográficas existentes.

Las condiciones de la boquilla influyen en forma importante en la selección de la localización, tipo y componentes de un vertedor. La inclinación del terreno atravesado por el canal de descarga del vertedor, la clase y volumen de la excavación, además de las posibilidades que haya de utilizarla como material para el terraplén; las probabilidades de que se erosionen las superficies formadas por la excavación y la necesidad de revestirlas; la permeabilidad y la resistencia de la cimentación; y la estabilidad de los taludes excavados; todos estos factores deben considerarse en la selección.

La adopción de un tamaño especial o arreglo para los componentes del vertedor puede influir en la selección de los demás componentes. Por ejemplo, una estructura de control ancha con la cresta en posición normal a la línea central del vertedor requerirá una transición larga, convergente para unirla a un canal de descarga angosto o a un túnel; una alternativa mejor pudiera ser la selección de una estructura de control más angosta con compuertas o una instalación lateral de control en el canal. De la misma manera, puede no ser posible un tanque amortiguador ancho para usarse en un canal cubierto o túnel, debido a la larga transición divergente que es necesaria.

Un vertedor puede ser parte integrante de una presa, como la sección vertedora de una cortina de concreto, o puede ser una estructura separada. En algunos casos, puede combinarse como una estructura de descarga común, con las obras de toma, o incluida dentro de un plan de derivación al río por economía. Así, la localización, el tipo y el tamaño de las demás estructuras auxiliares son factores que pueden influir en la selección de la localización del vertedor o en su disposición. El plan final dependerá del estudio económico del conjunto, y de la eficacia hidráulica, y estructural.

En los capítulos que componen esta tesis se desarrollará una explicación del diseño de cada una de las partes que componen una obra de excedencias del tipo de canal lateral, embudo y abanico.

CAPITULO 1

DISEÑO DE VERTEDORES DE CANAL LATERAL

1.1 Flujo Espacialmente Variado

El flujo espacialmente variado tiene un caudal no uniforme como resultado de la adición o disminución de agua a lo largo del curso del flujo. El agua agregada o extraída causará perturbaciones en el contenido de energía o de momentum del flujo. Como resultado, el comportamiento hidráulico de un flujo espacialmente variado es más complicado que el de un flujo con caudal constante.

En el flujo espacialmente variado de gasto creciente el agua añadida a la que originalmente escurre en el canal, produce fuertes corrientes transversales, un mezclado turbulento y un flujo en forma espiral. Estos efectos se transmiten hacia aguas abajo, normalmente más allá de la última sección en que se aporta gasto al canal. También ocurre que el mezclado turbulento del gasto aportado lateralmente, con el que fluye en la dirección longitudinal del canal, produce una resistencia al flujo mayor que la normal. Además, el comportamiento hidráulico del flujo espacialmente variado con caudal creciente es en ciertos aspectos, diferente al flujo similar con caudal decreciente. En esta tesis solamente se estudiará el flujo con gasto creciente.

Flujo con caudal creciente. En este tipo de flujo espacialmente variado, una parte apreciable de la pérdida de energía se debe a la mezcla turbulenta del agua agregada y del agua que fluye a través del canal. En la mayor parte de los casos esta mezcla es de una magnitud e incertidumbre altas. Debido al resultado de pérdidas altas e inciertas, la ecuación de momentum es más conveniente para la solución de este problema que la ecuación de energía. Desde un punto de vista práctico, la alta pérdida de energía hace que los canales diseñados para el flujo espacialmente variado sean hidráulicamente ineficientes, pero algunas veces las circunstancias físicas hacen que el uso de estas estructuras sea más conveniente.

El flujo con gasto creciente se presenta en el diseño de estructuras como el vertedor de canal lateral como el que se muestra en la fig. 1.1, utilizado para eliminar las excedencias de un vaso de almacenamiento; también en cunetas, bordillos y canales de drenaje en carreteras, aeropuertos y tierras agrícolas, en sistemas de aguas negras, en plantas de tratamiento y en sistemas de drenaje de áreas pavimentadas y cubiertas de techo.

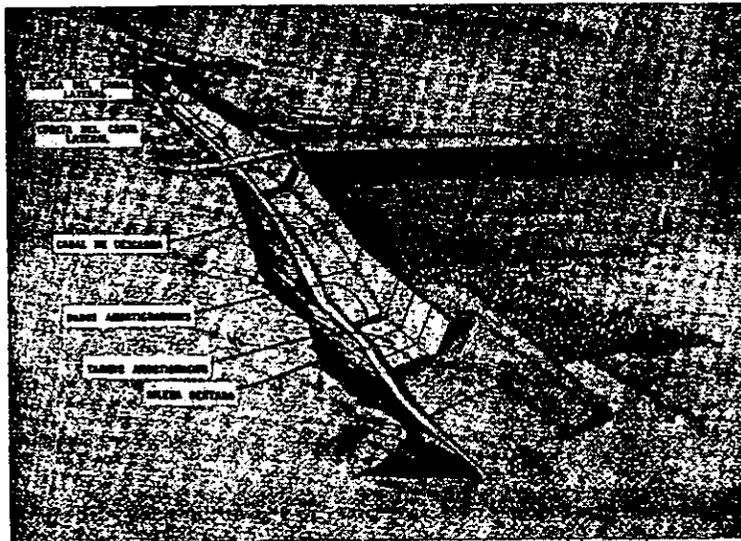


Figura 1.1 Vertedor de canal lateral

1.2 Determinación de la ecuación de flujo espacialmente variado con gasto creciente

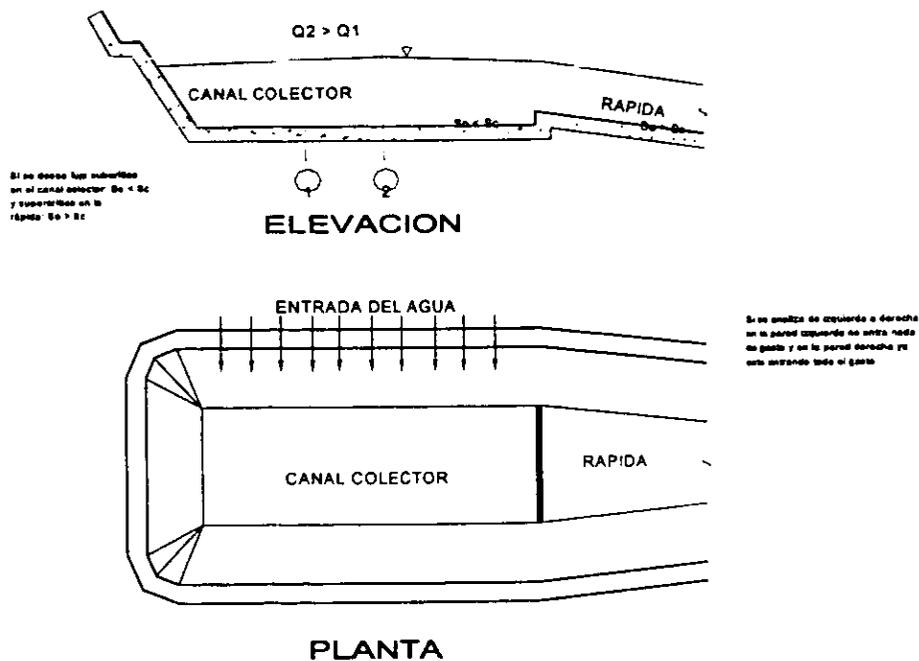
Para obtener las ecuaciones de flujo espacialmente variado es necesario hacer una serie de hipótesis a fin de simplificar el análisis. Estas hipótesis son las siguientes:

- 1.- El flujo es unidimensional (características varían en función de una coordenada curvilínea), aunque la superficie libre de agua sea irregular dentro del canal colector.
- 2.- Los coeficientes que afectan a la carga de velocidad son iguales a uno (α coeficiente de Coriolis).
- 3.- La presión del flujo se considera hidrostática ($p=\gamma h$).
- 4.- La pendiente del canal colector es pequeña.
- 5.- Se usa la fórmula de Manning para calcular la pérdida por fricción

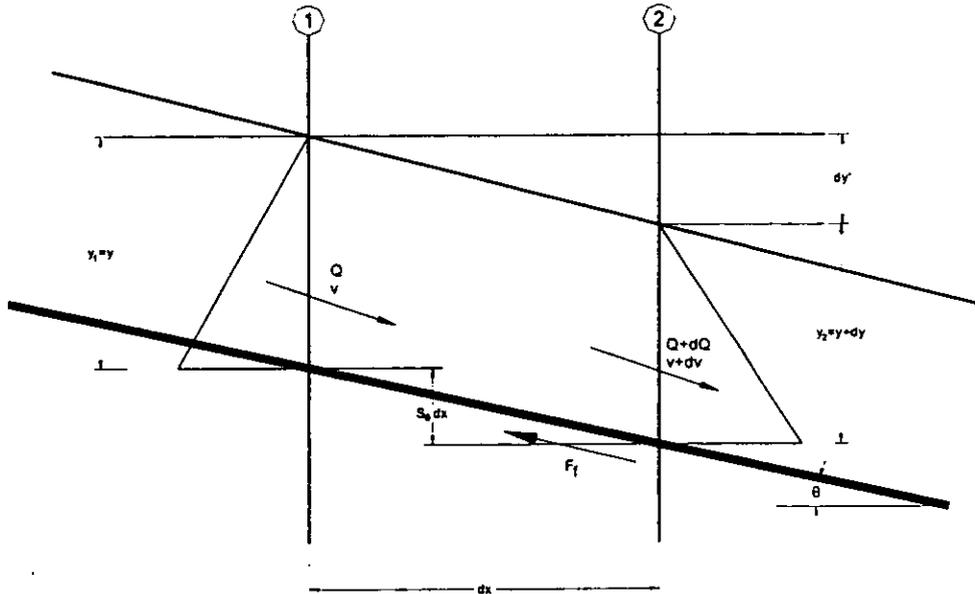
$$h_f = \left[\frac{v n}{R_H^{2/3}} \right]^2 L \quad (1.1)$$

- 6.- El atrapamiento de aire no se toma en cuenta.

Se tiene el siguiente esquema:



Para las secciones 1 y 2 se tiene lo siguiente:



Como S_0 es pequeña se acepta que no se tiene que proyectar el tirante.

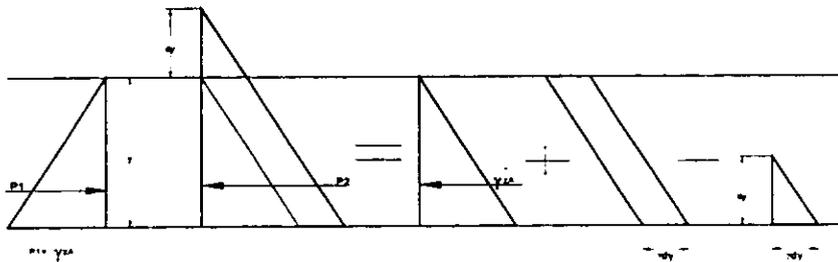
Al aplicar la ecuación de cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 2 se tiene:

$$\sum F = \frac{\gamma}{g} \sum Q v \quad (1.2)$$

$$\sum F = F_p - F_f + F_w \quad (1.3)$$

a) Fuerza de presión F_p

Si todo se lleva a un mismo plano de comparación.



De la figura anterior se puede observar que:

$$P_1 = \gamma z A$$

$$P_2 = \gamma z A + A \gamma dy + \frac{1}{2} \gamma dy^2 A$$

$$P_1 - P_2 = \gamma z A - \gamma z A - A \gamma dy - \frac{1}{2} \gamma dy^2 A = -A \gamma dy - \frac{1}{2} \gamma dy^2 A$$

Si se desprecia el término de segundo orden se llega a:

$$F_p = P_1 - P_2 = -A \gamma dy \quad (1.4)$$

b) Fuerza de fricción F_f

La fuerza de fricción es proporcional al producto de la pérdida por fricción (presión debida a la fricción) multiplicada por el área promedio, es decir.

$$F_f = \gamma h_f \bar{A} = \gamma h_f \left(A + \frac{1}{2} dA \right)$$

$$h_f = S_f dx$$

$$S_f = \frac{h_f}{dx}$$

De Manning $Q = \frac{A}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}$

Para flujo uniforme $S_o = S_f$

$$S_f = \left[\frac{Qn}{R_H^{2/3} A} \right]^2$$

$$F_f = \gamma S_f dx \left(A + \frac{1}{2} dA \right)$$

Si se desprecia el término de segundo orden se tiene:

$$F_f = \gamma S_f dx A \quad (1.5)$$

(pero con signo negativo ya que se opone al escurrimiento)

c) Fuerza de peso F_w

El peso del agua entre las dos secciones es igual a:

$$W - \gamma V = \gamma \left(A + \frac{1}{2} dA \right) dx$$

La componente del peso en la dirección del flujo es:

$$W S_o = \gamma \left(A + \frac{1}{2} dA \right) dx S_o$$

Como S_o es pequeña

$$\text{sen } \theta = \tan \theta = S_o$$

Si se desprecian los términos de segundo orden.

$$F_w = \gamma A dx S_o \quad (1.6)$$

En la dirección del flujo.

sustituyendo 1.3 en 1.2

$$F_p - F_f + F_w = \frac{\gamma}{g} \sum Q v \quad (1.7)$$

$$(P_1 - P_2) - F_f + F_w = \frac{\gamma}{g} \sum Q v$$

sustituyendo 1.4, 1.5 y 1.6 en 1.7

$$-A \gamma dy - \gamma S_f dx A + \gamma A dx S_o = \frac{\gamma}{g} \sum Q v \quad (1.8)$$

La sumatoria de las cantidades de movimiento es:

$$\frac{\gamma}{g} \sum Q v = CM_2 - CM_1 \quad (1.9)$$

La cantidad de movimiento en 1 es:

$$CM_1 = \frac{\gamma}{g} \sum Q v \quad (1.10)$$

entra el volumen de control en 1 y v es positiva.

La cantidad de movimiento en 2 es:

$$CM_2 = \frac{\gamma}{g} \sum (Q + dQ)(v + dv) \quad (1.11)$$

sale el volumen de control en 2 y v es positiva.

restando 1.10 de 1.11

$$\begin{aligned} CM_2 - CM_1 &= \frac{\gamma}{g} (Q + dQ)(v + dv) - \frac{\gamma}{g} Q v \\ CM_2 - CM_1 &= \frac{\gamma}{g} [Q v + v dQ + Q dv + dQ dv] - \frac{\gamma}{g} Q v \\ CM_2 - CM_1 &= \frac{\gamma}{g} [Q dv + v dQ] \end{aligned} \quad (1.12)$$

Sustituyendo 1.12 en 1.8 y simplificando se tiene:

$$\gamma(-A dy - S_f dx A + A dx S_o) = \frac{\gamma}{g} [Q dv + v dQ]$$

$$A(S_o - S_f) dx - A dy = \frac{1}{g} [Q dv + v dQ]$$

desprecian do los términos de segundo orden

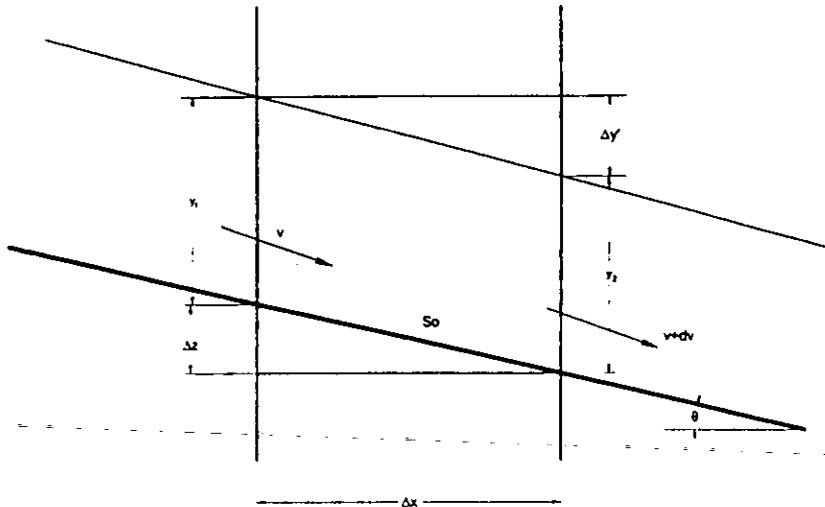
$$A(S_o - S_f) dx - A dy = \frac{1}{g} [Q dv + v dQ]$$

$$\boxed{(S_o - S_f) dx - dy = \frac{1}{Ag} [Q dv + v dQ]} \quad (1.13)$$

Ecuación dinámica del flujo espacialmente variado

INTEGRACION NUMERICA DE LA ECUACION DINAMICA DE FLUJO ESPACIALMENTE VARIADO POR EL METODO DE INCREMENTOS FINITOS

Si se toman las diferenciales como incrementos finitos se tiene que $dv = \Delta v$



Geoméricamente

$$\begin{aligned} \Delta z + y_1 &= y_2 + \Delta y' \\ \Delta z &= S_0 \Delta x \\ \Delta y' &= S_0 \Delta x + y_1 - y_2 \\ y_2 &= y_1 + \Delta y \end{aligned} \quad \Delta y = y_2 - y_1$$

$$\begin{aligned} Q_2 &= Q_1 + \Delta Q \\ Q &= Q_1 \\ v_2 &= v_1 + \Delta v \\ dx &= \Delta x \\ dy &= \Delta y \end{aligned}$$

Con estas adecuaciones podemos representar la ecuación dinámica del flujo espacialmente variado sustituyendo las diferenciales por incrementos:

$$(S_0 - S_f) \Delta x - \Delta y = \frac{1}{Ag} [Q_1 \Delta v + v_2 \Delta Q]$$

$$S_0 \Delta x - S_f \Delta x - \Delta y = \frac{1}{Ag} [Q_1 (v_2 - v_1) + (Q_2 - Q_1) v_2]$$

tomando en cuenta que :

$$S_0 \Delta x - S_f \Delta x - \Delta y = S_0 \Delta x - S_f \Delta x - y_2 + y_1 = -S_f \Delta x + \Delta y'$$

entonces queda :

$$-S_f \Delta x + \Delta y' = \frac{1}{Ag} [Q_1 (v_2 - v_1) + (Q_2 - Q_1) v_2]$$

$$\Delta y' - S_f \Delta x = \frac{Q_1}{Ag} \left[(v_2 - v_1) + (Q_2 - Q_1) \frac{v_2}{Q_1} \right]$$

A es el área media entre las dos secciones, de la ecuación de continuidad se tiene :

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{(Q_1 + Q_2) \cdot 2}{(v_1 + v_2) \cdot 2}$$

$$\Delta y' - S_f \Delta x = \frac{Q_1}{g} \frac{v_1 + v_2}{Q_1 + Q_2} \left[(v_2 - v_1) + (Q_2 - Q_1) \frac{v_2}{Q_1} \right]$$

$$\Delta y' = \frac{Q_1}{g} \frac{v_1 + v_2}{Q_1 + Q_2} \left[(v_2 - v_1) + \frac{(Q_2 - Q_1)}{Q_1} v_2 \right] + S_f \Delta x \quad (1.14)$$

Ecuación de incrementos finitos para la solución del flujo espacialmente variado con gasto creciente

De la ecuación de Manning, se tiene:

$$v = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2} \quad (1.15)$$

$$S_f = \left[\frac{\bar{v} n}{\bar{R}_H^{2/3}} \right]^2 \quad (1.16)$$

$$\bar{v} = \frac{v_1 + v_2}{2} \quad (1.17)$$

$$\bar{R}_H = \frac{(A_1 + A_2)/2}{(P_1 + P_2)/2} = \frac{A_1 + A_2}{P_1 + P_2} \quad (1.18)$$

1.3 Procedimiento del Diseño Hidráulico

El vertedor de canal lateral es una obra de excedencias que se coloca en una presa de almacenamiento. Su función principal es la de desalojar el agua excedente que se encuentra por encima del NAMO para evitar que ésta brinque la cortina y cause algún perjuicio a ésta.

El vertedor de canal lateral consta de varias estructuras las cuales se mencionan a continuación:

- A) Canal de acceso
- B) Cresta vertedora (recta o curva)
- C) Tanque o canal colector
- D) Rápida o canal de descarga
- E) Estructura terminal

Cada una de estas estructuras tiene una función específica que cumplir para que en su conjunto funcionen correctamente y puedan cumplir con el objetivo principal del vertedor de canal lateral. La función específica de cada estructura se explica en los siguientes párrafos.

- A) Canal de acceso

Su función es la de encausar el agua para que la corriente llegue perpendicular a la cresta vertedora y así no tenga problemas para ser desalojada. También debe evitarse algún obstáculo entre la superficie del agua y la plantilla del canal de acceso.

El canal de acceso debe tener una longitud tal, que favorezca a que las líneas de corriente sean rectas, y como se menciono antes, perpendiculares a la cresta vertedora.

B) Cresta vertedora

Su función es la de mantener el nivel del embalse hasta una altura predeterminada en el diseño de la presa (NAMO). Cuando este nivel es rebasado, el agua comienza a derramar por la cresta del vertedor para que ésta no rebase la cortina de la presa y así mantener la seguridad de la misma. El diseño de la cresta vertedora se hace de acuerdo a los criterios indicados para el cimacio de cresta libre, tanto para el cálculo del perfil del cimacio como para el cálculo de la curva elevación-gastos.

Del transito de avenidas se obtiene el gasto de diseño y la longitud de vertido y con estos datos se puede calcular la carga de diseño con la siguiente ecuación:

$$H = \left[\frac{Q}{CL} \right]^{2/3} \quad (1.19)$$

El coeficiente de descarga "C" puede obtenerse de la gráfica de la fig. 1.2 que muestra el valor de este coeficiente en función de las relaciones carga real a carga de diseño (H/H_d) y profundidad del canal de acceso a carga de diseño (P/H_d).

Al obtener la carga de diseño se procede a calcular el perfil del cimacio de acuerdo a criterio del U.S.B.R. que se explica a continuación:

Para el perfil aguas abajo se utiliza la fig. 3.2 que se presenta en el capítulo tres de esta tesis. Para el perfil aguas arriba se utiliza la fig. 3.3 que igualmente esta contenida en el capítulo número tres.

C) Tanque o canal colector

La función del canal colector es la de captar el agua que es descargada por la cresta vertedora para ser eliminada hacia aguas abajo de la presa. El canal colector tiene un eje longitudinal paralelo a la cresta vertedora, lo cual indica que el agua vierte por una de sus paredes pero en ocasiones la cresta vertedora se prolonga por las dos paredes del canal. Normalmente la cresta vertedora es recta pero en ocasiones, por necesidades y exigencias de la boquilla, se requiere de una cresta curva.

El flujo dentro del canal colector debe ser lento (subcrítico) y para lograr esto se diseña con una pendiente muy pequeña dentro del canal. Al final del canal colector se coloca una sección de control para poder iniciar en ese punto la rápida que se localiza después de éste. La sección de control se proyecta utilizando un estrechamiento, colocando a un escalón, que exista un cambio de pendiente o dejando una caída libre.

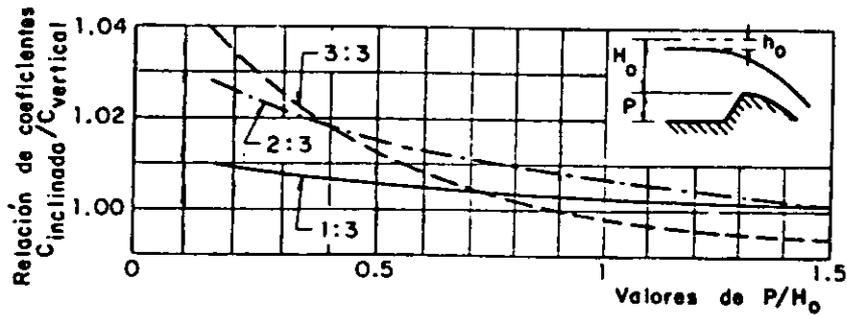
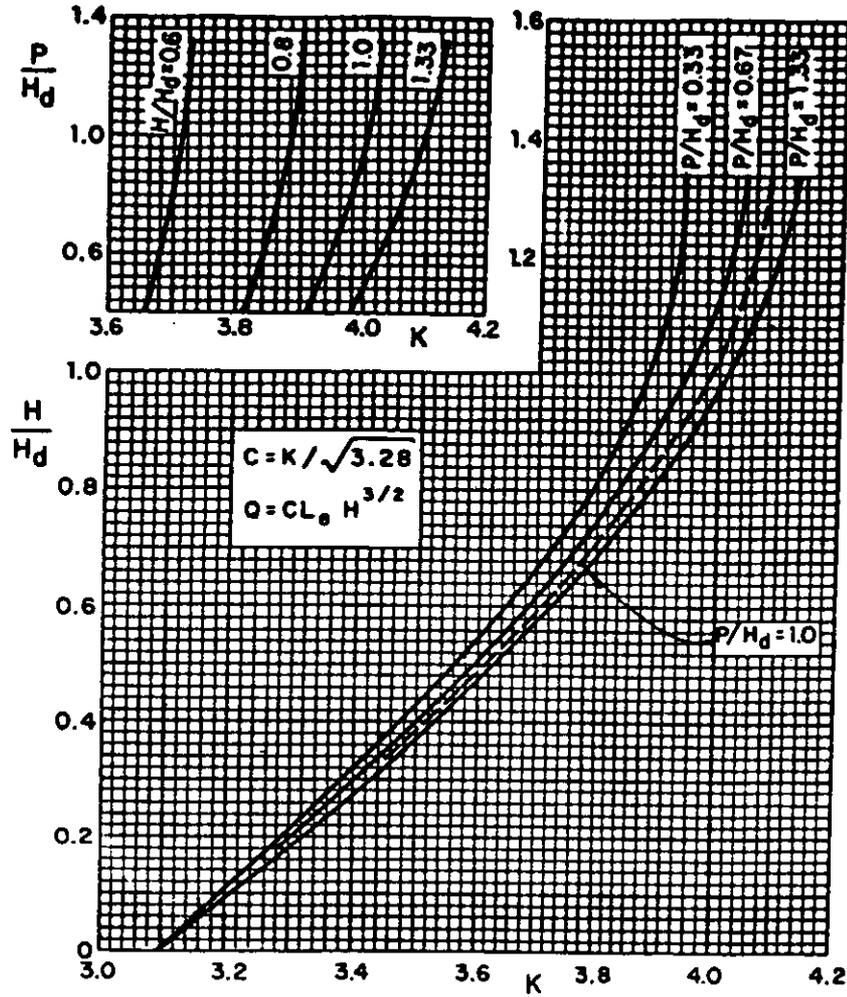
Dentro de este canal ocurre el flujo espacialmente variado con gasto creciente ya que al avanzando, hacia aguas abajo, se va agregando más agua de la que ya trae el canal. Por lo tanto para el diseño del canal colector se utiliza la ecuación de este tipo de flujo (ec. 1.14), que anteriormente se obtuvo su deducción en el punto 1.2 y se presenta nuevamente a continuación:

$$\Delta y' = \frac{Q_1}{g} \frac{v_1 + v_2}{Q_1 + Q_2} \left[(v_2 - v_1) + \frac{Q_2 - Q_1}{Q_1} v_2 \right] + S_f \Delta x$$

donde

$$S_f = \left[\frac{\bar{v} n}{R_H^{2/3}} \right]^2 \quad \bar{v} = \frac{v_1 + v_2}{2} \quad R_H = \frac{(A_1 + A_2)/2}{(P_1 + P_2)/2} = \frac{A_1 + A_2}{P_1 + P_2}$$

El método que se describe a continuación es el llamado "tradicional" y se recomienda utilizarlo en diseños preliminares, para el diseño final se debe utilizar el método propuesto por Rafael Guarga Fierro "Canales a gasto creciente, teoría y aplicaciones", Tesis de Maestría, División de estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM. México 1979.



P = Profundidad del canal de acceso (m)
 H = Carga real (m)
 H_d = Carga de diseño (m)
 C = Coeficiente de descarga
 L_e = Longitud efectiva (m)

Talud	Angulo de la vertical
1:3	18° 26'
2:3	33° 41'
3:3	45° 00'

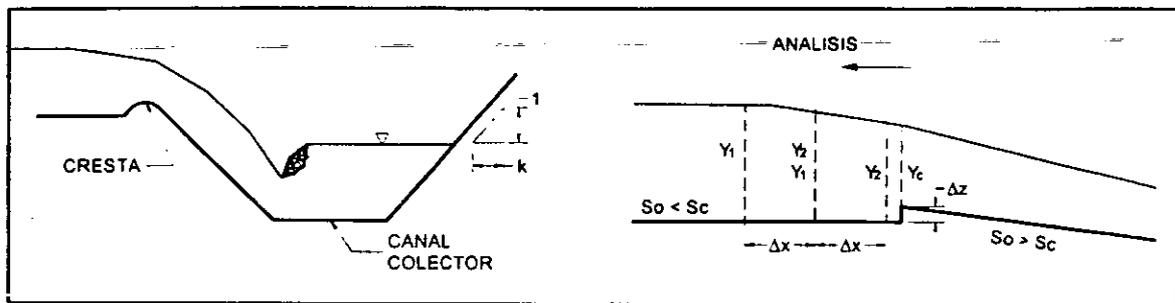
Figura 1.2 Coeficientes de descarga para cimacios de cresta libre

Recomendaciones de carácter general

- Talud del canal colector debe ser lo menos tendido, por motivos económicos referidos al costo de excavación, se recomienda tomar 0.5:1.
- Ancho "b" del canal debe escogerse entre el más económico.
- Si se coloca un escalón para establecer el control este debe quedar comprendido entre 0.3 m y 2.0 m. Se escoge un valor pequeño cuando la relación de la carga total sobre la cresta del cimacio entre la longitud del cimacio también lo sea y viceversa, no existe un criterio para decir cuando la relación es grande o pequeña.
- Se supone que la longitud de vertido esta alojada sobre uno de los taludes del canal colector, aunque algunas veces ello no puede ocurrir ya que se tiene una longitud de cresta curva.
- La pendiente S_0 del canal colector puede variar entre 0.008 y 0.16.

- Perfil hidráulico a lo largo del canal colector.

Se toman en cuenta las siguientes características.



- 1.- Se establece la ecuación de la energía entre la sección de control y la inmediata aguas arriba. Por facilidad se ha considerado utilizar un escalón para establecer el control.

Se calcula el Y_c a partir de la condición crítica.

$$\frac{Q_d^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c}$$

donde

- Q_d es el gasto de diseño
- A_c es el área crítica
- B_c es el ancho de la superficie libre del agua

Se pueden utilizar gráficas para conocer el valor de Y_c , solo que debe ajustarse.

- 2.- Se obtiene Y_2 al ajustar la ecuación de la energía entre la sección crítica y la sección 2. Se considera despreciable la pérdida de energía.

$$Y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = \Delta z + Y_c + \frac{v_c^2}{2g} \quad (1.20)$$

$$Q_d = A_2 v_2 \therefore v_2 = \frac{Q_d}{A_2}$$

Nota: Si se escoge utilizar un escalón y no se conoce el valor de S_0 en el canal colector, esta se calcula con la siguiente relación

$$\frac{S_0 L}{y} \leq \frac{2}{3} (1 + 2 Fr^2) \quad (1.21)$$

donde

L longitud del canal colector, en m
 Y tirante aguas arriba del escalón, en m

Fr número de Froude que corresponde a Y; $Fr = \frac{v}{\sqrt{gY}}$

Observación: Si se tiene una caída o un cambio de pendientes para fijar la sección de control no hay necesidad de calcular el Y_2 descrito anteriormente y se pasa directamente al paso 3. Si se tiene un estrechamiento se debe calcular el valor de Y_2 hasta donde se tenga un ancho de plantilla constante.

3.- Se calcula la siguiente ecuación

$$\Delta y' = S_0 \Delta x + Y_1 - Y_2 \quad (1.22)$$

Como se conoce solo el valor de Y_2 y de $S_0 \Delta x$ se supone un valor de $\Delta y'$ y se obtiene el valor de Y_1 y por lo tanto se calcula A_1 .

4.- Se calcula Q_1 con

$$Q_1 = Q_a - \frac{Q_a}{L_1} (N \Delta x) \quad (1.23)$$

donde

L_1 es la longitud del cimacio
 N número de tramos que se esta analizando

Esto se justifica recordando que hacia aguas arriba entra menor gasto y hacia aguas abajo entra todo el gasto.

5.- Se calcula v_1

$$v_1 = \frac{Q_1}{A_1}$$

Se calcula S_f

$$S_f = \left[\frac{v n}{R_h^{2/3}} \right]^2$$

6.- Se aplica la ecuación 1.14 que a continuación se presenta nuevamente:

$$\Delta y'_a = \frac{Q_1}{g} \frac{v_1 + v_2}{Q_1 + Q_2} \left[(v_2 - v_1) + \frac{Q_2 - Q_1}{Q_1} v_2 \right] + S_f \Delta x$$

7.- Se comparan $\Delta y'$ (supuesta) con $\Delta y'_a$

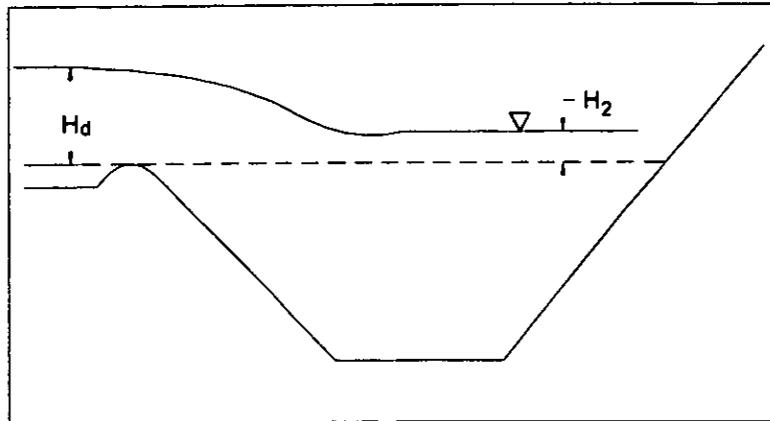
Si $\Delta y' = \Delta y'_a$ el cálculo es correcto.

Entonces se regresa al paso 3 solo que el Y_1 calculado es ahora el Y_2 .

Si $\Delta y' \neq \Delta y'_a$ se toma el valor de $\Delta y'_a$ calculado y se repite el procedimiento a partir del paso 3 hasta que se cumpla la igualdad.

8.- Se recomienda tomar al menos cinco tramos dentro del canal colector.

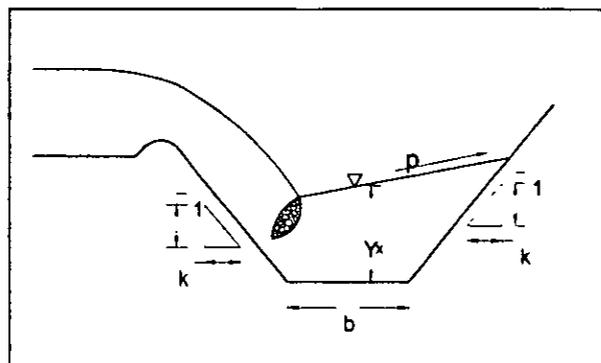
9.- Conocidos los tirantes de agua se dibuja el perfil del agua a lo largo del eje del canal (por la parte media). Lo que sigue es ubicar la elevación de la plantilla del canal colector con respecto a la cresta del vertedor, la cual esta fija por condiciones fijadas anteriormente. Se puede hacer lo siguiente.



Lo máximo que se acepta en sumergir la descarga es 2/3 de la H_d , es decir $H_2 = (2/3)H_d$

Fijado el nivel de sumergencia y en el tirante del agua que se tenga en la pared del canal más alejada de la sección de control se calcula la elevación de la plantilla del canal colector y como se conoce S_0 y la longitud del mismo se calcula la elevación de la plantilla en la sección de control.

10.- Se calcula la pendiente transversal del agua en cada una de las secciones del canal colector con la ecuación de Viparelli. El nivel del agua no es una horizontal.



$$p = \frac{q \sqrt{2 g Z_x}}{g Y_x (b + 2 k Y_x)} \quad (1.24)$$

donde

- q gasto unitario, Q_d / L
- Z_x desnivel entre la elevación del agua en el vaso y la elevación media de la superficie del agua en la sección X en estudio, en m
- Y_x tirante medio en la sección X, en m
- k talud de la pared del canal

nota: Debe cumplirse en todas las secciones que $p < 0.08$ para tener un funcionamiento adecuado, si no se cumple lo anterior se escoge otro ancho "b" y deja el talud k constante.

D) Rápida o canal de descarga

El canal de descarga tiene como función conducir el agua, que es entregada por el canal colector, hacia la parte más baja de la presa donde se ubica la estructura terminal. El canal de descarga o rápida inicia en la sección de control ubicada al final del canal colector y termina en el inicio de la estructura terminal donde llega el agua con una energía cinética muy alta.

El escurrimiento en el conducto de descarga debe mantenerse siempre a régimen supercrítico o rápido. Para evitar la formación de un resalto hidráulico abajo del control, el régimen debe permanecer siendo supercrítico en toda la longitud del canal. El flujo puede ser uniforme, acelerado o retardado, según las pendientes y dimensiones del canal y de la caída total. El cálculo de velocidades y tirantes a lo largo del conducto, ya sea que se trate de un canal a cielo abierto o de un túnel, debe efectuarse con el teorema de Bernoulli aplicado por tramos.

Si el canal tiene perfil longitudinal curvo, la fuerza centrífuga ejerce un incremento en las presiones que hace necesaria la modificación del término que representa a la carga de presión. Debe tomarse en cuenta esta modificación cuando el radio de la curvatura de la plantilla sea mayor que $0.215 Dv^2$ (donde D es el tirante en m. y v es la velocidad en m/s.)

La carga de presión sobre el fondo para canales de gran pendiente o de gran curvatura vale:

$$H = D \cos \theta \pm \frac{v^2 D}{gr} \quad (1.25)$$

donde

- H carga de presión, en m
- D tirante medio en dirección perpendicular a la plantilla del canal, en m
- r radio de curvatura vertical de la plantilla del, en m
- θ ángulo entre la plantilla y la horizontal, en grados
- v velocidad media del escurrimiento, en m/s
- g aceleración de la gravedad, en m/s^2

Para canales cóncavos debe considerarse en la fórmula el signo positivo y el negativo para canales convexos.

Cuando las velocidades del canal son superiores a 5 m/s existe una inclusión de aire que aumenta los tirantes. Este incremento de tirante, respecto al calculado teóricamente puede determinarse en forma aproximada con la ayuda de la fórmula de Douma (ec.1.27), que indica que el porcentaje de aire incluido puede calcularse en forma aproximada con la siguiente ecuación:

$$u = 10 \sqrt{\frac{0.2 v^2}{gr} - 1} \quad (1.26)$$

donde

- g aceleración de la gravedad, en m/s^2
- v velocidad del escurrimiento, en m/s
- r radio hidráulico, en m
- u porcentaje de aire incluido, en volumen

Por lo tanto los tirantes se obtienen con la expresión:

$$y' = y \left(1 - \frac{u}{100} \right) \quad (1.27)$$

donde

- y' tirantes reales con aire incluido, en m
- y tirantes calculados teóricamente, en m

‡ Perfil del canal de descarga

Como la rápida es un canal a cielo abierto, el perfil debe adaptarse a las condiciones geológicas y topográficas del sitio. El canal debe estar siempre en excavación y, en lo posible sobre roca en buen estado. De preferencia el tramo inicial se escogerá con poca pendiente hasta casi interceptar el perfil del terreno y a partir de ese punto se sigue en forma aproximada el perfil del terreno natural. El perfil debe definirse por tramos rectos unidos entre si por curvas verticales.

Para evitar la tendencia de separación, la plantilla de una curva convexa debe ser sustancialmente más tendida que la trayectoria de un chorro libre bajo una carga igual a la energía específica a la entrada de la curva.

La curva de la plantilla debe seguir la siguiente ecuación:

$$y = x \tan \theta + \frac{x^2}{6(D \cos \theta + H_v) \cos^2 \theta} \quad (1.28)$$

donde

$D \cos \theta + H_v$ energía específica del escurrimiento al principio de la curva, en m

X, y coordenadas de la curva referida a un sistema cartesiano con origen al principio de la curva, y el eje "y" dirigido hacia abajo, en m

θ ángulo de la plantilla del canal al principio de la curva, en grados

En las curvas verticales cóncavas, para evitar presiones positivas altas, se recomienda que la plantilla sea un arco circular con radio r dado por el valor que sea mayor de las siguientes ecuaciones:

$$r = 0.215 D v^2 \quad (1.29)$$

$$r = 10 D \quad (1.30)$$

donde

r radio de curvatura, en m

D tirante medido en dirección perpendicular a la plantilla del canal, en m

v velocidad del escurrimiento, en m/s

‡ Curvas horizontales

En una curva horizontal sencilla de un canal con escurrimiento a régimen supercrítico se producen en las orillas exteriores de la curva, sobreelevación del nivel del agua que se propagan hacia aguas abajo de la curva.

El uso de una curva compuesta, según los estudios realizados por el Knapp, confina la sobreelevación del nivel del agua a solo el tramo de la curva; las perturbaciones que se propagan hacia aguas abajo son mínimas.

La curva compuesta esta formada por una circular de radio R , precedida y seguida por curvas de radio $2R$. La fig. 1.3 muestra la conformación de las curvas verticales.

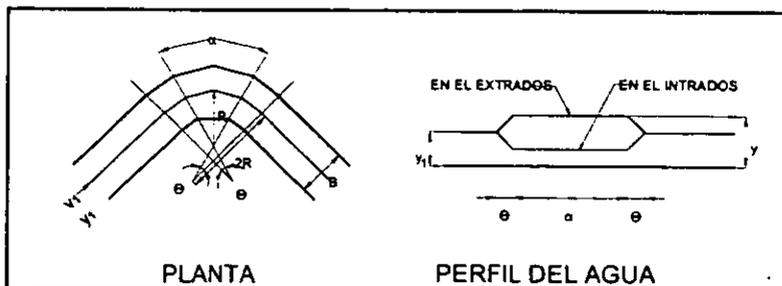


Figura 1.3 Curva horizontal compuesta para el canal de descarga

El ángulo central θ de estas curvas de transición vale:

$$\theta = \text{ang tan } \frac{B}{(2R + B/2)\tan \beta} \quad (1.31)$$

donde $\beta = \text{ang sen } (1/Fr_1)$

el tirante a lo largo de la margen exterior de la curva es igual a :

$$y = y_1 Fr_1^2 \text{ sen}^2 \left(\beta + \frac{\theta}{2} \right) \quad (1.32)$$

en la margen interior de la curva el tirante deprime en la misma magnitud, es decir:

$$y = y_1 / Fr_1^2 \text{ sen}^2 \left(\beta + \frac{\theta}{2} \right) \quad (1.33)$$

Se puede proyectar una pendiente transversal a la plantilla del canal para reducir las perturbaciones producidas por las ondas de Mach. Esta pendiente S_T puede calcularse igualando la componente del peso a lo largo de la pendiente transversal con la fuerza centrífuga determinada por el radio R y la velocidad v, esto es:

$$S_T = \frac{v^2}{gR} \quad (1.34)$$

Para poder evitar un cambio brusco en el escurrimiento, la depresión debe efectuarse gradualmente desde cero hasta su valor total, empezando en ambos extremos de la curva. Es conveniente que la pendiente transversal de la plantilla se conserve a lo largo del extradós de la curva y que el intradós se deprima una altura igual a $v^2 B/gR$, donde B es el ancho de la plantilla del canal.

Para el gasto de diseño cualquier solución que se adopte puede trabajar en forma correcta, solamente que cuando cambia el gasto el funcionamiento de las estructuras será diferente para cada condición de escurrimiento. Por este motivo se debe evitar, hasta donde sea posible, la construcción de curvas horizontales en una rápida.

‡ Borde Libre

En un canal con escurrimiento a régimen supercrítico hay que proporcionar un bordo libre adecuado para absorber las variaciones del tirante originadas por la acción de las ondas, la inclusión de aire y el efecto de chapoteo. Para determinar la altura de este bordo libre se toma una relación empírica elaborada por el U.S. Bureau of Reclamation que proporciona un valor razonable en términos de la velocidad y energía del escurrimiento.

$$B.L. = 0.60 + 0.037 v \sqrt[3]{D} \quad (1.35)$$

donde

B.L. bordo libre, en m
v velocidad del escurrimiento, en m/s
D tirante, en m

E) Estructura terminal

Se llama estructura terminal a la parte final de la obra de excedencias y esta ubicada inmediatamente después del canal de descarga. La función de esta estructura es la de disipar la alta energía cinética que lleva el agua al pasar a través de la rápida. En ocasiones no es necesario eliminar la energía cinética que trae el agua y puede diseñarse una estructura diferente como se explica enseguida.

Si es posible que el canal de descarga de la obra de excedencias descargue directamente al río, sin la utilización de una estructura que disipe la energía se recomienda utilizar una cubeta de lanzamiento o salto de esquí. Si es necesario que la disipación de energía se lleve a cabo antes de que el agua sea entregada al río, es necesario colocar una estructura que lo lleve a cabo, una de estas puede ser un tanque amortiguador o una cubeta disipadora de energía. Para poder conocer cuando se coloca una estructura u otra es necesario llevar a cabo un estudio de las condiciones del remanso en la descarga además de un estudio económico de las diferentes alternativas posibles.

La selección del tipo de la estructura terminal depende de la posición relativa de las elevaciones del final del canal de descarga y del nivel del agua del río en el punto de descarga; por esto, cuando existe, debe determinarse el efecto del remanso en la zona de descarga. Este efecto se determina mediante una comparación entre la curva de tirantes en el río-gastos, en la zona de descarga y la curva de tirantes conjugados mayores - gastos, obtenida para un salto hidráulico formado en un tanque amortiguador de ancho igual al canal de descarga y colocado a la elevación de la plantilla del río en la zona de descarga. Al comparar ambas curvas se pueden tener cuatro posibles casos los cuales se pueden observar en la fig. 1.4.

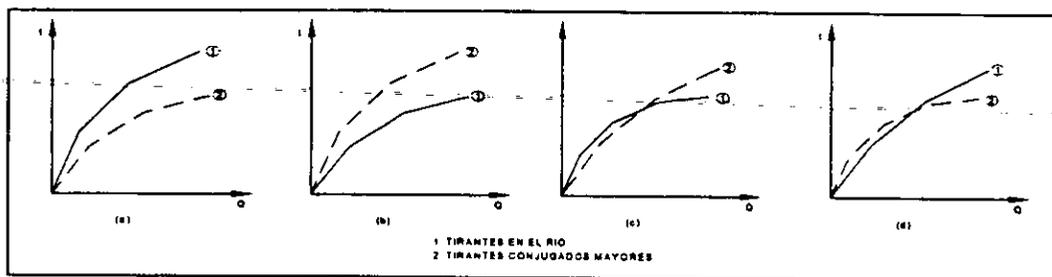


Figura 1.4 Curvas de gastos del río y de los conjugados mayores

- a) La curva de tirantes del río queda siempre sobre la de conjugados
- b) La curva de tirantes del río queda siempre bajo la de conjugados
- c) Las curvas se cruzan y la cara de tirantes del río tiene mayor curvatura
- d) Las curvas se cruzan y la curva de tirantes del río tiene menor curvatura

Para un gasto dado, si el nivel del río es superior al nivel del conjugado mayor, el salto hidráulico se ahoga; si los niveles coinciden, se forma un salto claro, y si el nivel del río es inferior al nivel del conjugado mayor, el salto hidráulico se barre.

Analizando los cuatro posibles casos anteriores, se puede seleccionar el tipo de estructura a proyectar al final de la obra de excedencias, según lo siguiente:

Si se tiene un curva tipo (a), lo cual ocurre en ríos caudalosos de planicies donde las pendientes son muy pequeñas, la disipación de la energía se hace normalmente con cubetas de lanzamiento.

Si se tiene una curva tipo (b) o (c), que ocurre normalmente en ríos con alta pendiente, se coloca un tanque amortiguador y éste deberá profundizarse con excavación bajo el cauce, o bien colocarle un umbral terminal con el fin de asegurar el salto hidráulico para todas las descargas. Para determinar la profundidad de excavación se hacen cálculos utilizando el gasto máximo de diseño.

Si se tiene una curva de tipo (d), el mejor método para asegurar el salto hidráulico es proporcionar un tanque amortiguador con un nivel de plantilla determinado para un gasto inferior al máximo de descarga.

‡ Diseño hidráulico de las cubetas de lanzamiento

Se coloca una cubeta de lanzamiento al final de la obra de excedencias cuando se tenga la intención de lanzar libremente el agua, que proviene del canal de descarga, para que disipe su energía por choque. Esto se puede lograr con cubetas de diversas geometrías, sin embargo, para que la obra de excedencias esté segura, debe tenerse la precaución de que la posible erosión que se produzca en la zona de disipación de energía, no ponga en peligro la estabilidad y la seguridad de la obra de excedencias. La cubeta de lanzamiento se presenta en la figura 1.5.

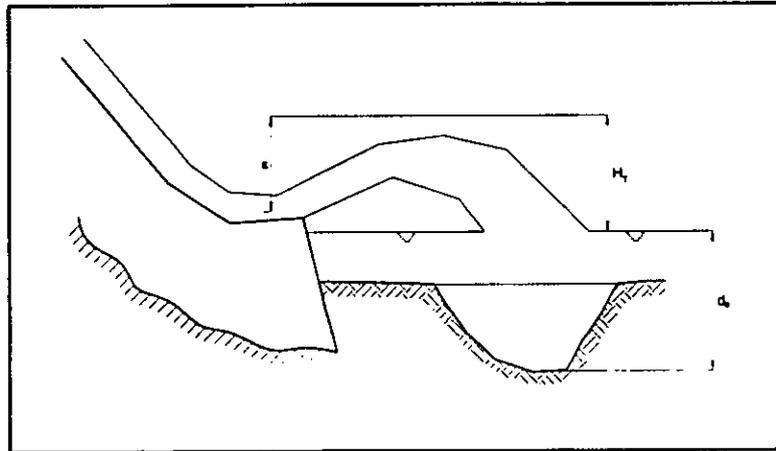


Figura 1.5 Cubeta de lanzamiento

Para diseñar una cubeta de lanzamiento se deberá tomar en cuenta todo el rango de gastos de descarga, ya que para cada gasto, la zona de disipación de energía cambia. Se recomienda que se diseñe de manera que, aun para gastos muy pequeños, ésta trabaje precisamente como cubeta de lanzamiento, esto es, que lance el chorro a una cierta distancia del pie de ella misma.

Para estimar la profundidad de socavación al pie de la cubeta, se utiliza la fórmula de Varonese, basada en estudios experimentales

$$d_s = 1.9 H_T^{0.225} q^{0.54} \quad (1.36)$$

donde

- d_s profundidad máxima del colchón formado abajo del nivel de agua del remanso, en m, igual al colchón inicial más la socavación final
- H_T caída desde el vaso al nivel de remanso, en m
- q gasto unitario, en $m^3/s/m$

a) Determinación de las presiones

Se recomienda el método del U.S. Corps of Engineers de los Estados Unidos por sencillez y por estar basado en observaciones experimentales de laboratorios y prototipos.

Se utilizan dos gráficas, una para determinar la presión máxima que ocurre en la parte más baja de la cubeta (fig. 1.6 a) y otra para obtener la distribución de presiones a lo largo de la cubeta (fig. 1.6 b). El parámetro básico en la presión que produce la fuerza centrífuga.

$$P_c = \frac{\gamma v^2 d}{gR} \quad (1.37)$$

donde

- P_c presión centrífuga en la parte más baja de la cubeta, en ton/m^2
 d espesor del agua en cada sección medido en dirección radial, en m
 v velocidad media del flujo en cada sección, en m/s
 γ peso volumétrico del agua, en ton/m^3
 R radio de curvatura de la cubeta, en m

La presión sobre cualquier punto del deflector puede expresarse en función de otras magnitudes físicas, de manera que la carga de presión resultaría

$$\frac{h_p}{H_T} = f \left[\frac{q}{R\sqrt{2gH_T}}, \frac{\alpha}{\alpha_T} \right] \quad (1.38)$$

donde

- h_p carga de presión en cualquier punto de la cubeta, en m
 H_T carga total real en cada sección, o bien, diferencia de nivel entre la plantilla de la cubeta en cada sección y el gradiente hidráulico correspondiente, en m
 q gasto unitario, en $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$
 α ángulo comprendido entre la normal a la plantilla del canal al inicio de la cubeta y la normal a la plantilla en la sección considerada de la cubeta, en grados
 α_T ángulo de deflexión total de la cubeta, en grados

De la gráfica de la fig. 1.6 b el valor que se obtiene en h_p/H_T , si este se multiplica por H_T , que es dato, se obtiene h_p y al multiplicarse este valor por el γ del agua se encuentra la P_c buscada.

a) Determinación de la trayectoria.

$$y = x \tan \alpha - \frac{x^2}{3.6(D + H_v) \cos^2 \alpha} \quad (1.39)$$

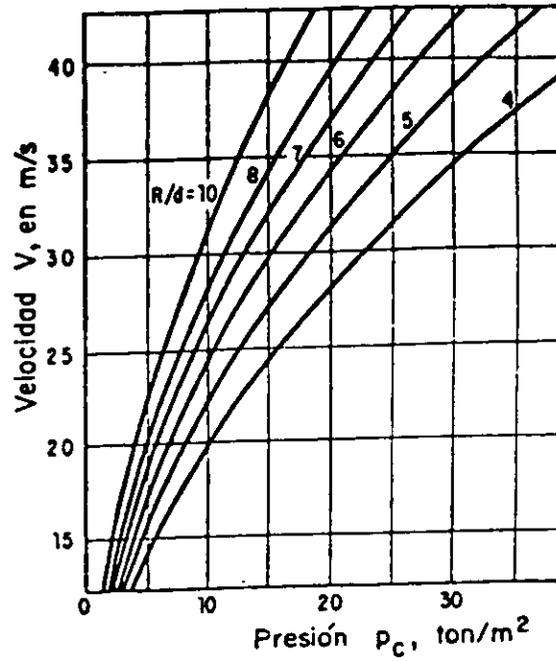
donde

- D tirante a la salida, en m
 H_v carga de velocidad a la salida de la cubeta en m
 x, y coordenadas referidas a un sistema de ejes cartesianos rectangulares con origen en el labio de la cubeta con la horizontal, en grados
 α ángulo que forma el labio de la cubeta con la horizontal, en grados

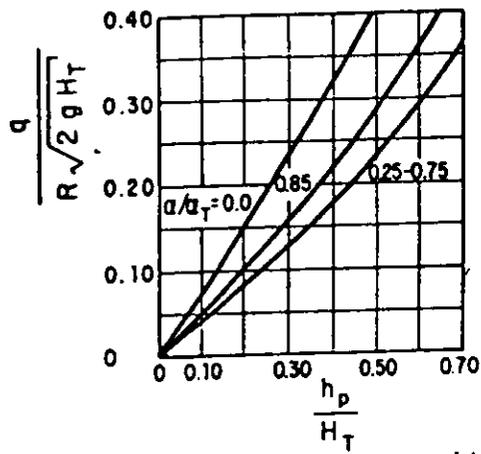
Es recomendable que el ángulo α no sea mayor de 25° y que el radio de la curvatura de la cubeta cumpla con las siguientes condiciones

$$\begin{aligned}
 R &> 5 D \\
 R &> 0.043 D v^2
 \end{aligned}$$

donde v es la velocidad de salida, en m/s



(a)



(b)

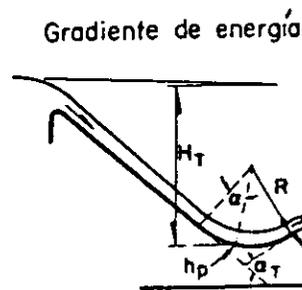


Figura 1.6 Cálculo de presiones

‡ Diseño hidráulico de los tanques amortiguadores

Se recomienda el uso de tanques amortiguadores de sección transversal rectangular; pero, cuando por razones de economía deben emplearse tanques de sección trapecial se sugiere que la inclinación mínima sea con taludes de 0.5.

Para el cálculo del tanque amortiguador es necesario calcular el tirante conjugado mayor del salto hidráulico con la siguiente ecuación:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8 Fr_1^2} \right] \quad (1.40)$$

donde

y_1 tirante conjugado menor del salto hidráulico, en m., que es igual al tirante que trae el agua al final de la rápida

Fr_1 número de Froude en el tirante y_1

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} \quad (1.41)$$

V_1 velocidad en la sección del tirante y_1

En relación con el número de Froude, el proyecto del tanque adecuado para producir un efecto amortiguador en las diferentes formas del salto hidráulico, se describe como sigue:

a) Tanques para números de Froude menores de 1.7.

Cuando el número de Froude es 1.7 el tirante conjugado d_2 es aproximadamente el doble del tirante de llegada, o aproximadamente 40% mayor que el tirante crítico. La velocidad de salida V_2 es aproximadamente la mitad de la velocidad de llegada, o 30% menor que la velocidad crítica. No es necesario emplear tanques amortiguadores para la corriente cuando el número de Froude es menor a 1.7 excepto que las longitudes del canal más allá del punto donde el tirante comienza a cambiar no deben ser menores que aproximadamente 4 d_2 . No es necesario emplear deflectores ni otros dispositivos amortiguadores.

b) Tanques para números de Froude entre 1.7 y 2.5.

Los fenómenos de la circulación para estanques en los que los factores que influyen en ella tienen números de Froude dentro de éste rango de variación quedarán en la forma designada como etapa previa del salto. Como estas corrientes no están acompañadas de una turbulencia activa, no son necesarios amortiguadores ni umbrales. El estanque tiene que ser lo suficientemente largo para dar cabida al prisma de la corriente en la que se está produciendo la retardación. Los tirantes conjugados y las longitudes del estanque dadas en la fig. 1.7 permiten construir buenos tanques.

c) Tanques para números de Froude entre 2.5 y 4.5.

Los fenómenos del salto cuando los factores de la corriente que tienen números de Froude que varían dentro de estos valores se designan como regímenes de transición, porque no se forma un verdadero salto hidráulico.

Un tanque amortiguador adecuado para disipar la energía de la corriente que tienen número de Froude comprendido entre estos valores se presenta en la fig. 1.8 y se nombra estanque tipo I, éste estanque ha demostrado ser relativamente efectivo para disipar la mayor parte de la energía de la corriente. Sin embargo, el oleaje propagado por el flujo oscilante no puede amortiguarse completamente. En ocasiones debe emplearse amortiguadores auxiliares de las ondas, o supresores para que la circulación de aguas abajo sea tranquila.

Debido a la tendencia del salto a cambiar de lugar, como un medio para suprimir el oleaje, los tirantes del agua en el tanque deben considerarse un 10% mayores que el tirante conjugado calculado.

d) Tanques para números de Froude mayores de 4.5.

En los tanques en los que el valor del número de Froude del agua que llega es mayor de 4.5 se forma un verdadero salto hidráulico. La instalación de dispositivos adicionales como bloques, dientes y umbrales a lo largo del piso del tanque producen un efecto estabilizador en el salto, lo que permite acortar el tanque y proporcionar un factor de seguridad contra el corrimiento del salto debido a lo inadecuado del tirante del agua de descarga.

El estanque mostrado en la fig. 1.9 que se designa como el tipo II, se puede adoptar cuando las velocidades de llegada no exceden de 15 m/s. En este estanque se utilizan bloques, dientes amortiguadores y un umbral terminal para acortar la longitud del salto y para disipar la elevada velocidad de circulación dentro del tanque acortado. En este tipo de tanque la disipación de la energía la hacen los dientes amortiguadores y la turbulencia del salto hidráulico que aseguran su eficacia.

Cuando las velocidades de llegada pasan los 15 m/s se puede construir el estanque del tipo III indicado en la fig. 1.10. Debido a que la disipación se debe principalmente al efecto del salto hidráulico, la longitud de este tanque será mayor que la indicada para el tipo II. Sin embargo, aún serán efectivos los bloques del canal de descarga y el umbral terminal dentado para reducir la longitud que sería necesaria si no se usaran. Debido al reducido margen de seguridad para que no se corra el salto, el tirante de agua en el estanque debe ser aproximadamente 5% mayor que el tirante conjugado calculado.

Bordo Libre.- Ordinariamente se deja un bordo libre de manera que no sea rebasado por ondas, salpicaduras y rociones, ni por el oleaje producido por las turbulencias del salto. La siguiente expresión empírica proporciona valores que han resultado satisfactorios en la mayoría de los tanques:

$$B.L. = 0.1 (V_1 + Y_2) \quad (1.42)$$

donde

B.L. bordo libre, en m
 V_1 velocidad del conjugado menor, en m/s
 Y_2 tirante conjugado mayor, en m

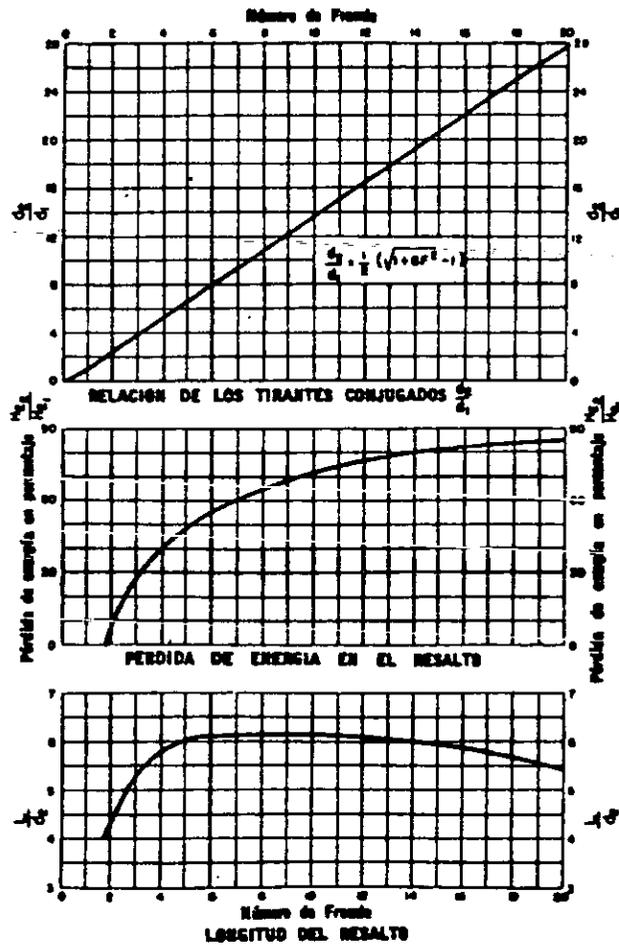
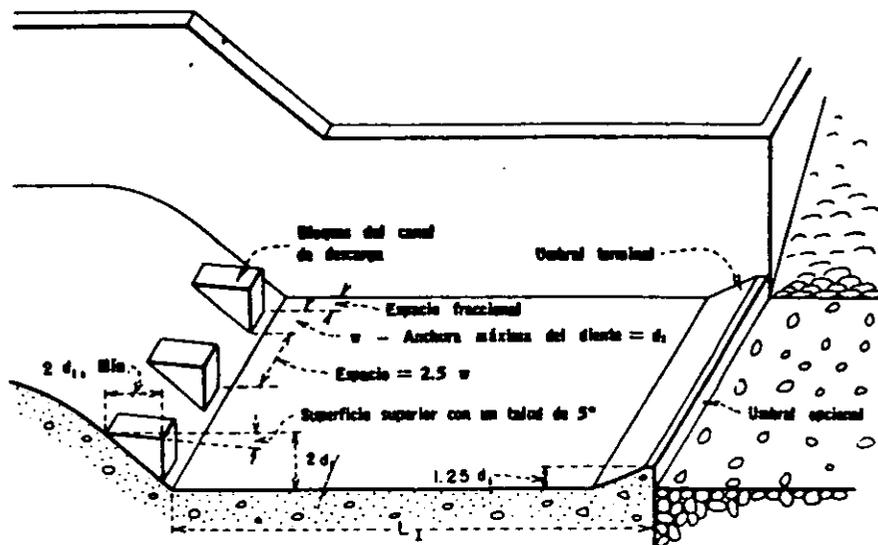


Figura 1.7 Propiedades del salto hidráulico con relación al número de Froude



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO I
NUMERO DE FROUDE

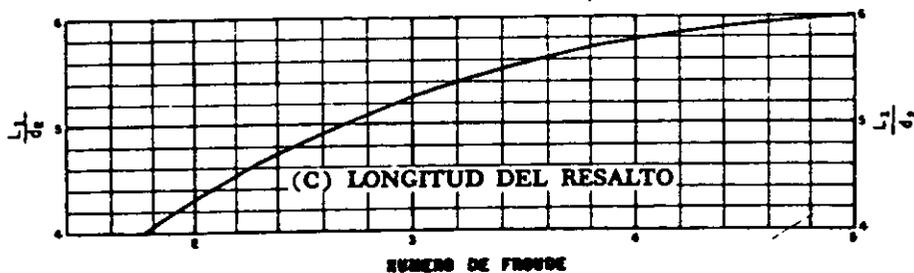
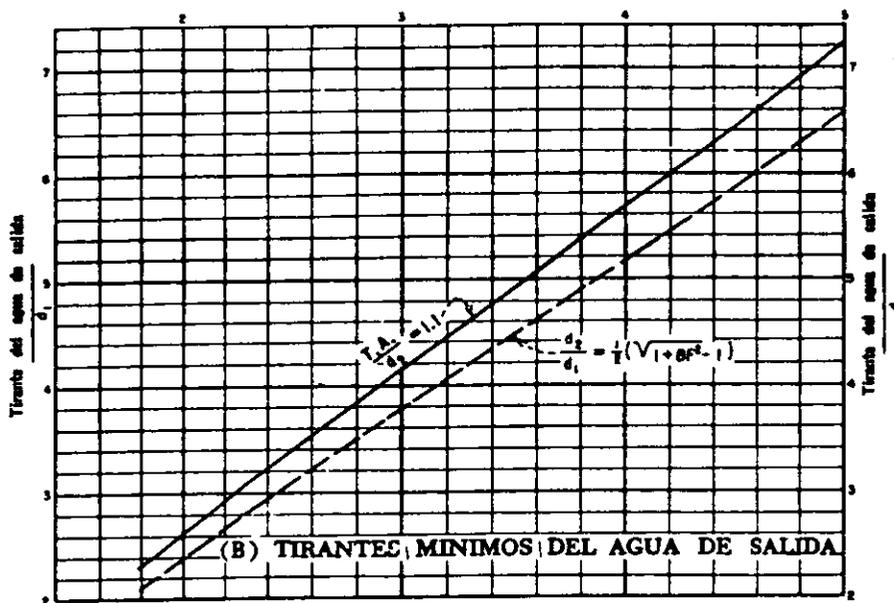
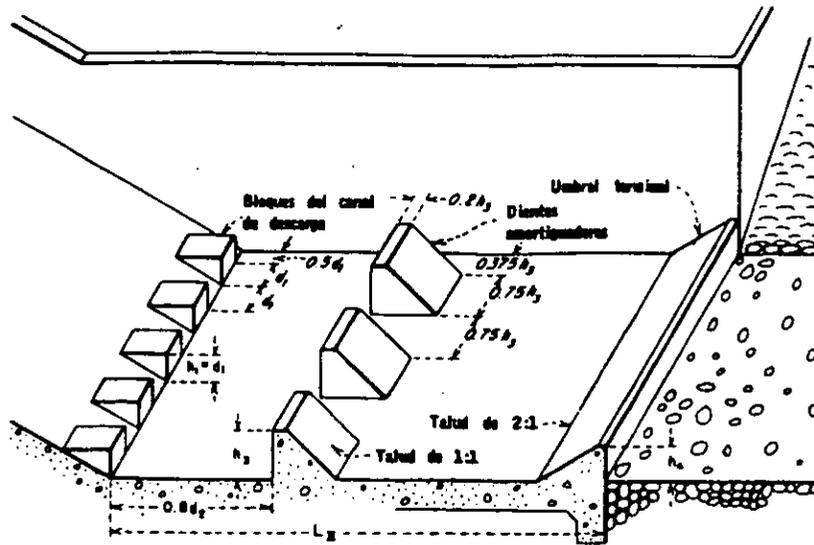


Figura 1.8 Características de los tanques amortiguadores para números de Froude entre 2.5 y 4.5



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO II

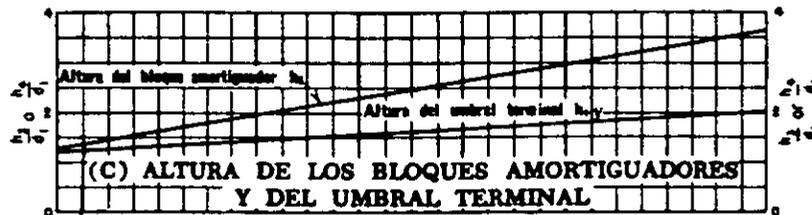
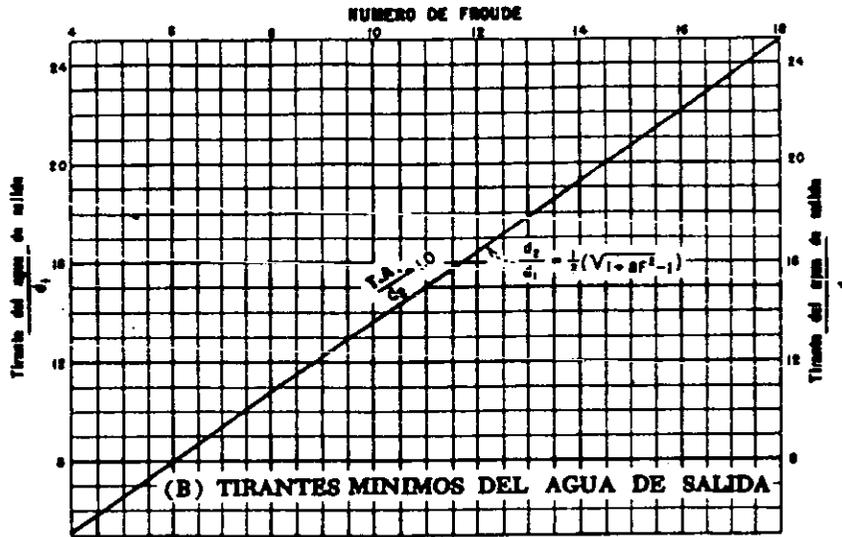
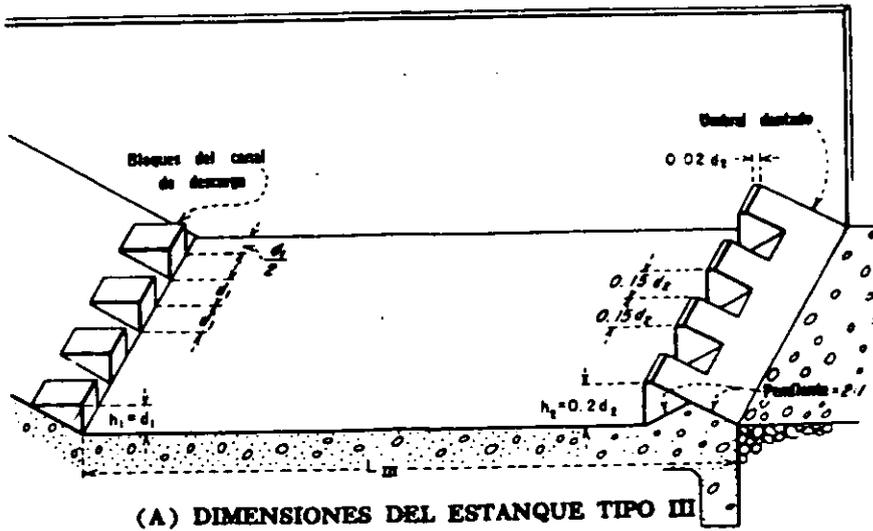
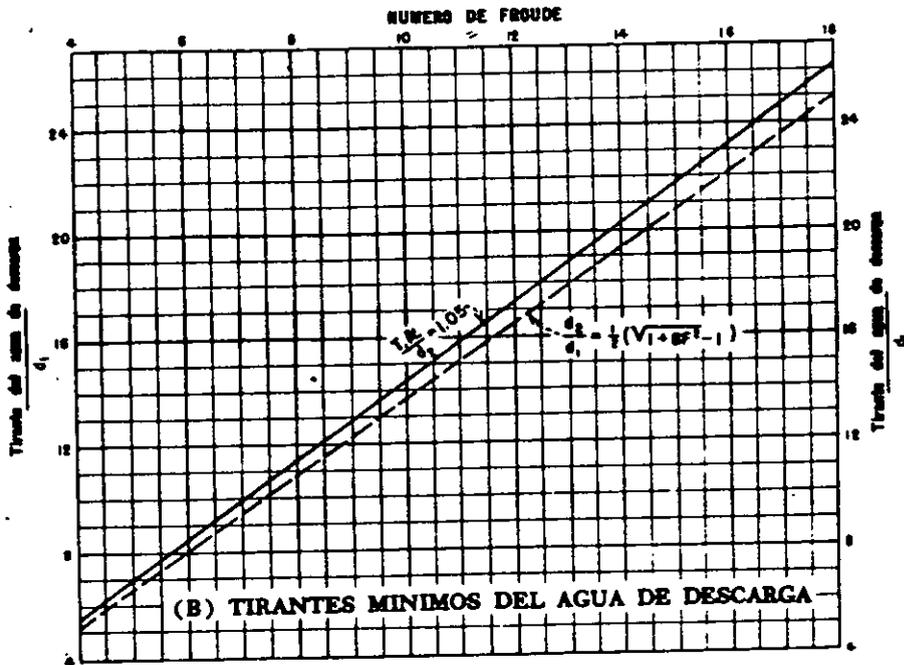


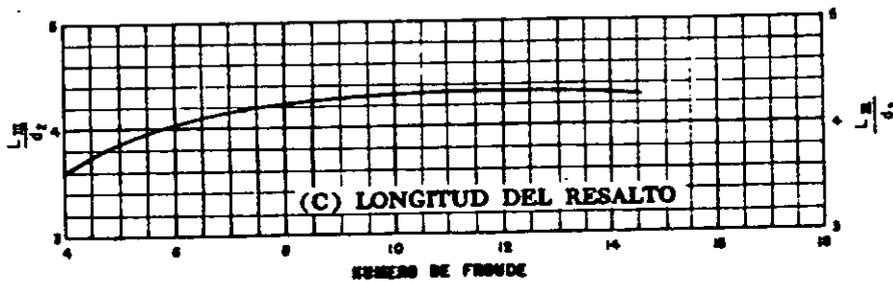
Figura 1.9 Características de los tanques amortiguadores para números de Froude mayores de 4.5, cuando las velocidades no excedan de 15 m/s



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO III



(B) TIRANTES MINIMOS DEL AGUA DE DESCARGA



(C) LONGITUD DEL RESALTO

Figura 1.10 Características de los tanques amortiguadores para números de Froude superiores a 4.5 y velocidades mayores a 15 m/s

CAPITULO 2

DISEÑO DE VERTEDORES DE EMBUDO

2.1 Descripción

Un vertedor de embudo, como su nombre lo indica, es aquel donde el agua entra sobre un bordo en posición horizontal, cae en un tiro vertical o inclinado y luego corre al cauce del río de aguas abajo por un entubamiento horizontal. La estructura está formada básicamente por tres elementos que son: un vertedor de control, una transición vertical, y un canal de descarga cerrado. A este vertedor también es común que se le nombre vertedor de demasías de bocina.

Las características de descarga de los vertedores de demasías de embudo pueden cambiar al variar la carga hidráulica. El control también variará de acuerdo con las capacidades relativas de descarga del vertedor, de la transición y del conducto. Por ejemplo, al aumentar la carga en un vertedor de embudo, el control cambia de lugar, de la cresta del vertedor a la transición, y luego al tramo de tubo lleno en la porción de aguas abajo. No se recomienda proyectar los vertedores de demasías para trabajar a tubo lleno excepto para las caídas de muy poca altura.

Los vertedores de demasías de embudo se pueden usar en embalses de las presas con cañones muy angostos, en los que las laderas son muy inclinadas o donde se dispone de un túnel de derivación o de entubamiento, para que éste sea usado como ramal de aguas abajo. Otra ventaja de este tipo de vertedor es que casi alcanza la máxima capacidad con cargas relativamente pequeñas; esta característica hace que el vertedor sea casi ideal para usarse cuando su gasto está limitado. Esta característica también se puede considerar como una desventaja, porque aumenta poco su capacidad cuando las cargas son mayores que la de proyecto, si ocurriera una avenida mayor que la de proyecto. No sería desventaja si este tipo de vertedor se fuera a usar como un vertedor de servicio, en combinación con un vertedor auxiliar o de emergencia. En la fig. 2.1 puede observarse un dibujo de un vertedor de embudo.

2.2 Recomendaciones de Diseño

a) Descarga de la cresta

Para cargas pequeñas, la circulación en un vertedor de embudo esta gobernada por las características de la descarga de la cresta. La transición vertical que se localiza delante de la cresta circulará parcialmente llena y el agua tendrá la tendencia a concentrarse en los costados del pozo. Cuando aumenta la descarga sobre la cresta, la lámina vertiente que tiene una forma anular, será más gruesa y eventualmente convergirá formando una columna llena. El punto en el que la lámina anular se une formando una columna llena, se llama la garganta. Después de formarse la columna llena, se forma una "protuberancia", que ocupa la región que queda arriba de la garganta; si la descarga aumenta, la garganta y la parte superior de la protuberancia suben progresivamente. Si ocurren grandes cargas sobre la cresta, la garganta y la protuberancia pueden casi derramarse formando solo una depresión y remolino pequeños en la superficie.

Hasta que la lámina converge para formar una columna llena, el vertedor funciona como uno de descarga libre. Después de que se forma la garganta y la protuberancia, la sumersión comienza a afectar el funcionamiento del vertedor hasta que la cresta queda ahogada. Entonces la circulación depende de la naturaleza de la estrangulación que se produce en la entrada, o por la forma y tamaño de la transición vertical si no corresponde a la forma de chorro. La formación de un vórtice debe atenuarse para mantener una circulación convergente dentro del pozo. Con frecuencia se instalan guías con este objeto.

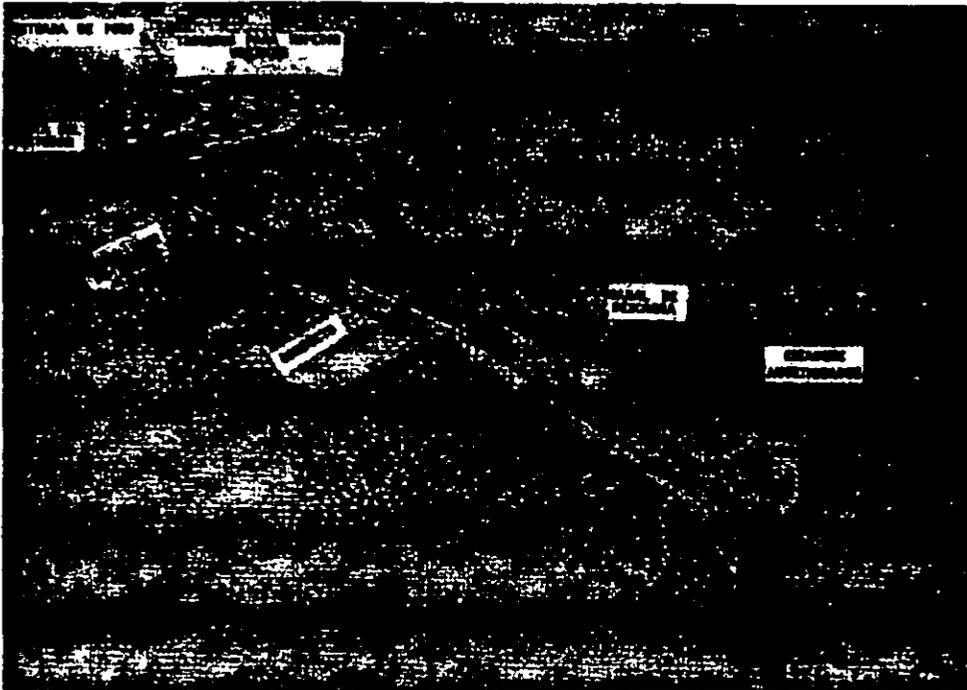


Figura 2.1 Vertedor de embudo

En la figura 2.2 se indica un esquema del vertedor de embudo, donde se indican las dimensiones principales para su diseño.

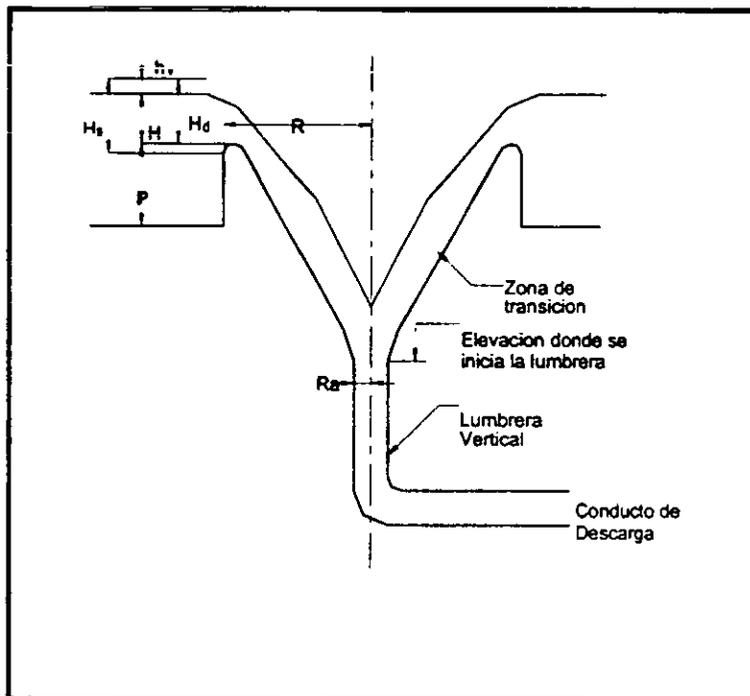


Figura 2.2 Elementos de la sección transversal de un vertedor de embudo

Observaciones generales:

- El diámetro del conducto de descarga no debe trabajar a presión y por lo tanto se recomienda que la relación máxima de llenado varíe entre 0.75 y 0.80.
 - La cresta de los vertedores se debe colocar retirada de obstáculos para que el agua llegue en forma radial hacia el vertedor.
 - El diseño del vertedor es por tanteos.
- Cálculo del gasto.

El gasto de diseño esta dado por

$$Q_d = C(2\pi R) H_d^{3/2} \quad (2.1)$$

donde

- R radio exterior del cimacio, en m
- H_d carga de diseño, incluye la carga de velocidad de llegada, en m
- C coeficiente de descarga, que se calcula con ayuda de la fig. 2.3, en función de H_d/R y P/R

Cuando la sección de la cresta y la forma de la transición coinciden con la forma de la lámina vertiente para una carga H_d sobre la cresta, se obtienen descargas libres para relaciones (H_d/R) hasta aproximadamente 0.45, y gobierna el control del vertedor. Al aumentar la relación (H_d/R) a más de 0.45, se sumerge parcialmente el vertedor y la condición que controla es la de vertedor sumergido. Cuando la relación (H_d/R) se aproxima a 1.0, la superficie del agua arriba del vertedor está completamente sumergida. Para éste y regímenes más elevados de H_d/R , el funcionamiento hidráulico es el de un orificio.

El valor recomendado de la relación H_d/R para que el vertedor trabaje en forma satisfactoria y libre de ahogamientos, es de 0.3. Con este valor se obtiene un alto coeficiente de descarga y una geometría del cimacio que evita la presencia en él de presiones negativas para prácticamente todo el rango de cargas sobre el cimacio.

Es notorio que para la mayor parte de las condiciones de circulación sobre un vertedor circular, el coeficiente de descarga aumenta al reducirse el tirante de llegada, mientras que sucede lo contrario en un vertedor recto. En ambos vertedores un tirante de llegada menor disminuye la componente vertical de la velocidad y, en consecuencia, suprime la contracción de la lámina. Sin embargo en el vertedor circular, el efecto de la sumersión se reduce debido a la depresión de la superficie de la lámina, dando al chorro un impulso más rápido hacia abajo, lo que hace descender la posición de la garganta y aumenta la descarga.

Cuando se requiere conocer la capacidad de descarga de un vertedor de este tipo con cargas H_e menores que la de diseño H_d , se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q = C' (2\pi R) H_e^{3/2} \quad (2.2)$$

donde

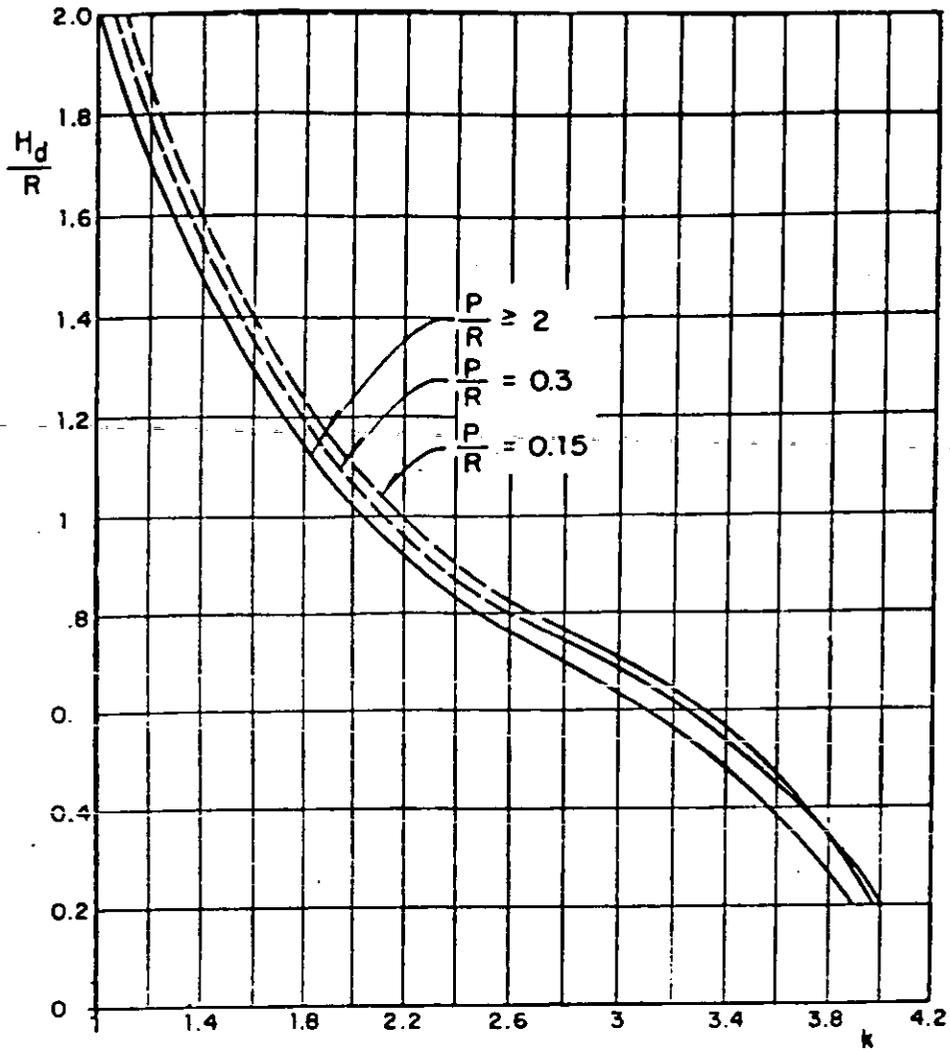
- H_e carga menor a la de diseño, incluye carga de velocidad, en m
- C' coeficiente para cargas menores a la de diseño y se obtiene de la fig. 2.4, solo es válida si $H_d/R = 0.3$

Para cargas mayores a la de diseño el gasto se calcula de la siguiente manera:

$$Q = 13.15 R_v^2 H_L^{1/2} \quad (2.3)$$

donde

- R_v radio de la lumbrera vertical
- H_L diferencia de nivel entre la elevación del agua en el vaso y la elevación donde se inicia la lumbrera vertical



P Profundidad del canal de acceso, en m

$$C = K / \sqrt{3.28}$$

Figura 2.3 Coeficiente de descarga para la carga de diseño H_d

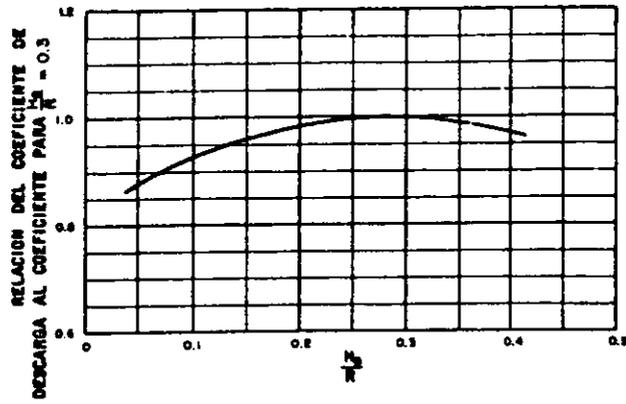


Figura 2.4 Coeficiente de descarga para cresta circular para cargas diferentes de la de proyecto

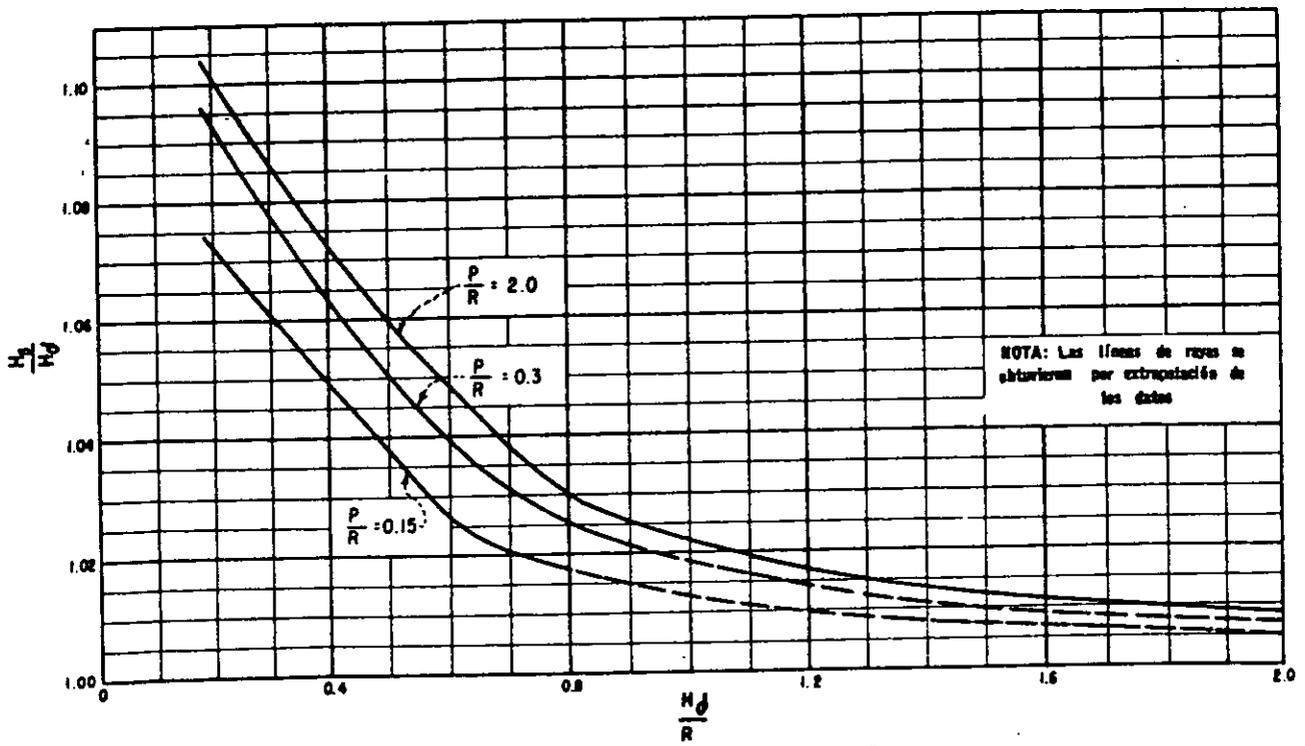


Figura 2.5 Relaciones entre H_s/H_d a H_d/R para vertedores circulares de cresta de pared delgada

b) Secciones de las crestas

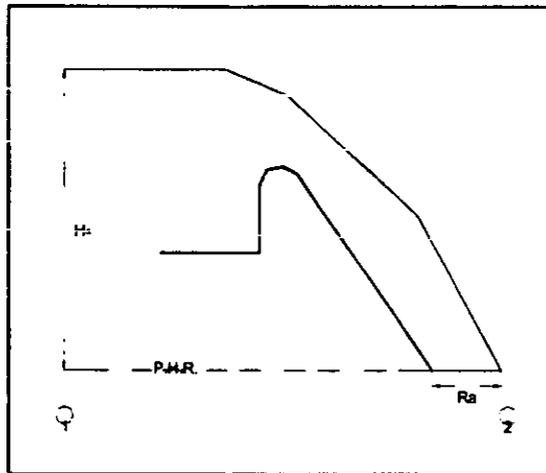
En las tablas 2.1, 2.2 y 2.3 se dan valores de las coordenadas para obtener la forma de la superficie inferior de una lámina vertiente sobre un vertedor circular de pared delgada para diferentes condiciones de P/R y H_d/R . Estos datos provienen de pruebas experimentales efectuadas por el Bureau of Reclamation. En la figura 2.5 se puede obtener la relación de H_s a H_d .

Debe considerarse lo siguiente:

- | | |
|----------------------------------|---|
| 1) Si $H_d/R \leq 0.45$ | el control esta en la cresta del vertedor. |
| 2) Si $0.45 \leq H_d/R \leq 1.0$ | el vertedor esta sumergido y el control lo ejerce éste. |
| 3) Si $H_d/R \approx 1.0$ | el control esta en la transición (trabaja como orificio). |
| 4) Si $H_d/R > 0.3$ | se desarrollan presiones negativas cuando el vertedor funciona con cargas menores a la de diseño, por ello se recomienda utilizar $H_d/R = 0.3$ en el diseño. |

c) Proyecto de la transición

El perfil entre la cresta del cimacio y la lumbrera vertical de sección constante, se denomina transición y debe seguir la forma de un embudo con la variación del radio de éste en función de la carga de agua que se tiene encima de esa sección. La ecuación que se utiliza para ello se obtiene de la siguiente manera:



Aplicando Bernoulli entre 1 y 2.

$$H_s + \frac{v_a^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} + 0.1 H_s$$

$$\frac{v_a^2}{2g} \approx 0$$

$$0.9 H_s = \frac{v^2}{2g}$$

$$v = \sqrt{0.9(2g)H_s}$$

$$Q = vA$$

$$Q = A \sqrt{0.9(2g)H_s} = \pi R_s^2 \sqrt{0.9(2g)H_s}$$

$$R_s = \frac{Q^{1/2}}{\pi^{1/2} [0.9(2g)H_s]^{1/4}}$$

$$R_o = 0.275 \left[\frac{Q^{1/2}}{H_o^{1/4}} \right] \quad (2.4)$$

El comienzo de la transición se ubica en el punto donde se crucen el perfil del cimacio y el del chorro calculado con la ecuación 2.4 y termina donde comienza la lumbrera vertical que es un conducto de sección constante. En el punto donde termina la transición y da inicio la lumbrera se ubica la sección de control.

d) Proyecto del conducto

Si para un gasto determinado, el conducto de un vertedor de embudo fuera a trabajar lleno debajo de la transición, sin estar a presión, el tamaño necesario del pozo y del tramo de la salida variarían de acuerdo con la carga neta disponible a lo largo de la estructura. Si la pendiente del gradiente hidráulico es menor que la del conducto, la circulación será acelerada y el conducto disminuirá de tamaño. Cuando la pendiente del gradiente hidráulico es mayor que la del conducto, la circulación será retardada y el tamaño del conducto aumentará.

Cuando se aplican cargas mayores que las consumidas dentro del conducto, éste circulará a presión, con el control en el extremo de aguas abajo; cuando las cargas son menores a las que se utilizan para determinar el tamaño, el conducto trabajará parcialmente lleno en toda su longitud y el control permanecerá en la transición de aguas arriba.

Debido a que no resulta práctico construir un conducto de diámetro variable, se hace de tamaño constante desde la transición de la entrada. Así que el conducto tendrá un exceso de área desde el punto de control de la transición al extremo de aguas abajo.

Para evitar la posibilidad de funcionamiento sifónico, el tamaño del conducto aguas abajo para los proyectos ordinarios, y especialmente en aquellos para mayores cargas, se eligen de manera que nunca trabajen llenos más delante de la transición de la entrada. Para prevenirse contra los efectos de arrastre de aire, oscilaciones de la presión, etc., ordinariamente se elige el tamaño del conducto de manera que no funcione a más del 75% de su capacidad (con respecto al área de su sección) en el extremo de aguas abajo y a la descarga máxima. Bajo esta limitación el aire puede subir por el conducto desde el portal de aguas abajo, evitando de esta manera las presiones negativas a lo largo del conducto. Sin embargo, deben tomarse precauciones al elegir la curvatura horizontal o vertical en la planta y en el perfil del conducto, para evitar la formación de trampas a lo largo de alguna porción por las oscilaciones o por el oleaje.

Como de antemano no se conoce el diámetro del conducto ni la elevación donde embonaría con la transición, se recomienda seguir el siguiente procedimiento:

1. Seleccionar un diámetro y localizar la elevación en la zona de transición que tenga este diámetro, ésta sería la sección de control.
2. Calcular la longitud total L de la lumbrera y conducto.
3. Calcular en forma aproximada la pérdida por fricción suponiendo que la lumbrera y el conducto trabajan a un 75% de llenado en toda su longitud.
4. Calcular la elevación de la plantilla del portal de salida requerida para esta condición, con la ecuación siguiente:

$$Z_2 = Z_1 + 0.909 (Z_o - Z_1) - \frac{v_2^2}{2g} - h_f - Y_2 \quad (2.5)$$

donde

- Z_2 elevación de la plantilla en el portal de salida, en m
- Z_1 elevación de la sección de control, en m
- Z_o elevación del nivel del agua en el vaso, en m

V_2 velocidad para el conducto, suponiendo que este trabaja con un 75% de llenado, en m/s
 Y_2 tirante de agua en el portal de salida, también para un 75% de llenado, en m

Para calcular los tirantes y las velocidades en el conducto a un 75% de llenado se puede auxiliar de la tabla 2.4.

Esta elevación de salida debe coincidir o resultar un poco arriba que el nivel condicionado por la topografía, si esto no ocurre, se repite el proceso con otro diámetro. Después de que se haya seleccionado un tamaño aproximado de lumbrera y conducto, debe calcularse el perfil real del agua por medio de la aplicación por tramos del teorema de Bernoulli.

e) Estructura terminal

Al final del conducto se debe de colocar una estructura terminal de acuerdo a las necesidades topográficas. Esta se coloca con el fin de disipar la energía cinética que lleva el agua.

2.3 Procedimiento de Diseño

Los pasos a seguir para el diseño de un vertedor de embudo se numeran a continuación:

a) Se determinan las características de la cresta vertedora (radio R, altura P, coeficiente de descarga C, y carga de diseño H_d)

a.1) Se propone una R y una relación P/R que puede valer $P/R = 0.15, 0.3, \geq 2$ entonces se calcula P.

a.2) Se calcula $L = 2\pi R$

a.3) Se calcula la velocidad de llegada y su carga de velocidad.

$$v = \frac{Q_{\text{diseño}}}{L(H + P)} \tag{2.6}$$

a.4) Se calcula H_d

$$H_d = H + \frac{v^2}{2g} \tag{2.7}$$

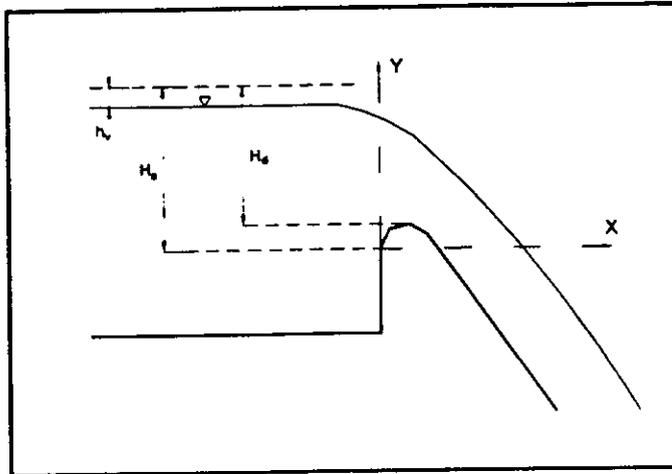
a.5) Con el valor de H_d/R (se recomienda un valor de 0.3) y el valor de P/R, se calcula C con ayuda de la fig. 2.3

a.6) Se calcula el Q con la ecuación 2.1

$$Q = C (2\pi R) H_d^{3/2}$$

Si $Q = Q_d$ los valores propuestos de R y P/R están correctos.
 Si $Q \neq Q_d$ se cambia alguno de los dos valores P/R o R.

b) Se calcula el perfil de la cresta del vertedor de acuerdo al siguiente esquema:



- Se calcula H_1/R y P/R , y con ayuda de la fig. 2.5 se obtiene la relación H_2/H_1
- De la relación obtenida se despeja el valor de H_2 .
- Se calcula la relación H_2/R y de acuerdo a la relación de P/R se utilizan las tablas 2.1, 2.2 o 2.3 para determinar el perfil del cimacio.

c) Se calcula el perfil de la transición.

c.1) Se calcula el perfil del chorro con la ecuación 2.4:

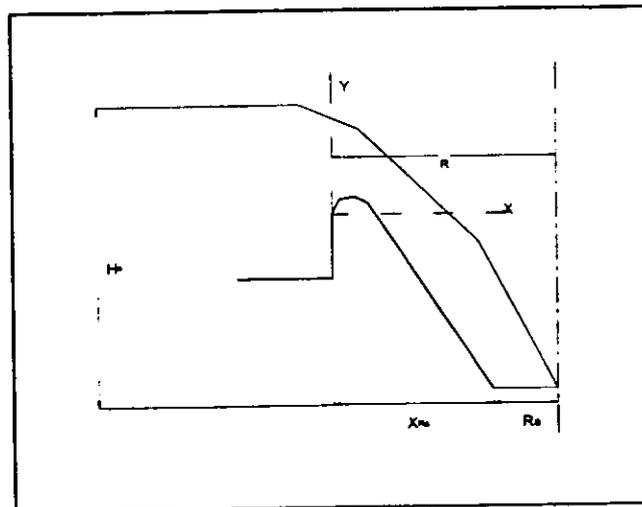
$$R_c = 0.275 \left[\frac{Q^{1/2}}{H_s^{1/4}} \right]$$

donde

R_c radio del perfil del chorro, en m

Q gasto de diseño, en m^3/s

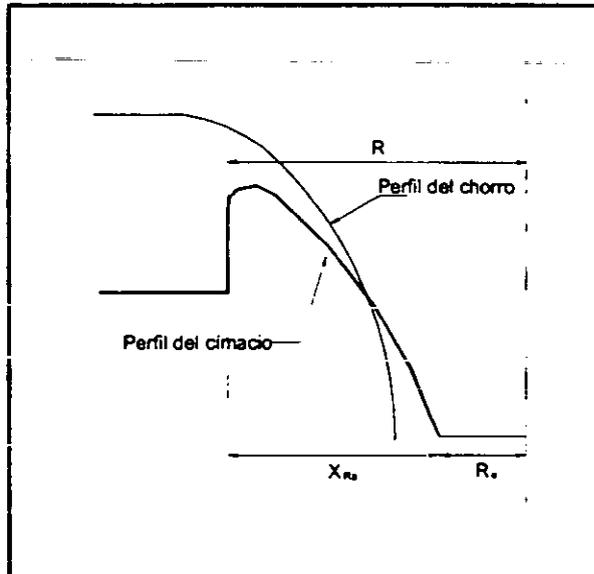
H_s diferencia entre el nivel del agua en el vaso y la elevación a donde se calcula R_c



Se recomienda hacer la siguiente tabla:

Elev. de la Sección.	H_a	R_a	$X_{Ra} = R - R_a$	Y

- Se toma en cuenta la elevación de la cresta del vertedor. A esta elevación no corresponde el valor de $Y = 0$. El valor que corresponde es el máximo de Y en el cálculo del perfil aguas arriba.
 - Se grafican las coordenadas X_{Ra} y Y .
- c.2) Se sobreponen ambos perfiles y donde se crucen estos se tiene definida la elevación en donde comienza la transición.



- c.3) Se comprueba el gasto con la fórmula de orificio una vez calculados R_a y H_a .

$$A_0 = \pi R_a^2$$

$$Q_0 = C_0 A_0 \sqrt{2 g H_a} \quad (2.8)$$

donde

C_0 coeficiente de descarga de un orificio de pared gruesa y aproximadamente igual a 0.95

Q_0 debe ser aproximadamente igual al Q_d

- d) Se calcula el conducto y la lumbrera vertical.

Para encontrar el diámetro y la cota de la sección de salida del conducto se aplica al siguiente método:

- 1.- Seleccionar un diámetro y localizar la elevación en la zona de transición que tenga este diámetro, ésta sería la sección de control.

- 2.- Se calcula la relación A/D^2 , donde A es el 75% del área total del conducto con un diámetro D.
- 3.- De la tabla 2.4 se obtiene el valor de la relación y/D correspondiente a la relación obtenida en el punto anterior. Así se puede obtener el tirante "y".
- 4.- Similarmente, de la tabla 2.4 se obtiene el valor de la relación R_H/D y así también se puede obtener el valor del radio hidráulico " R_H ".
- 5.- Calcular la longitud total L de la lumbrera y conducto.
- 6.- Calcular en forma aproximada la pérdida por fricción suponiendo que la lumbrera y el conducto trabajan a un 75% de llenado en toda su longitud, para ello se utiliza la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} A R_H^{2/3} S_0^{1/2} \Rightarrow S_0 = \left[\frac{Qn}{A R_H^{2/3}} \right]^2 \quad (2.9)$$

S_0 es el valor que se le da a la pendiente del conducto de descarga.

- 7.- Calcular la elevación de la plantilla del portal de salida requerida para esta condición, para ello se utiliza la ecuación 2.5

$$Z_2 = Z_1 + 0.909(Z_0 - Z_1) - \frac{V_2^2}{2g} - h_f - Y_2$$

donde

- Z_2 elevación de la plantilla en el portal de salida, en m
- Z_1 elevación de la sección de control, en m
- Z_0 elevación del nivel del agua en el vaso, en m
- V_2 velocidad para el conducto, suponiendo que este trabaja con un 75% de llenado, en m/s
- Y_2 tirante de agua en el portal de salida, también para un 75% de llenado, en m

Como anteriormente se indico, la elevación de la plantilla a la salida del conducto debe coincidir con la topografía, si no es así, se prueba con otro diámetro hasta que ésta coincida o quede por encima del nivel de terreno.

e) Estructura terminal

La estructura terminal se diseña basándose en los criterios que se explican en el capítulo número uno de ésta tesis.

TABLA 2.1 COORDENADAS DE LA SUPERFICIE INFERIOR DE LA LAMINA VERTIENTE PARA DIFERENTES VALORES DE $\frac{H_s}{R}$, CUANDO $\frac{P}{R} = 2$

[Con velocidad de aproximación despreciable y lámina ventilada]

$\frac{H_s}{R}$	0.00	0.10*	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00
$\frac{X}{H_s}$	Para la porción de la sección situada arriba de la cresta del vertedor														
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.010	0.0180	0.0145	0.0123	0.0120	0.0128	0.0125	0.0123	0.0119	0.0116	0.0112	0.0104	0.0086	0.0068	0.0077	0.0070
0.020	0.0280	0.0245	0.0230	0.0230	0.0243	0.0236	0.0231	0.0225	0.0220	0.0213	0.0203	0.0189	0.0169	0.0160	0.0155
0.030	0.0365	0.0345	0.0330	0.0337	0.0327	0.0327	0.0317	0.0308	0.0299	0.0289	0.0279	0.0261	0.0236	0.0226	0.0225
0.040	0.0450	0.0430	0.0425	0.0417	0.0403	0.0399	0.0377	0.0363	0.0351	0.0324	0.0298	0.0268	0.0220	0.0176	0.0117
0.050	0.0475	0.0455	0.0450	0.0437	0.0421	0.0414	0.0386	0.0369	0.0350	0.0322	0.0292	0.0258	0.0208	0.0160	0.0082
0.060	0.0450	0.0430	0.0425	0.0407	0.0389	0.0381	0.0350	0.0330	0.0310	0.0279	0.0246	0.0212	0.0158	0.0106	0.0050
0.070	0.0425	0.0405	0.0400	0.0379	0.0359	0.0350	0.0315	0.0292	0.0270	0.0236	0.0200	0.0163	0.0106	0.0050	
0.080	0.0400	0.0380	0.0375	0.0353	0.0332	0.0322	0.0284	0.0259	0.0235	0.0198	0.0159	0.0119	0.0058		
0.090	0.0375	0.0355	0.0350	0.0327	0.0305	0.0295	0.0255	0.0229	0.0203	0.0164	0.0123	0.0081	0.0018		
0.100	0.0350	0.0330	0.0325	0.0301	0.0278	0.0268	0.0226	0.0198	0.0170	0.0129	0.0085	0.0041			
0.120	0.0300	0.0280	0.0275	0.0249	0.0225	0.0215	0.0171	0.0141	0.0111	0.0068	0.0022				
0.140	0.0250	0.0230	0.0225	0.0197	0.0172	0.0162	0.0115	0.0083	0.0051	0.0006					
0.160	0.0200	0.0180	0.0175	0.0141	0.0115	0.0105	0.0056	0.0022	0.0000						
0.180	0.0150	0.0130	0.0125	0.0087	0.0060	0.0050	0.0000								
0.200	0.0100	0.0080	0.0075	0.0035	0.0007	0.0000									
0.250	0.0050	0.0030	0.0025	0.0000	0.0000	0.0000									
0.300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000									
0.350	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000									
0.400	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000									
0.450	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000									
0.500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000									
0.600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000									
0.800	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000									
1.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000									
1.200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000									
1.500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000									
2.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000									
$\frac{Y}{H_s}$	Para la porción de la sección situada abajo de la cresta del vertedor														
0.000	0.000	0.015	0.030	0.045	0.060	0.075	0.090	0.105	0.120	0.135	0.150	0.165	0.180	0.195	0.210
0.020	0.005	0.020	0.035	0.050	0.065	0.080	0.095	0.110	0.125	0.140	0.155	0.170	0.185	0.200	0.215
0.040	0.010	0.025	0.040	0.055	0.070	0.085	0.100	0.115	0.130	0.145	0.160	0.175	0.190	0.205	0.220
0.060	0.015	0.030	0.045	0.060	0.075	0.090	0.105	0.120	0.135	0.150	0.165	0.180	0.195	0.210	0.225
0.080	0.020	0.035	0.050	0.065	0.080	0.095	0.110	0.125	0.140	0.155	0.170	0.185	0.200	0.215	0.230
0.100	0.025	0.040	0.055	0.070	0.085	0.100	0.115	0.130	0.145	0.160	0.175	0.190	0.205	0.220	0.235
0.120	0.030	0.045	0.060	0.075	0.090	0.105	0.120	0.135	0.150	0.165	0.180	0.195	0.210	0.225	0.240
0.140	0.035	0.050	0.065	0.080	0.095	0.110	0.125	0.140	0.155	0.170	0.185	0.200	0.215	0.230	0.245
0.160	0.040	0.055	0.070	0.085	0.100	0.115	0.130	0.145	0.160	0.175	0.190	0.205	0.220	0.235	0.250
0.180	0.045	0.060	0.075	0.090	0.105	0.120	0.135	0.150	0.165	0.180	0.195	0.210	0.225	0.240	0.255
0.200	0.050	0.065	0.080	0.095	0.110	0.125	0.140	0.155	0.170	0.185	0.200	0.215	0.230	0.245	0.260
0.250	0.060	0.075	0.090	0.105	0.120	0.135	0.150	0.165	0.180	0.195	0.210	0.225	0.240	0.255	0.270
0.300	0.070	0.085	0.100	0.115	0.130	0.145	0.160	0.175	0.190	0.205	0.220	0.235	0.250	0.265	0.280
0.350	0.080	0.095	0.110	0.125	0.140	0.155	0.170	0.185	0.200	0.215	0.230	0.245	0.260	0.275	0.290
0.400	0.090	0.105	0.120	0.135	0.150	0.165	0.180	0.195	0.210	0.225	0.240	0.255	0.270	0.285	0.300
0.450	0.100	0.115	0.130	0.145	0.160	0.175	0.190	0.205	0.220	0.235	0.250	0.265	0.280	0.295	0.310
0.500	0.110	0.125	0.140	0.155	0.170	0.185	0.200	0.215	0.230	0.245	0.260	0.275	0.290	0.305	0.320
0.600	0.130	0.145	0.160	0.175	0.190	0.205	0.220	0.235	0.250	0.265	0.280	0.295	0.310	0.325	0.340
0.800	0.170	0.185	0.200	0.215	0.230	0.245	0.260	0.275	0.290	0.305	0.320	0.335	0.350	0.365	0.380
1.000	0.210	0.225	0.240	0.255	0.270	0.285	0.300	0.315	0.330	0.345	0.360	0.375	0.390	0.405	0.420
1.200	0.250	0.265	0.280	0.295	0.310	0.325	0.340	0.355	0.370	0.385	0.400	0.415	0.430	0.445	0.460
1.500	0.300	0.315	0.330	0.345	0.360	0.375	0.390	0.405	0.420	0.435	0.450	0.465	0.480	0.495	0.510
2.000	0.350	0.365	0.380	0.395	0.410	0.425	0.440	0.455	0.470	0.485	0.500	0.515	0.530	0.545	0.560
2.500	0.400	0.415	0.430	0.445	0.460	0.475	0.490	0.505	0.520	0.535	0.550	0.565	0.580	0.595	0.610
3.000	0.450	0.465	0.480	0.495	0.510	0.525	0.540	0.555	0.570	0.585	0.600	0.615	0.630	0.645	0.660
4.000	0.550	0.565	0.580	0.595	0.610	0.625	0.640	0.655	0.670	0.685	0.700	0.715	0.730	0.745	0.760
5.000	0.650	0.665	0.680	0.695	0.710	0.725	0.740	0.755	0.770	0.785	0.800	0.815	0.830	0.845	0.860
6.000	0.750	0.765	0.780	0.795	0.810	0.825	0.840	0.855	0.870	0.885	0.900	0.915	0.930	0.945	0.960
$\frac{H_s}{R}$	0.00	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00

* Los datos de la tabla para $\frac{H_s}{R} = 0.10$ se obtuvieron por interpolación entre $\frac{H_s}{R} = 0$ y 0.20 .

TABLA 2.2. COORDENADAS DE LA SUPERFICIE INFERIOR DE LA LAMINA VERTIENTE PARA DIFERENTES VALORES DE $\frac{H_v}{R}$ CUANDO $\frac{P}{R} = 0.30$

$\frac{H_v}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	
$\frac{X}{H_v}$	$\frac{Y}{H_v}$ Para la porción de la sección situada arriba de la cresta del vertedor									
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
.010	.0130	.0130	.0130	.0125	.0120	.0120	.0115	.0110	.0100	
.020	.0245	.0242	.0240	.0235	.0225	.0220	.0210	.0200	.0170	
.030	.0340	.0335	.0330	.0320	.0300	.0290	.0270	.0260	.0210	
.040	.0415	.0411	.0390	.0380	.0365	.0350	.0320	.0285	.0240	
.050	.0495	.0470	.0455	.0440	.0420	.0395	.0370	.0325	.0245	
.060	.0560	.0530	.0505	.0490	.0460	.0440	.0405	.0340	.0250	
.070	.0610	.0575	.0550	.0530	.0500	.0470	.0440	.0370	.0245	
.080	.0660	.0620	.0590	.0565	.0530	.0500	.0460	.0385	.0235	
.090	.0705	.0660	.0625	.0595	.0550	.0520	.0480	.0390	.0215	
.100	.0740	.0690	.0660	.0620	.0575	.0540	.0500	.0395	.0190	
.120	.0800	.0750	.0705	.0650	.0600	.0560	.0510	.0390	.0120	
.140	.0840	.0790	.0735	.0670	.0615	.0560	.0515	.0355	.0020	
.160	.0870	.0810	.0750	.0675	.0610	.0550	.0500	.0310		
.180	.0885	.0820	.0755	.0675	.0600	.0535	.0475	.0230		
.200	.0885	.0820	.0745	.0660	.0575	.0505	.0435	.0180		
.250	.0855	.0765	.0685	.0590	.0490	.0390	.0270			
.300	.0780	.0670	.0580	.0480	.0340	.0220	.0050			
.350	.0680	.0540	.0425	.0295	.0150					
.400	.0495	.0370	.0240	.0100						
.450	.0300	.0170	.0025							
.500	.0090	-.0080								
.550										
$\frac{Y}{H_v}$	$\frac{X}{H_v}$ Para la porción de la sección abajo de la cresta del vertedor									
-0.000	0.519	0.488	0.455	0.422	0.394	0.349	0.310	0.288	0.144	
-.020	.500	.528	.496	.463	.433	.387	.345	.323	.174	
-.040	.508	.566	.532	.498	.458	.420	.378	.300	.198	
-.060	.632	.601	.567	.532	.491	.451	.406	.324	.220	
-.080	.664	.634	.600	.564	.522	.480	.432	.348	.228	
-.100	.680	.664	.631	.594	.552	.508	.456	.368	.254	
-.120	.780	.734	.701	.661	.618	.569	.510	.413	.230	
-.140	.821	.799	.763	.723	.677	.622	.558	.451	.317	
-.160	.829	.800	.766	.726	.681	.627	.569	.463	.341	
-.180	.853	.818	.780	.732	.679	.626	.564	.450	.322	
-.200	1.060	1.024	.981	.932	.887	.830	.762	.656	.396	
-.250	1.156	1.119	1.072	1.020	.926	.841	.745	.626	.424	
-.300	1.242	1.203	1.153	1.098	1.000	.891	.780	.637	.446	
-.350	1.403	1.359	1.301	1.227	1.101	.970	.845	.672	.478	
-.400	1.549	1.498	1.430	1.333	1.180	1.028	.892	.707	.504	
-.450	1.680	1.622	1.543	1.419	1.240	1.070	.930	.733	.534	
-.500	1.800	1.729	1.647	1.489	1.287	1.106	.959	.757	.540	
-.550	1.912	1.849	1.740	1.546	1.323	1.131	.983	.778	.551	
-.600	2.018	1.951	1.821	1.590	1.353	1.155	1.005	.797	.560	
-.650	2.120	2.049	1.892	1.627	1.380	1.175	1.022	.810	.568	
-.700	2.261	2.261	2.027	1.697	1.428	1.216	1.059	.837		
-.750	2.367	2.423	2.113	1.747	1.484	1.247	1.081	.852		
-.800	2.748	2.536	2.167	1.778	1.489	1.263	1.099			
-.850	2.911	2.617	2.200	1.796	1.486	1.274				
-.900	2.952	2.677	2.217	1.805	1.507					
-.950	2.173	2.781	2.223	1.810						
-.980	2.280	2.773	2.228							
-1.000	2.408	2.808								
$\frac{H_v}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	

TABLA 2.3 COORDENADAS DE LA SUPERFICIE INFERIOR DE LA LAMINA VERTIENTE PARA DIFERENTES VALORES DE $\frac{H_1}{R}$ CUANDO $\frac{P}{R} = 0.15$

$\frac{H_1}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$\frac{X}{H_1}$	$\frac{Y}{H_1}$ Para la porción de la sección arriba de la cresta del vertedor								
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0130	.0130	.0115	.0115	.0110	.0110	.0106	.0100	.0090
.020	.0210	.0200	.0195	.0190	.0185	.0180	.0170	.0160	.0140
.030	.0284	.0270	.0265	.0260	.0250	.0235	.0225	.0200	.0165
.040	.0245	.0235	.0225	.0210	.0200	.0285	.0265	.0230	.0170
.050	.0206	.0285	.0375	.0360	.0345	.0320	.0300	.0250	.0170
.060	.0160	.0430	.0420	.0400	.0380	.0355	.0330	.0285	.0165
.070	.0115	.0470	.0455	.0430	.0410	.0380	.0350	.0270	.0150
.080	.0070	.0500	.0485	.0460	.0435	.0400	.0365	.0270	.0130
.090	.0030	.0530	.0510	.0480	.0455	.0420	.0370	.0265	.0100
.100	.0000	.0560	.0535	.0500	.0465	.0425	.0375	.0255	.0065
.120	.0030	.0600	.0570	.0520	.0480	.0435	.0365	.0220	
.140	.0060	.0620	.0585	.0525	.0475	.0425	.0345	.0175	
.160	.0070	.0635	.0590	.0530	.0480	.0400	.0305	.0110	
.180	.0075	.0635	.0580	.0500	.0435	.0365	.0280	.0040	
.200	.0070	.0625	.0560	.0465	.0395	.0320	.0200		
.250	.0015	.0500	.0470	.0260	.0265	.0160	.0015		
.300	.0030	.0440	.0330	.0210	.0100				
.350	.0030	.0285	.0165	.0080					
.400	.0210	.0090							
.450	.0015								
.500									
.550									
$\frac{Y}{H_1}$	$\frac{X}{H_1}$ Para la porción del perfil abajo de la cresta del vertedor								
-0.000	0.454	0.422	0.362	0.338	0.325	0.288	0.252	0.180	0.116
-.020	.490	.467	.437	.404	.369	.330	.292	.228	.149
-.040	.540	.509	.478	.444	.407	.365	.325	.259	.174
-.060	.579	.547	.516	.482	.443	.402	.358	.286	.193
-.080	.615	.583	.550	.516	.476	.434	.386	.310	.213
-.100	.650	.616	.584	.547	.506	.462	.412	.331	.228
-.150	.736	.691	.650	.609	.577	.536	.488	.379	.263
-.200	.795	.750	.709	.665	.629	.580	.516	.413	.293
-.250	.862	.827	.790	.743	.692	.627	.557	.445	.319
-.300	.922	.889	.848	.797	.741	.671	.594	.474	.342
-.400	1.029	.988	.947	.893	.838	.749	.656	.523	.381
-.500	1.128	1.086	1.040	.980	.922	.816	.710	.567	.413
-.600	1.220	1.177	1.129	1.061	.967	.869	.753	.601	.429
-.800	1.380	1.337	1.285	1.209	1.080	.953	.827	.665	.473
-1.000	1.525	1.481	1.420	1.317	1.164	1.014	.878	.694	.498
-1.200	1.659	1.610	1.537	1.411	1.228	1.059	.917	.735	.517
-1.400	1.780	1.731	1.639	1.489	1.278	1.086	.949	.750	.531
-1.600	1.897	1.843	1.729	1.533	1.316	1.123	.973	.770	.544
-1.800	2.009	1.947	1.809	1.580	1.347	1.147	.997	.787	.553
-2.000	2.104	2.042	1.879	1.619	1.372	1.167	1.013	.801	.560
-2.500	2.340	2.251	2.017	1.880	1.423	1.210	1.049	.827	
-3.000	2.550	2.414	2.105	1.798	1.457	1.240	1.073	.840	
-3.500	2.740	2.530	2.153	1.789	1.475	1.252	1.088		
-4.000	2.904	2.609	2.180	1.789	1.487	1.263			
-4.500	3.048	2.671	2.198	1.789					
-5.000	3.169	2.737	2.207	1.789					
-5.500	3.268	2.789	2.210						
-6.000	3.356	2.800							
$\frac{H_1}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80

Tabla 2.4 Elementos geométricos de secciones de canales circulares

y/D	A/D^2	R_w/D
0.01	0.0013	0.0066
0.02	0.0037	0.0132
0.03	0.0069	0.0197
0.04	0.0105	0.0262
0.05	0.0147	0.0326
0.06	0.0192	0.0389
0.07	0.0242	0.0451
0.08	0.0294	0.0513
0.09	0.0350	0.0574
0.10	0.0409	0.0635
0.11	0.0470	0.0695
0.12	0.0534	0.0754
0.13	0.0600	0.0813
0.14	0.0668	0.0871
0.15	0.0739	0.0929
0.16	0.0811	0.0986
0.17	0.0885	0.1042
0.18	0.0961	0.1097
0.19	0.1039	0.1152
0.20	0.1118	0.1206
0.21	0.1199	0.1259
0.22	0.1281	0.1312
0.23	0.1365	0.1364
0.24	0.1449	0.1416
0.25	0.1535	0.1466
0.26	0.1623	0.1516
0.27	0.1711	0.1566
0.28	0.1800	0.1614
0.29	0.1890	0.1662
0.30	0.1982	0.1709
0.31	0.2074	0.1755
0.32	0.2167	0.1801
0.33	0.2260	0.1848
0.34	0.2355	0.1891
0.35	0.2450	0.1935

Tabla 2.4 Elementos geométricos de secciones de canales circulares

y/D	A/D^2	R_w/D
0.36	0.2546	0.1978
0.37	0.2642	0.2020
0.38	0.2739	0.2061
0.39	0.2836	0.2102
0.40	0.2934	0.2142
0.41	0.3032	0.2181
0.42	0.3132	0.2220
0.43	0.3229	0.2257
0.44	0.3328	0.2294
0.45	0.3428	0.2331
0.46	0.3527	0.2366
0.49	0.3827	0.2467
0.50	0.3927	0.2500
0.51	0.4027	0.2531
0.52	0.4127	0.2561
0.53	0.4227	0.2591
0.54	0.4327	0.2620
0.55	0.4426	0.2649
0.56	0.4526	0.2676
0.57	0.4626	0.2703
0.58	0.4723	0.2728
0.59	0.4822	0.2753
0.60	0.4920	0.2776
0.61	0.5018	0.2797
0.62	0.5115	0.2818
0.63	0.5212	0.2839
0.64	0.5308	0.2860
0.65	0.5404	0.2881
0.66	0.5499	0.2899
0.67	0.5594	0.2917
0.68	0.5687	0.2935
0.69	0.5780	0.2950
0.70	0.5872	0.2962

Tabla 2.4 Elementos geométricos de secciones de canales circulares

y/D	A/D^2	R_w/D
0.71	0.5964	0.2973
0.72	0.6054	0.2984
0.73	0.6143	0.2995
0.74	0.6231	0.3006
0.75	0.6318	0.3017
0.76	0.6404	0.3025
0.77	0.6489	0.3032
0.78	0.6573	0.3037
0.79	0.6655	0.3040
0.80	0.6736	0.3042
0.81	0.6815	0.3044
0.82	0.6893	0.3043
0.83	0.6969	0.3041
0.84	0.7043	0.3038
0.85	0.7115	0.3033
0.86	0.7186	0.3026
0.87	0.7254	0.3017
0.88	0.7320	0.3008
0.89	0.7380	0.2996
0.90	0.7445	0.2980
0.91	0.7504	0.2963
0.92	0.7560	0.2944
0.93	0.7612	0.2922
0.94	0.7662	0.2896
0.95	0.7707	0.2864
0.96	0.7749	0.2830
0.97	0.7785	0.2787
0.98	0.7816	0.2735
0.99	0.7841	0.2665
1.00	0.7854	0.2500

CAPITULO 3

DISEÑO DE VERTEDORES DE ABANICO

3.1 Antecedentes

En México se han proyectado diferentes tipos de vertedores, de cresta libre u operados por compuertas; dotados de tanque amortiguador o cubeta de lanzamiento, con descarga en canal abierto o en túnel. Además pueden ser parte integrante de la cortina, formar una estructura separada, tener descarga común con al obra de toma, o ser parte integrante de la obra de desvío.

Durante la segunda guerra mundial surgieron problemas con al adquisición de compuertas, como consecuencia se desarrollo un vertedor de cresta curva, con salto hidráulico al pie de la misma y canal unido a la sección de control hidráulico, mediante curvas pronunciadas, esto es, el vertedor de abanico. El diseño de este tipo de vertedor se debe a ingenieros mexicanos y cuyos principios están basados en leyes hidráulicas perfectamente definidas y aprovechadas.

El funcionamiento hidráulico del vertedor de abanico se explica brevemente a continuación:

En el canal de acceso se dan las condiciones necesarias para que las líneas de corriente lleguen perpendiculares a la cresta vertedora, además de propiciar un escurrimiento lento y gradualmente variado. La cresta vertedora o cimacio, en planta tiene la forma de una curva convexa, con relación al escurrimiento del flujo, con el fin de concentrar los volúmenes de agua. Cuando pasa la vena líquida sobre el cimacio se presenta el tirante crítico, que sirve para controlar las descargas. El agua continua con régimen supercrítico y al pie del cimacio se forma un salto hidráulico para que a partir de ese punto, que es donde comienza el colchón, se regrese al régimen subcrítico. En esta zona se tienen las contracciones más fuertes y al tener un escurrimiento lento no se forman ondas estacionarias, esto está garantizado gracias a que se coloca un pequeño bordo perpendicular al eje del cimacio conocido como sección de control, ya que se pretende que se forme en ese lugar el tirante crítico. Después de la sección de control se encuentra la zona de transición y que consiste en una plantilla plana y de ancho variable que principia en la parte superior de la sección de control y finaliza cuando las paredes de la transición se vuelven paralelas, para entonces pasar al canal de descarga, el cual conduce el agua hasta la estructura disipadora de energía para posteriormente, ser llevada por el canal de salida hasta el cauce del mismo río donde ya no cauce daño alguno a la presa.

En éste capítulo se trata los criterios que han surgido hasta ahora para el diseño hidráulico de vertedores de abanico, conservándose algunas hipótesis que se hicieron desde el surgimiento de las primeras ideas. Se dan algunas relaciones generalizadas y, de esta manera se llega a un nuevo "criterio de diseño" para este tipo de estructuras.

Los criterios de diseño anteriores se proponen en la tabla 3.1, en la cual las dos primeras columnas corresponden a gastos y longitud de vertido, que son las magnitudes físicas claves del diseño, además que estos valores los proporciona el transito de avenidas. Las columnas restantes señalan cuales deberán ser los valores de las demás magnitudes que intervienen en el diseño de estos vertedores, como ángulos, radios, longitudes, etc.

Los valores que se dan en cada renglón permiten diseñar el vertedor de abanico perfectamente, únicamente conociendo el gasto y la longitud de vertido de diseño, ya que la geometría en planta resulta una línea cerrada y al momento de ensayar su modelo, éste trabaja perfectamente bien, hasta aquí todo esta perfecto, pero, si la pareja ordenada de (Q, L) que nos proporciona el transito de avenidas no se encuentra en la tabla, entonces no se puede diseñar el vertedor de abanico.

Cuando ocurre esto, en ocasiones se proponen rangos de valores para algunas longitudes o ángulos, en otros casos lo que se propone son rangos o valores fijos de relaciones entre dos longitudes. Se puede entender que un diseño así resultaría muy difícil de lograrlo al primer intento y se deben hacer ajustes para lograr el diseño deseado. Después de realizar varios intentos hasta lograr el diseño, se necesita construir un modelo hidráulico que permita poder observar el funcionamiento, y en caso de que no trabaje satisfactoriamente, hacer las respectivas modificaciones para lograr un correcto funcionamiento hidráulico.

Al observar estos problemas que surgen al intentar diseñar un vertedor de abanico con los métodos anteriores, el Ing. Julio Lozoya propuso un criterio de diseño basado en las ideas existentes, el cual es de fácil entendimiento y aplicación. Este método considera las limitantes de los métodos anteriores y proporciona una geometría única y cerrada, además, da como resultado una estructura "ya optimizada" en cuanto a su funcionamiento, y con el consiguiente ahorro de tiempo y capital que es lo equivalente a no utilizar un modelo hidráulico, por no ser necesario. Lo anterior está basado y se logra gracias a un gran número de hipótesis que fueron hechas para los criterios anteriores.

Este capítulo presenta el criterio del Ing. Salvador Ulloa el cual está basado principalmente en unas tablas de diseño, las cuales son, como ya se habló, limitadas para ciertas combinaciones de (Q, L). También se presenta una variante de este método el cual está basado en gráficas que hizo el Ing. Ulloa al observar el buen funcionamiento de la obra de excedencias de las presas: Mocuzari, en Sonora; Miguel Hidalgo, en Sinaloa, y A.L.M. Por último se presenta el nuevo criterio diseñado por el Ing. Julio Lozoya Corrales, el cual es fácil de aplicar, porque funciona para cualquier pareja de Q, L y proporciona una geometría directa del vertedor de abanico, lo cual no pasaba con los métodos anteriores.

3.2 Criterio del Ing. Salvador Ulloa Ortiz

El método de cálculo que se describe a continuación conduce al diseño hidráulico de vertedores de abanico, pero dadas las limitaciones del mismo, es imprescindible construir un modelo hidráulico que permita apreciar con mayor seguridad su comportamiento y corregir o afinar su geometría para optimizar el funcionamiento del mismo.

Las estructuras que conforman un vertedor de abanico son: el canal de acceso, el cimacio, el colchón, la sección de control, los arcos del abanico, la transición, el canal de descarga, el dissipador de energía y el canal de salida (fig. 3.1).

En el diseño de todas y cada una de las partes están contemplados los siguientes puntos:

- 1) Utilizar cimacios de altura mínima a fin de que la corriente caiga con la menor energía posible y, posteriormente, sea disipada con facilidad en el colchón. Con ello surge la posibilidad de calcular la altura que debe tener la altura del cimacio.
- 2) Suponer que la sección de control es un vertedor y el colchón un pequeño vaso de almacenamiento, dándole a la primera la forma de línea recta con lo cual se facilita tanto su diseño como construcción. Además, se coloca en ella un pequeño bordo con sección de arco de círculo de cuya parte superior comienza la plantilla de la transición, quedando resuelto el problema de la formación del salto hidráulico, para todo el rango de gastos, al pie del cimacio.
- 3) Tener en cuenta que para el colchón se requiere un mínimo de excavaciones y se utiliza toda su área para disipar la energía de la corriente.
- 4) Determinar la forma y las dimensiones de los arcos del abanico para un buen funcionamiento hidráulico.

- 5) Minimizar los volúmenes de excavación tanto en la transición como en el canal de descarga y el de salida.
- 6) Estar consiente de que debe existir una relación entre varias longitudes: la cresta del cimacio, la sección de control vertedora, el ancho de la transición al centro de su longitud, y el ancho del canal de descarga.

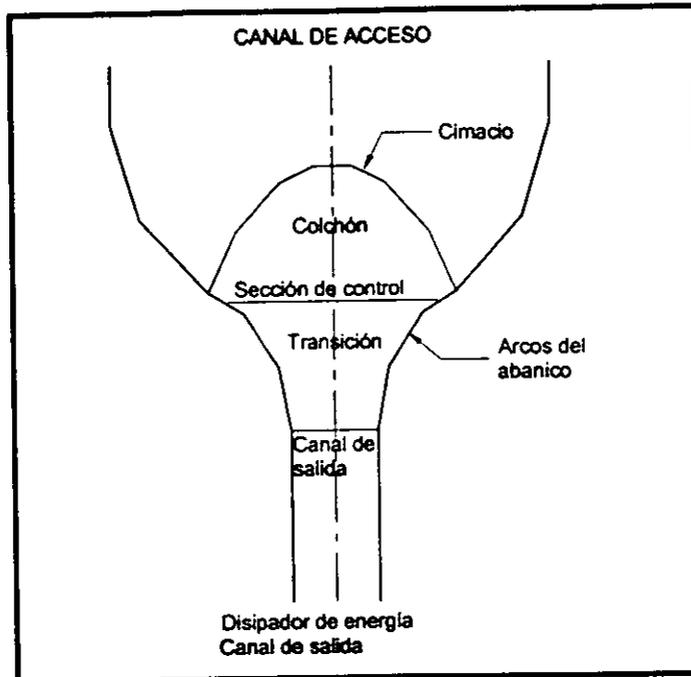


Fig. 3.1 Elementos del vertedor en abanico

CANAL DE ACCESO

El objetivo principal del canal de acceso es propiciar que la corriente llegue en las condiciones más favorables posibles a la cresta vertedora, estas condiciones son: libre de cualquier obstáculo y que las líneas de corriente lleguen en forma perpendicular a la cresta del vertedor.

La longitud del canal de acceso debe ser tal que en una distancia de 250 a 300 m hacia aguas arriba del punto medio del arco central del cimacio, no haya elevación mayor que la plantilla del canal de acceso.

La plantilla del canal de acceso se encontrará a 2.00 o 2.50 m debajo de la cresta del cimacio. Los anchos del canal de acceso se pueden proponer con ayuda de la tabla 3.1.

CIMACIO

En planta el cimacio esta formado por tres arcos circulares, uno de ellos central y los otros dos simétricamente colocados a los lados. En la tabla 3.1 se dan las dimensiones de los radios de dichos arcos para diversos vertedores.

El cimacio se construye con un perfil tipo Creager con el objeto de que el agua se pegue siempre al concreto, y evitar así las cavitaciones que pueden destruirlo.

Para el cálculo de la altura del cimacio se hacen algunas hipótesis sin perder por ello la exactitud de los resultados.

- 1) Que la sección del cimacio tiene forma rectangular. Aunque en realidad la sección es curva y sus lados son inclinados por los taludes de las paredes pero el error es pequeño porque la sección es muy larga y la altura es pequeña.
- 2) Que la corriente vierte del cimacio sin velocidad de llegada. Lo cierto es que si tiene velocidad pero es muy pequeña porque el canal de acceso tiene una sección muy amplia y una pendiente nula.
- 3) Las pérdidas de energía debidas a la fricción son nulas, ya que la distancia que recorre el agua en el cimacio es muy corta.
- 4) El colchón es rectangular, también la sección es curva pero el error es también pequeño ya que la sección es muy alargada.

El procedimiento de calculo de la altura es el siguiente:

- Como datos se tiene el gasto Q y la longitud de cresta L.
- Se calcula la carga con:

$$H = [Q/(CL)]^{2/3} \quad (3.1)$$

- Se supone un tirante d_1 antes del salto y una altura de cimacio "a" con ayuda de la tabla 4.3. La corriente cae de una altura $Z = H + a - d_1$ con una velocidad de:

$$v_1 = \sqrt{2gZ} \quad (3.2)$$

- Si se divide el gasto unitario entre la velocidad anterior, se obtiene el tirante antes del salto hidráulico. Si este valor es diferente al supuesto d_1 , se prueba con otro tirante y se repiten los cálculos posteriores hasta lograr un tirante igual al supuesto.
- Después se calcula el tirante conjugado después del salto hidráulico utilizando la fórmula siguiente:

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{2d_1 \frac{v_1^2}{g} + \frac{d_1^2}{4}} \quad (3.3)$$

Si el tirante d_2 resulta distinto de la altura del cimacio, se cambia esa altura y se repiten las operaciones anteriores, hasta lograr que el tirante conjugado mayor y la altura del cimacio sean iguales.

Después, se reduce la altura del cimacio en 20% y este es el valor definitivo.

Para calcular el perfil del cimacio se procede de la siguiente manera:

Para el caso del perfil tipo Creager, las consideraciones hechas son $V^2/2g = 0$, esto es, se considera que la velocidad de llegada es cero, además se acepta un paramento aguas arriba con talud vertical.

La ecuación general que define el perfil de un cimacio es:

$$\frac{Y}{H_d} = -k \left[\frac{X}{H_d} \right]^n \quad (3.4)$$

donde k y n son coeficientes que dependen de la velocidad de llegada y del talud del paramento aguas arriba y se obtienen de la figura 3.2, mientras tanto el cuadrante del perfil aguas arriba, está definido en la figura 3.3.

SECCION DE CONTROL

La sección de control es la línea que divide al colchón y a la transición. Esta sección se debe colocar a una distancia de 3 a 5 m aguas abajo de los puntos extremos de los arcos del cimacio, y cumpliendo las siguientes relaciones que son esenciales:

$$\begin{aligned} \frac{\text{Longitud de la cresta del cimacio}}{\text{Longitud de la sección de control vertedora}} &= 1.32 \text{ a } 1.83 \\ \frac{\text{Ancho de la transición en el centro de su longitud}}{\text{Longitud de la sección de control vertedora}} &= 0.53 \quad (3.5) \\ \frac{\text{Longitud de la sección de control vertedora}}{\text{Ancho del canal de descarga}} &= 2.40 \end{aligned}$$

La última relación nunca debe ser igual a 1.0 o sea que la sección de control vertedora nunca se colocará en el principio del canal de descarga, porque se tendría vertedores demasiado costosos. Es obvio que los valores cercanos a 1.0 también son malos.

En la sección de control se colocará un pequeño bordo de sección circular de altura de 40 a 60 cm, de cuya parte superior comienza la plantilla de la transición. En la tabla 3.1 se puede consultar la longitud de la sección de control para cada tamaño de vertedor.

COLCHON

El colchón es una masa de agua que se encuentra localizada entre la sección de control y el cimacio, este es el encargado de disipar la mayor cantidad posible de energía de la corriente que escurre del cimacio.

Para lograr esto se debe obligar a la corriente a formar el salto hidráulico. Este salto debe formarse correctamente al pie del cimacio. Nunca debe formarse el salto repelido o salto ondular ya que este no disipa correctamente la energía de la corriente.

ARCOS DEL ABANICO

Los arcos del abanico limitan lateralmente al colchón y a la transición, son circulares o elípticos, pero es conveniente sustituir por una curva circular compuesta, para tener mayor sencillez en la construcción.

Cuando la sección de control vertedora está bien diseñada, tanto en longitud como en localización, los arcos del abanico no pueden estrecharse defectuosamente en su parte inicial; pero también es importante que después tampoco se estrechen demasiado para no dificultar la salida de la

corriente por la transición. En la tabla 3.2 pueden verse los valores de los radios para construir dichos arcos.

TRANSICION

La zona de transición esta localizada entre la sección de control y el principio del canal de descarga. Su pendiente siempre debe ser superior a la critica, generalmente de 0.05 a 0.06, para poder desalojar rápidamente la corriente, evitando que se ahogue el cimacio o que aumente la carga sobre su cresta.

La longitud de la transición se muestra en la tabla 3.2. Los taludes de los bordos dependen de la geología del sitio donde se encuentra alojado el vertedor aunque varía de 0.5:1 a 1:1. La altura del revestimiento de concreto se obtiene calculando, para el gasto máximo, los tirantes mediante el teorema de Bernoulli, y agregándole después el bordo libre, que es de 1.0 a 1.50 m.

CANAL DE DESCARGA

La función del canal de descarga es la de desalojar el agua que viene de la transición hacia la parte inferior donde se encuentra la estructura disipadora de energía. También tiene una pendiente muy superior a la crítica, pero en ocasiones tienen dos pendientes: una de 0.05 a 0.06 en su parte inicial, y luego otra de 0.03 a 0.04 en su parte final, con el objeto de disminuir las velocidades para que haya menos peligro de erosión en el canal de salida. Los taludes en el canal de descarga, por estética, son iguales a los de la transición al igual que el bordo libre después de aplicar Bernoulli con el gasto máximo. En la tabla 3.2 se presentan algunos valores del ancho del canal de descarga.

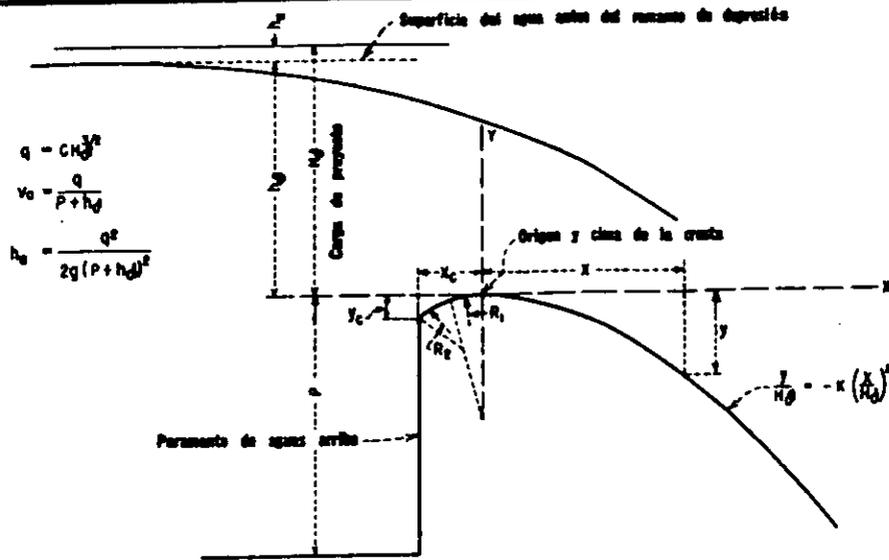
DISIPADORES DE ENERGIA

La corriente que proviene del canal de descarga trae gran velocidad y tiene un intenso poder de erosión. Cuando el terreno donde llega el canal de descarga es de mala calidad se debe de proteger, una forma eficiente para disipar la energía de la corriente es la construcción de un colchón en el extremo final del canal de descarga y así obligar a la corriente a formar un salto hidráulico.

Existen otros dispositivos para lograr el mismo fin, estos pueden ser: la construcción de muros llenos o dentados, escalones y deflectores también llenos o dentados, etc.

CANAL DE SALIDA

El canal de salida es la prolongación del canal de descarga; se utiliza para conducir la corriente hasta el río, o hasta sitios lejanos de la presa, para evitar todo el peligro de erosión. Este canal no tiene revestimiento de concreto, además tiene la misma sección que el canal de descarga, y su pendiente es muy pequeña o nula.



(A) ELEMENTOS DE LAS SECCIONES DE LAS CRESTAS CON LA FORMA DE LA LAMINA VERTIENTE

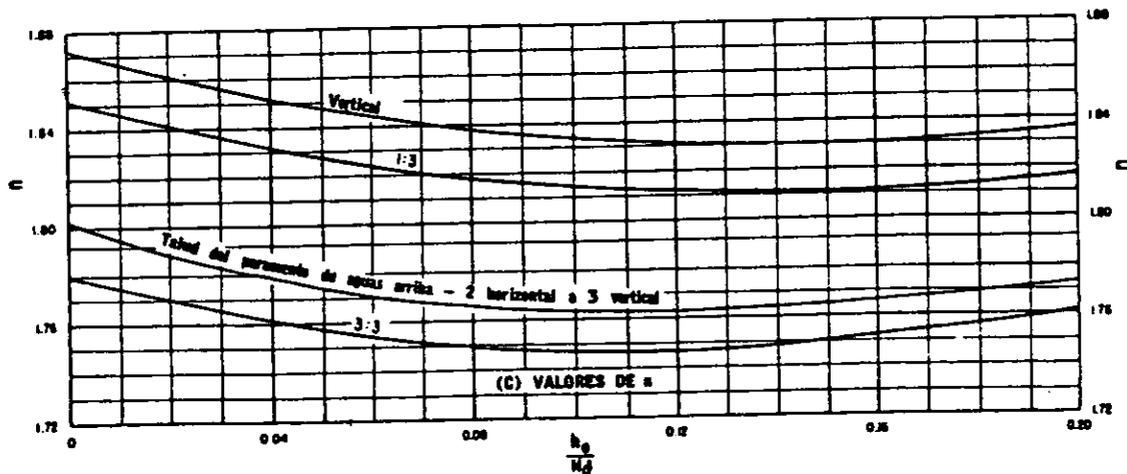
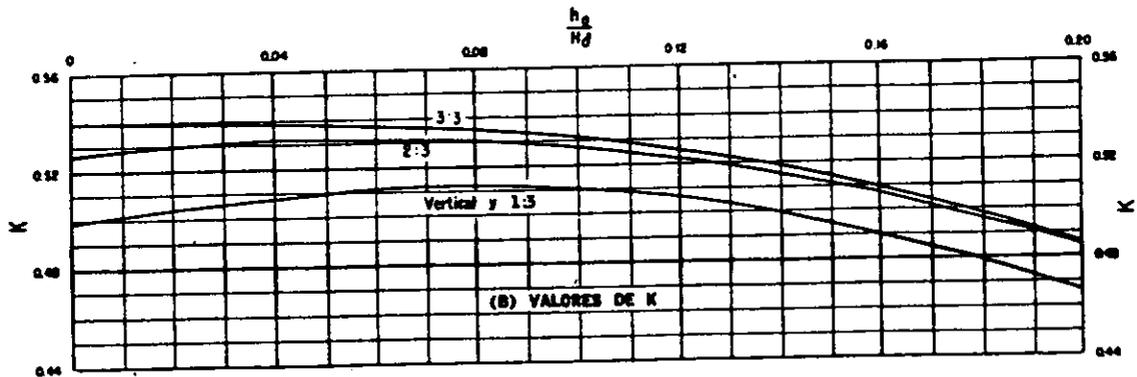


Figura 3.2 Valores de k y n para el perfil de aguas abajo de cualquier inclinación y velocidad de llegada considerable

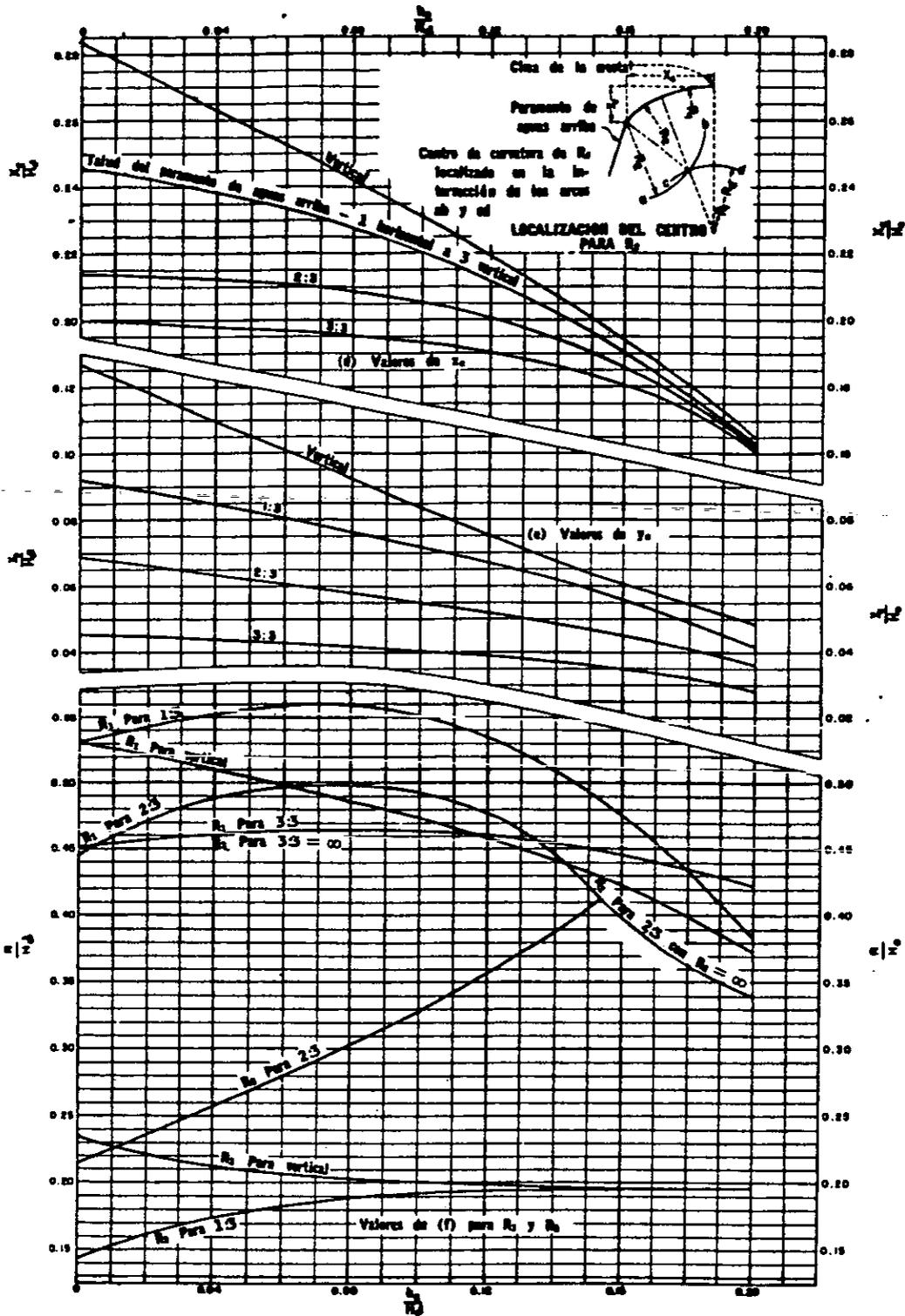


Figura 3.3 Valores de X_c/H_d , Y_c/H_d y R/H_d , para el perfil de aguas arriba de cualquier inclinación y velocidad de llegada considerable

TABLA 3.1 DISEÑO DE VERTEDORES DE ABANICO

Gasto [m ³ /seg]	Long. Cresta [m]	q [m ³ /s/m]	Ancho canal de acceso [m]	CIMACIO			SECC. CONTROL	
				Altura [m]	Radio 2 [m]	Radio 1 [m]	Localización	Long. [m]
20100	498.00	40.30	567.00	8.88	107.73	287.34	0+177.47	273.07
18970	483.00	39.20	550.00	8.33	104.50	278.72	172.15	264.88
17300	468.00	37.00	533.00	8.03	101.27	270.11	166.83	256.69
15970	454.00	35.10	517.00	8.11	98.13	261.75	161.67	248.75
14700	440.00	33.41	500.00	7.82	95.00	253.38	156.50	240.80
13550	425.00	31.88	484.00	7.37	91.81	245.02	151.34	232.85
12390	410.00	30.20	466.00	7.30	88.54	236.15	145.86	224.43
10210	381.00	26.80	434.00	6.73	82.37	219.68	135.69	208.77
8500	351.00	24.25	400.00	6.33	76.00	202.70	125.20	192.64
6890	322.00	21.43	367.00	5.78	69.84	185.73	114.72	176.51
5980	308.00	19.42	350.00	5.44	66.50	177.37	109.55	168.56
5340	293.00	18.22	333.00	5.21	63.27	168.75	104.23	160.37
4150	264.00	15.72	300.00	4.73	57.00	152.03	93.90	114.48
3010	234.00	12.87	267.00	4.14	50.64	135.05	83.42	128.35
2190	205.10	11.22	234.00	3.78	44.37	118.33	73.01	112.45
1814	190.50	9.52	217.00	3.40	41.14	109.72	67.77	104.27
1507	175.80	8.57	200.00	3.17	38.00	101.35	62.60	96.32
1200	161.40	7.42	184.00	2.93	34.87	92.99	57.44	88.37
950	146.50	6.50	167.00	2.66	31.64	84.38	52.11	80.19
721	132.00	5.47	150.00	2.36	28.50	76.02	46.95	72.24
534	117.20	4.56	134.00	2.10	25.37	67.65	41.79	64.29
387	102.70	3.77	117.00	1.86	22.14	59.04	36.46	56.11
264	87.90	3.00	100.00	1.61	19.00	50.67	31.30	48.16
223	82.00	2.72	93.00	1.52	17.74	47.31	29.22	44.96
166	73.20	2.27	83.00	1.32	15.84	42.24	26.09	40.14
95	58.60	1.62	67.00	1.04	12.67	33.80	20.88	32.12
73	52.80	1.40	60.00	0.99	11.40	30.41	18.78	28.89
47	44.00	1.08	50.00	0.84	9.50	25.34	15.65	24.08
17	29.30	0.58	33.00	0.54	6.37	16.90	10.44	16.13

TABLA 3.2 CONTINUACION

Gasto [m ³ /seg]	Long. de transición [m]	ABANICO				Ancho canal de descarga [m]
		1er. ARCO 30°		2do. ARCO 42° 30'		
		Est.	Radio 3 [m]	Est	Radio 4 [m]	
20100	170.51	0+263.20	101.83	0+347.90	227.26	113.40
18970	165.40	255.30	98.78	337.50	220.44	110.00
17300	160.29	247.50	95.70	327.10	213.63	106.60
15970	155.36	239.80	92.76	317.00	207.01	103.30
14700	150.36	232.10	89.80	306.70	200.40	100.00
13550	145.40	221.70	86.84	296.70	193.79	96.70
12390	140.14	216.30	83.69	286.00	186.77	93.20
10210	130.37	201.30	77.86	266.10	173.74	86.50
8500	120.29	185.70	71.84	245.50	160.32	80.00
6890	110.22	170.20	65.82	224.90	146.89	73.30
5980	105.25	162.50	62.86	214.80	140.28	70.00
5340	100.14	154.60	59.80	204.40	133.47	66.60
4150	90.22	139.30	53.88	184.10	120.24	60.00
3010	80.14	123.70	47.86	163.60	106.81	53.30
2190	70.22	108.40	41.94	143.30	93.59	46.70
1814	65.11	100.50	38.88	132.90	86.77	43.30
1507	60.15	92.65	35.92	122.70	80.16	40.00
1200	55.18	85.20	32.96	112.70	73.55	36.70
950	50.07	77.20	29.90	102.20	66.73	33.30
721	45.11	69.60	26.94	92.10	60.12	30.00
534	40.15	62.00	23.98	81.90	53.51	26.70
387	35.04	54.10	20.92	71.50	46.70	23.30
264	30.07	46.40	17.96	61.40	40.08	20.00
223	28.07	43.30	16.77	57.30	37.42	18.70
166	25.07	38.70	14.97	51.20	33.41	16.70
95	20.06	31.00	11.98	40.90	26.73	13.30
73	18.04	27.90	10.78	36.80	24.05	12.00
47	15.04	23.20	8.99	30.70	20.04	10.00
17	10.07	15.60	6.02	20.60	13.45	9.70

TABLA 3.3 RELACION DE GASTO UNITARIO – CARGA HIDRAULICA –
 ALTURA DE CIMACIO Y CONJUGADO MAYOR

Gasto Unitario [m ³ /s/m]	Carga Hidráulica [m]	Conjugado Mayor [m]	Altura de Cimacio [m]
40.30	7.56	11.09	8.88
39.20	7.42	10.84	8.68
37.00	7.16	10.48	8.38
35.10	6.89	10.14	8.11
33.40	6.68	9.77	7.82
32.00	6.48	9.48	7.58
31.90	6.46	9.46	7.57
31.00	6.34	9.31	7.45
30.50	6.28	9.18	7.35
30.20	6.23	9.13	7.30
30.00	6.21	9.08	7.26
29.90	6.20	9.04	7.23
29.00	6.07	8.84	7.07
26.80	5.76	8.41	6.73
25.00	5.50	8.09	6.47
24.30	5.39	7.91	6.33
23.00	5.20	9.62	6.10
21.60	4.99	7.28	5.81
21.40	4.96	7.23	5.78
20.00	4.74	6.92	5.54
19.40	4.65	6.80	5.44
18.20	4.46	6.52	5.21
18.00	4.11	6.43	5.16
16.00	4.08	6.00	4.80
15.70	4.04	5.92	4.73
15.00	3.91	5.70	4.56
13.30	3.62	5.30	4.26
12.90	3.53	5.18	4.14
12.50	3.46	5.07	4.06
11.20	3.22	4.73	3.78
10.00	2.99	4.37	3.50
9.50	2.89	4.25	3.40
8.60	2.7	3.96	3.17
8.00	2.57	3.76	3.05
7.42	2.45	3.66	2.93
7.00	2.35	3.45	2.80
6.50	2.24	3.28	2.66
6.00	2.12	3.10	2.51
5.50	2.00	2.93	2.38
5.00	1.88	2.76	2.24
4.56	1.77	2.63	2.10
4.50	1.75	2.57	2.08
4.00	1.62	2.38	1.93
3.77	1.56	2.32	1.86

3.3 Diseño de vertedores de abanico bajo otras ideas complementarias

Existen otras ideas de diseño de vertedores en abanico pero basadas totalmente en los resultados obtenidos por el Ing. Salvador Ulloa Ortíz. Esta forma de diseñar consiste en suponer como datos, el gasto (Q_d) y la longitud de la cresta del vertedor (L_1).

Después de esto se sigue una serie de pasos que a continuación se dan:

1.- Se calcula el coeficiente de descarga C.

Para ello se selecciona un p y un talud del paramento aguas arriba.
Se hace por tanteos hasta que pase el Q

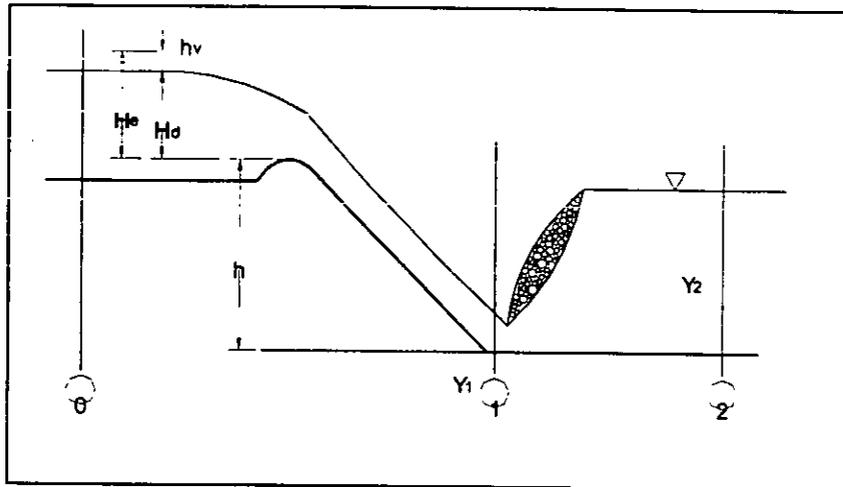
$$Q = C L_1 H_0^{3/2} \quad (3.6)$$

L_1 longitud de la cresta.

2.- Se calcula el perfil del vertedor.

Se procede como si fuera un cimacio de cresta libre y se calcula además el punto de tangencia.

3.- Se calcula la profundidad a la que estará el piso del vertedor y se escoge una relación de ahogamiento con respecto a H_d .



Ecuación de la energía entre 0 y 1

$$H_d + h = y_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

Se propone una h , y se calcula y_1 (régimen supercrítico) y se calcula y_2 (régimen subcrítico) con la ecuación del salto hidráulico (ec. 3.3).

Se obtiene la elevación del agua que corresponde a y_2 y se calcula la diferencia de elevación de la superficie libre del vaso y la que corresponde a y_2 y el valor debe corresponder al porcentaje de ahogamiento que se escogió para el diseño. Por ejemplo si $H_d = 2.5$ y se escogió un ahogamiento del 50%, la diferencia en elevaciones debe valer 1.25.

4.- En la sección de control debe cumplirse que

$$Q = L_2 y_c v_c \quad (3.7)$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gL_2^2}} \quad (3.8)$$

$$E_2 = E_c \quad h_f \text{ desprec.}$$

$$E_2 = y_c + \frac{v_c^2}{2g}$$

$$E_2 = y_c + \frac{Q^2}{L_2^2 y_c^2} \frac{1}{2g} = E_c \quad (3.9)$$

L_2 es el ancho de la sección de control

- Del paso 3 se conoce E_2
- Se supone L_2 y se calcula y_c con la ecuación 3.8
- Se calcula E_c con la ecuación 3.9
- Se comparan E_2 con E_c . Si son iguales L_2 es la correcta, si no, se supone otra L_2 y se repite el procedimiento.

5.- Se hace el diseño en planta (fig. 3.4 y 3.5) Para ello se calcula la relación L_1/H_d y se calculan las siguientes relaciones en la fig. 3.5.

$$L_3/L_1, L_4/L_1, L_5/L_1, R_1/L_1, \beta \text{ y } \alpha$$

Los valores calculados de L_3, L_4 , etc deben cerrarse a cifras enteras.

$$L_1 = \alpha R_1 + 2\beta R_2 \quad \Rightarrow \quad R_2 = \frac{L_1 - \alpha R_1}{2\beta}$$

α y β en radianes.

6. Se verifican las condiciones de Hiriart.

$$\begin{aligned} 1 &< \frac{\alpha}{2\beta} < 2.5 \\ 2.5 &< \frac{R_2}{R_1} < 5.0 \\ 1.25 &< \frac{d}{e} < 1.75 \end{aligned} \quad (3.10)$$

Si no se cumple la segunda condición se supone una relación R_1/L_1 y se calcula R_1 y con este nuevo valor se calcula R_2 y se vuelve a verificar que R_2/R_1 quede en el rango establecido.

Se calcula "d" y "e" de la geometría utilizando para ello los datos corregidos.

Si no se cumple que "d/e" caiga en el rango establecido se modifican L_4 y L_5 de manera que se cumpla con el intervalo de la relación d/e.

7.- Se calcula la planta de la transición utilizando la ecuación de la elipse:

$$\frac{x^2}{d^2} + \frac{y^2}{e^2} = 1 \quad (3.11)$$

Como se conocen e y d se calcula la ecuación de la elipse.

$$x = \sqrt{\left(1 - \frac{y^2}{e^2}\right) d^2} = d \sqrt{1 - \frac{y^2}{e^2}} = \frac{d}{e} \sqrt{e^2 - y^2} \quad (3.12)$$

8.- Se localiza en planta la sección de control, midiendo L_3 sobre el eje y observando que puede ocurrir lo siguiente:

- La longitud L_2 medida se ajusta a la longitud L_2 calculada (paso 4). Entonces el diseño está correcto.
- La longitud L_2 medida no se ajusta a la longitud L_2 calculada, respetando la relación d/e calculada se ubica nuevamente L_3 y L_4 , es decir, se ubica el valor de L_2 y a partir de él se miden L_3 y L_4 .

Las ideas expuestas anteriormente se deben a la experiencia obtenida por el Ing. Salvador Ulloa quien analizó y realizó mediciones en los vertedores de las presas de Mocuzari, Son., Miguel Hidalgo, Sin., y A.L.M. Debido al funcionamiento correcto de los vertedores de las tres presas mencionadas, lo que hizo el Ing. Ulloa fue obtener algunas relaciones de las dimensiones de los vertedores con respecto a la longitud de la cresta (L_1). Esto lo realizó para cada uno de los vertedores, después graficó estas mediciones y unió los puntos homólogos de cada vertedor para así obtener una serie de curvas que sirvieran para diseñar directamente la geometría del vertedor, el resultado de esto se presenta en la fig. 3.5.

3.4 Nuevo criterio de diseño

Ahora se presentan todas las ideas que dan forma al nuevo criterio de diseño de vertedores de abanico, propuesto por el Ing. Julio Lozoya C., y el cual toma como punto de partida los criterios anteriores existentes. El objetivo de esta sección es, primero, ordenar y aclarar las ideas existentes hasta el momento, sobre el diseño hidráulico de vertedores en abanico para de esta manera lograr una geometría cerrada en el diseño de la estructura; en segundo lugar, tiende a generalizar su uso, ya que los criterios de hoy en día son muy limitados por no lograr un diseño adecuado para cualquier posible combinación de $Q - L$ y, en tercer lugar, se pretende prescindir de la construcción de un modelo hidráulico para llevar a cabo la del prototipo, con el simple proyecto que resulte de aplicar las ideas que se proponen.

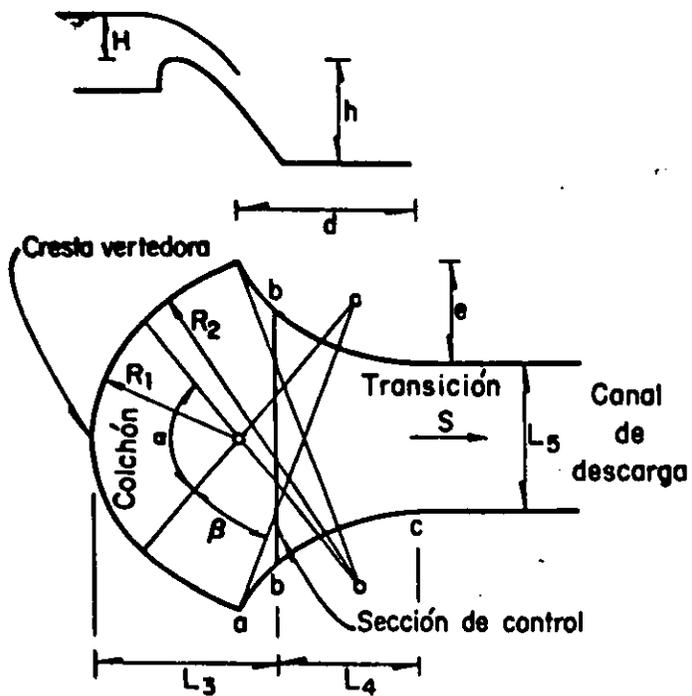
3.4.1 Diseño en planta

- Longitud de cresta

Con el fin de conservar la apariencia, en planta, de un abanico, los ángulos laterales serán ($\alpha=34^\circ 45'$) y el central ($\beta=80^\circ$) se consideran constantes. Con ello, la longitud de la cresta vertedora puede escribirse como:

$$L = 2\alpha R_1 + \beta R_2 \quad (3.13)$$

Figura 3.4 Vertedor de abanico y su geometría



- L_1 Longitud de cresta, en m
 R_1 Radio del arco central de la cresta, en m
 α Angulo total del arco central, en grados
 R_2 Radio de los arcos laterales de la cresta, en m
 β Angulo 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
 h Altura del cimacio, 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/H	R_1/L_1	α	R_2/L_1	β	L_2/L_1	L_3/L_1	L_4/L_1	L_5/L_1	S	h/H
A. L. M.	23.7	.273	76°	.763	24°	.487	.342	.464	.219	0.10	1.11
Mocuzari	53.8	.197	80°	.952	20° 30'	.467	.385	.330	.273	0.06	1.22
Miguel Hgo.	65.8	.218	80°	.668	32° 30'	.544	.348	.334	.223	0.06	1.32

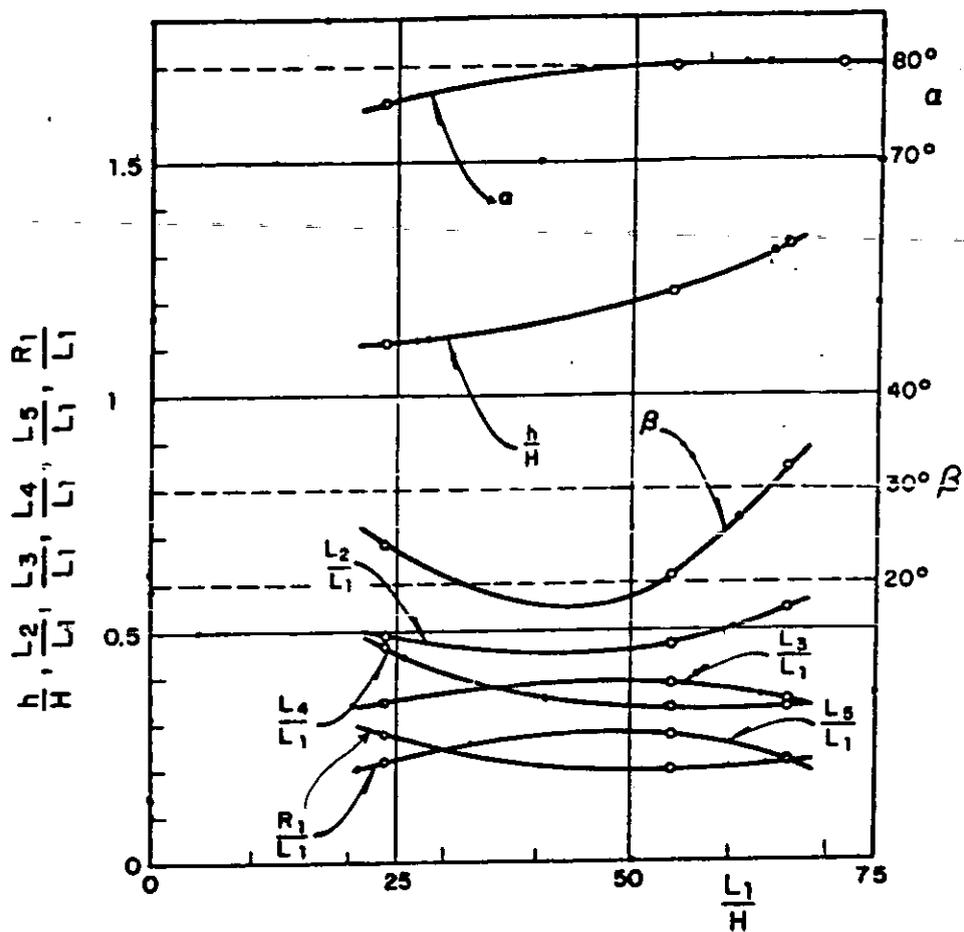


Figura 3.5 Gráficas para el diseño del vertedor de abanico

Al tomar de la tabla 3.1 los valores correspondientes de R_1 y R_2 , y dibujarlos en un sistema de ejes coordenados, el resultado es la figura 3.6.

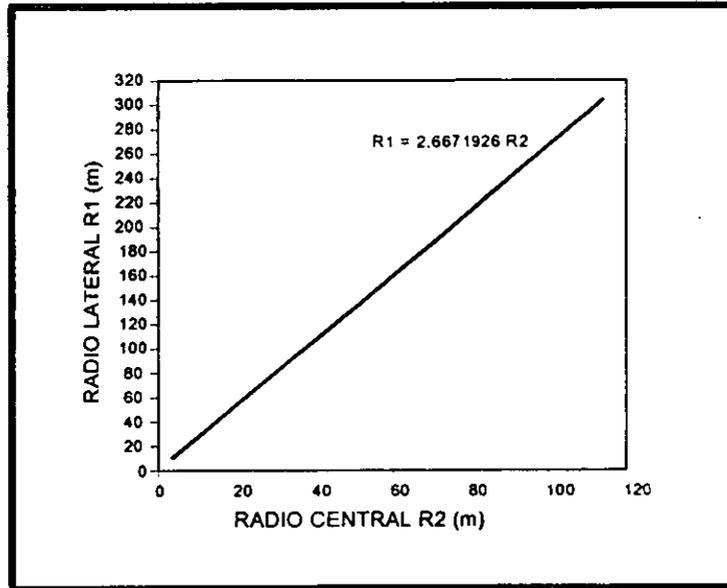


Fig. 3.6 Relación entre R_1 y R_2

Al obtener la ecuación de la recta que aparece en la figura anterior, resulta $R_1 = 2.6671926 R_2$. Si este valor se sustituye en la ecuación 3.1, dejándola en función de R_2 , el resultado es:

$$L = 4.6313 R_2 \quad (3.14)$$

Con la ecuación obtenida, la relación entre los radios R_1 y R_2 y los ángulos α y β , resulta claro que al fijar una longitud de vertido puede obtenerse la geometría, en planta, del cimacio.

- **Proyección horizontal de la longitud del cimacio**

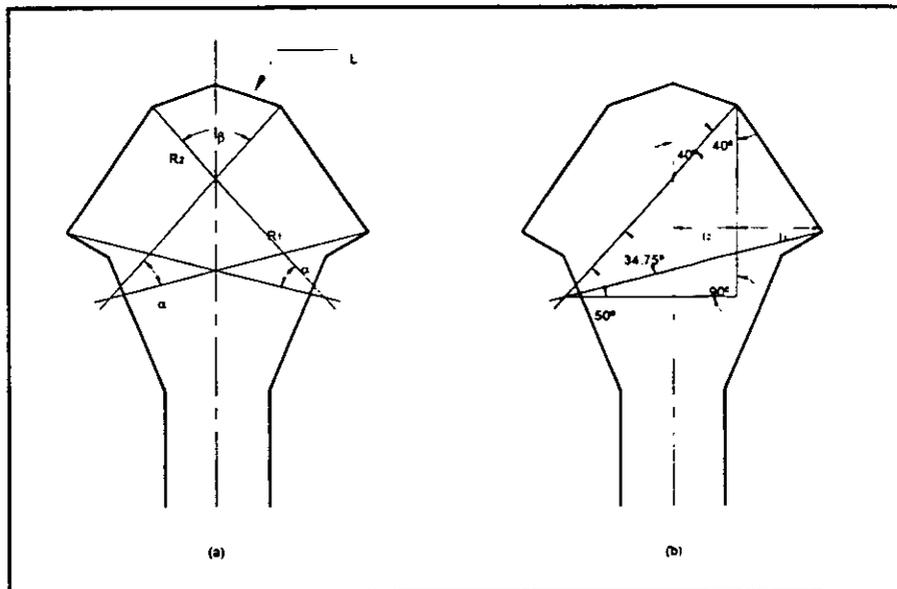


Fig. 3.7 Esquema para ayuda en los cálculos

Los datos conocidos hasta el momento quedan representados por la figura 3.7a, de donde puede calcularse la proyección horizontal del cimacio (L') con ayuda de la figura 3.7b:

$$\begin{aligned}
 L' &= 2 (l_1 + l_2) \\
 l_1 &= R_1 (\cos (50^\circ - \alpha) - \cos 50^\circ) \\
 l_2 &= R_2 \operatorname{sen} 40^\circ \\
 L' &= 3.0032472 R_2 \tag{3.15}
 \end{aligned}$$

- Longitud de la sección de control vertedora

Ahora bien, al llevar a cabo una revisión en la tabla 3.1 de las relaciones entre la longitud de la sección de control vertedora L_1' (ver fig. 3.8) y el radio R_2 , y de esa misma manera observar una relación constante, se tuvo:

$$\begin{aligned}
 L_1'/R_2 &= 2.5347377 \\
 \text{de donde resulta:} \\
 L_1' &= 2.5347377 R_2 \tag{3.16}
 \end{aligned}$$

- Magnitud del radio R_4

Siguiendo un procedimiento análogo con las tablas 3.1 y 3.2, se determino la relación existente entre los radios R_4 y R_2 (fig. 3.8), quedando:

$$R_4 = 2.109469 R_2 \tag{3.17}$$

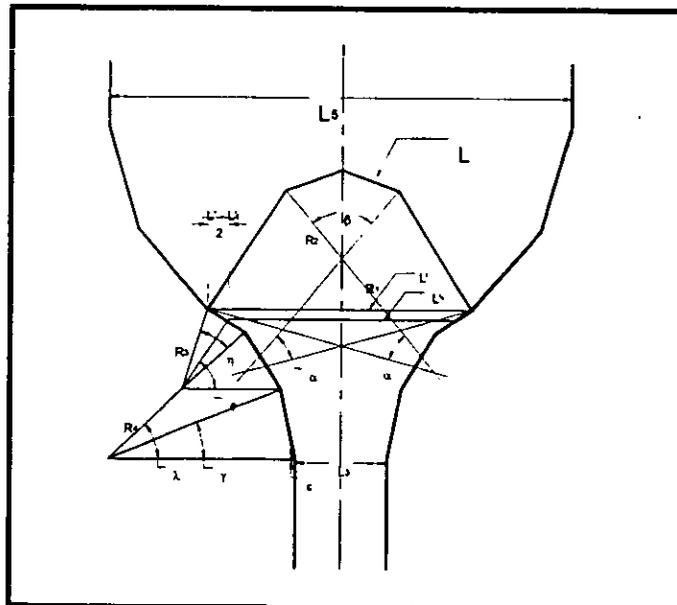


Fig. 3.8 Angulos y longitudes auxiliares

- **Magnitud del radio R_3**

De la relación entre R_3 y R_4 en la tabla 3.2, se obtiene:

$$R_4 = 2.2316142 R_3$$

Y en relación de R_2 , queda como:

$$R_3 = 0.945266 R_2 \quad (3.18)$$

- **Canal de acceso**

Para este caso, la relación que se encontró en la tabla 3.1 entre el ancho del canal de acceso L_5 , (fig. 4.8), y el radio R_2 es:

$$L_5 = 5.2631579 R_2 \quad (3.19)$$

- **Ancho del canal de descarga**

Si se toma el promedio de la relación entre la longitud de la sección de control vertedora L'_1 y el canal de descarga L_3 , para los diferentes valores dados por las tablas 3.1 y 3.2, se tiene:

$$L'_1 / L_3 = 2.408$$

$$L_3 = L'_1 / 2.408$$

sustituyendo el valor de L'_1 , se obtiene:

$$L_3 = 1.0526319 R_2 \quad (3.20)$$

- **Cálculo de la longitud de la transición**

Con ayuda de la figura 3.8 es posible obtener el ancho del canal de descarga (L_3) en función de los ángulos. Si se toma en cuenta que $\eta=30^\circ$ y $\lambda=42^\circ 30'$, el resultado es:

$$L_3 = L' - [R_3 \cos (42.5^\circ + \varepsilon) - R_3 \cos (30^\circ + 42.5^\circ + \varepsilon) + R_4 \cos (\varepsilon) - R_4 \cos (42.5^\circ + \varepsilon) + R_4 - R_4 \cos (\varepsilon)]$$

Al sustituir los valores de R_3 , R_4 , L' y L_3 , se tiene la posibilidad de encontrar mediante un proceso iterativo, el valor de " ε ", que resulta ser:

$$\varepsilon = 0.2855^\circ \quad (3.21)$$

Ahora bien, es posible calcular el ángulo que recorre el radio R_3 entre el extremo de la sección de control y la horizontal (fig. 3.8).

$$L' - L_1 = 3.0032472 R_2 - 2.5347377 R_2 = 0.4685095 R_2$$

en función de los ángulos queda:

$$L' - L_1 = 2 [R_3 \cos \phi - R_3 \cos (\varepsilon + \lambda + \eta)]$$

sustituyendo y realizando las operaciones, el resultado es:

$$\phi = 57.059446^\circ \quad (3.22)$$

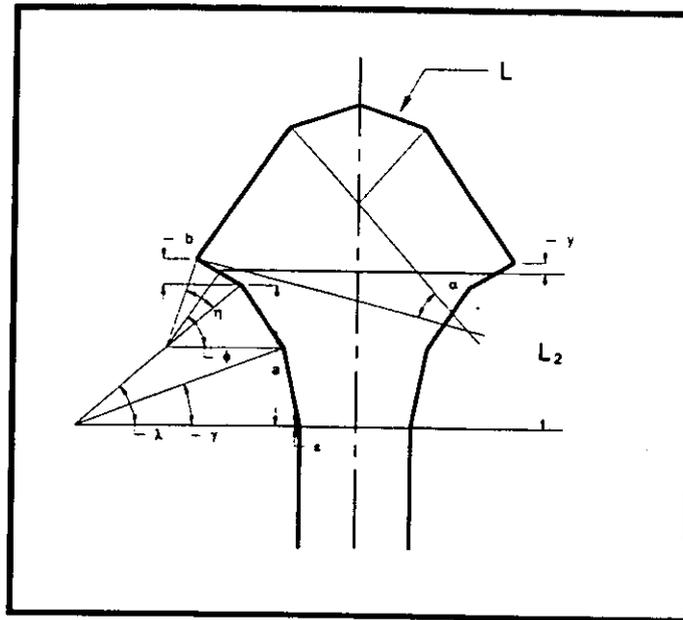


Fig. 3.9 Esquema para ayuda en los cálculos

Para valorar la longitud de la transición se tiene, según la fig. 3.9:

$$L_2 = a + b - y$$

Con ayuda de la figura anterior, se observa:

$$a = R_2 \operatorname{sen} (\lambda + \varepsilon) = 2.109469 R_2 \operatorname{sen} (42.5^\circ + 0.2855^\circ)$$

$$a = 1.4328686 R_2$$

$$b = R_3 [\operatorname{sen} (\lambda + \varepsilon + \eta) - \operatorname{sen} (\lambda + \varepsilon)]$$

$$b = 0.2608411 R_2$$

$$y = R_3 [\operatorname{sen} (\lambda + \varepsilon + \eta) - \operatorname{sen} (\phi)]$$

$$y = 0.1096209 R_2$$

Al sustituir los valores obtenidos, en la ecuación dada para L_2 :

$$L_2 = [1.4328686 + 0.2608411 - 0.1096209] R_2$$

$$L_2 = 1.5840918 R_2 \quad (3.23)$$

- Ancho al centro de la transición

Para calcular el ancho de la transición a la mitad de esta, es necesario que primero se obtenga el valor del ángulo γ , con lo cual:

$$L_2 / 2 = 1.5840918 R_2 / 2 = 0.7920459 R_2$$

En función de los ángulos, según la figura 3.9, se tiene:

$$0.7920459 R_2 = R_4 \text{ sen } \gamma$$

$$\gamma = 22.053469^\circ \quad (3.24)$$

Ahora bien:

$$L_4 = L_3 + 2 [R_4 - R_4 \cos \gamma]$$

$$L_4 = 1.3613153 R_2 \quad (3.25)$$

- **Calculo del ángulo θ**

Para obtener el valor del ángulo θ , el cual está formado entre los radios R_1 y R_3 , se requerirá el auxilio de la figura 3.10.

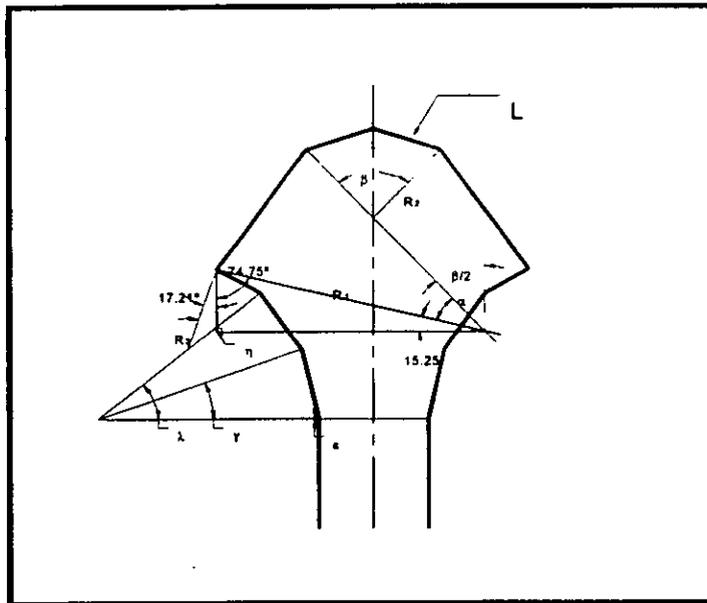


Fig. 3.10 Ayuda para calcular el ángulo θ

$$\epsilon + \lambda + \eta + 17.2145^\circ = 90^\circ$$

$$\theta = 17.2145^\circ + 74.75^\circ$$

$$\theta = 91.9645^\circ \quad (3.26)$$

Una vez que se han obtenido todas las dimensiones del vertedor, en función del radio R_2 , se procede a verificar si éstas cumplen con los rangos dados en el método tradicional (ecs. 3.5).

$$\frac{L}{L_1} = \frac{4.6313 R_2}{2.5347377 R_2} = 1.827$$

El rango dado es de 1.82 a 1.83, por lo tanto el resultado es satisfactorio.

$$\frac{L_4}{L_1} = \frac{1.3613153 R_2}{2.5347377 R_2} = 0.537$$

En este caso el valor que proporciona el método tradicional es 0.53, con lo que este resultado también es bueno.

$$\frac{L_1}{L_3} = \frac{2.5314377 R_2}{1.0526319 R_2} = 2.408$$

Finalmente, en esta última relación el resultado también es bueno, debido a que éste debe ser igual a 2.4.

Tomando en cuenta el resultado de las anteriores relaciones, teóricamente, se garantiza que los vertedores diseñados con este criterio, tendrán un buen funcionamiento.

La afirmación anterior se basa fundamentalmente en la experiencia adquirida en vertedores de abanico, por parte del Ing. Salvador Ulloa, así como la del Ing. Julio Lozoya.

3.4.2 Diseño en Elevación

Para este caso el diseño se reduce a la obtención de la altura del cimacio, además la pendiente tanto de la transición como del canal de descarga.

Lo anterior se logra al suponer los siguientes puntos:

- El gasto de diseño "Q" es conocido.
- La longitud de cresta "L" es conocida.
- Las pérdidas por fricción en el cimacio son despreciables.
- La carga de velocidad en el canal de acceso es despreciable.

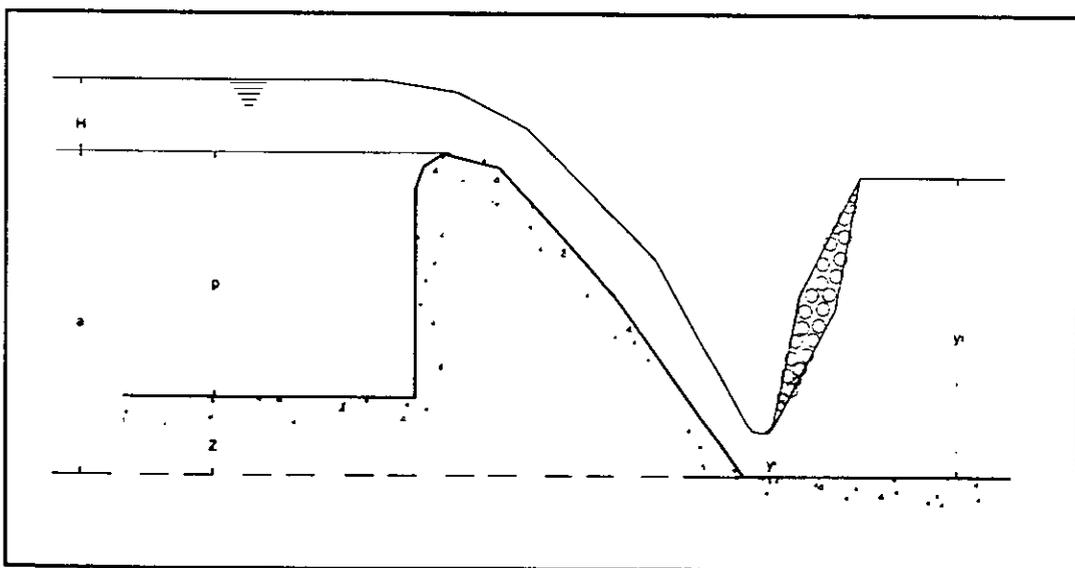


Fig. 3.11 Idealización del salto hidráulico (Para simplificar el análisis)

Según la figura anterior:

$$a + H = Y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad (3.27)$$

Pero:

$$\begin{aligned} z &= H + a - Y_1 \\ v_1 &= \sqrt{2gz} \\ v_1 &= \sqrt{2g(H + a - Y_1)} \end{aligned} \quad (3.28)$$

Ahora bien,

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left[\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right] \quad (3.29)$$

Sustituyendo (3.28) en F_1 , y simplificando:

$$F_1^2 = \frac{2(a + H - Y_1)}{Y_1} \quad (3.30)$$

Por otra parte,

$$\begin{aligned} q &= \frac{Q}{L} = v_1 Y_1 = \sqrt{2g(a + H - Y_1)} Y_1 \\ q &= \sqrt{2gY_1^2(a + H - Y_1)} \\ q^2 &= 2gY_1^2(a + H - Y_1) \\ a &= \frac{q^2}{2gY_1^2} + Y_1 - H \end{aligned} \quad (3.31)$$

Si ahora se sustituye (3.31) en (3.30), se obtiene:

$$F_1^2 = \frac{q^2}{gY_1^3} \quad (3.32)$$

Con la expresión anterior introducida en (3.29), resulta:

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gY_1^3}} - 1 \right] \quad (3.33)$$

Por último, se iguala el conjugado mayor del salto hidráulico con la altura del cimacio

$$\frac{q^2}{2gY_1^2} + Y_1 = H = \frac{Y_1}{2} \left[1 + \frac{8q^2}{gY_1^3} - 1 \right] \quad (3.34)$$

De la ecuación anterior, el único parámetro que se desconoce es "Y₁", pero mediante un proceso iterativo es factible obtener su valor.

Hecho lo anterior, el miembro izquierdo de (3.34) es la altura del cimacio, como se definió antes, pero por razones de seguridad, ésta debe modificarse mediante un coeficiente experimental (cuyo valor se verá más adelante):

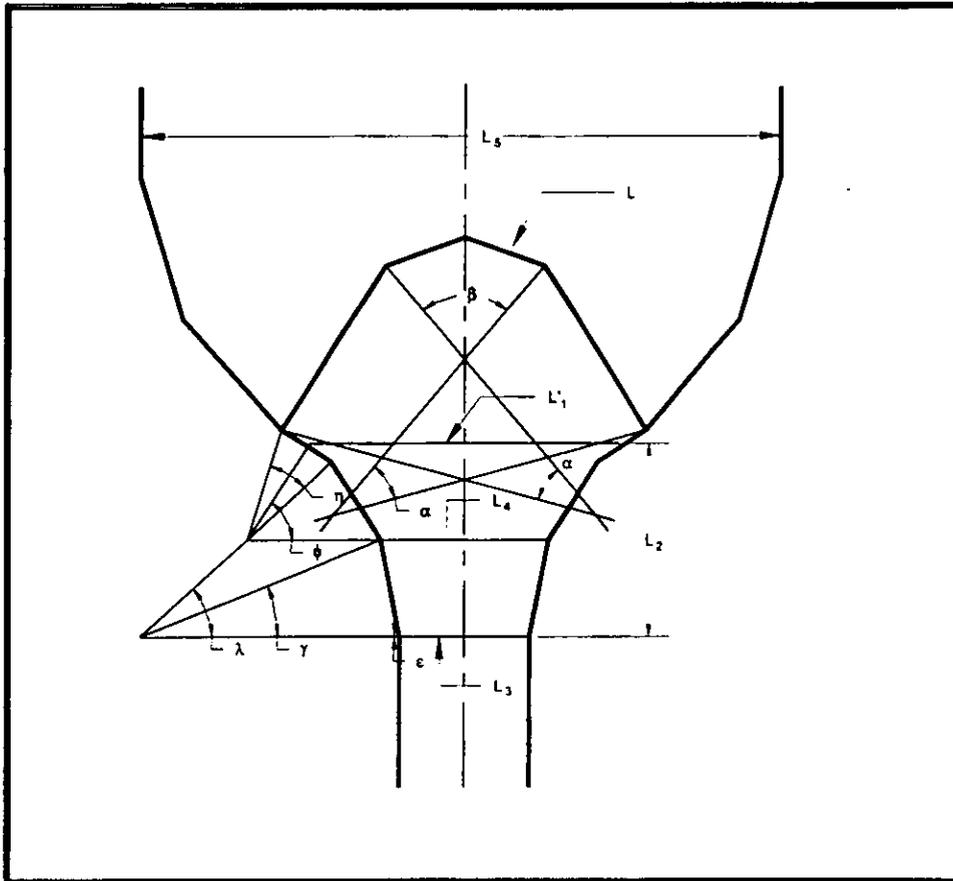
$$a_f = k_f a \quad (3.35)$$

El diseño finaliza al calcular el valor de "P", con la siguiente ecuación:

$$P = 0.712 a_f \quad (3.36)$$

Es importante que se tome en cuenta que la ecuación (3.34) es de sexto grado, de manera que a ella se asocian seis posibles soluciones (esto se interpreta como seis probables alturas de cimacio), pero al analizar un poco dicha expresión se puede comprobar que cuatro de sus raíces son complejas, con lo que se descartan y quedan solamente dos posibles valores. Una forma correcta para conocer el valor de "Y₁" es comparar los valores restantes con "Y_c", escogiendo el menor de ellos.

Todas las ideas expresadas a lo largo de este tema son las que dan forma al criterio propuesto por el Ing. Julio Lozoya C. Para el diseño hidráulico de vertedores en abanico (figs. 3.12 y 3.13).



VALORES CARACTERISTICOS, EN PLANTA DEL VERTEDOR EN ABANICO.	
$L = 4.6313 R_2$	$\phi = 57.059446^\circ$
$R_2 = L / 4.6313$	$\gamma = 22.053469^\circ$
$R_1 = 2.6671926 R_2$	$R_3 = 0.945266 R_2$
$\beta = 80^\circ$	$R_4 = 2.109469 R_2$
$\alpha = 34^\circ 45'$	$L_3 = 1.0526319 R_2$
$\theta = 91.9645^\circ$	$L_1' = 2.5347377 R_2$
$\eta = 30^\circ$	$L_4 = 1.3613153 R_2$
$\lambda = 42^\circ 30'$	$L_2 = 1.5840918 R_2$
$\varepsilon = 0.2855^\circ$	$L_5 = 5.2631579 R_2$

Fig. 3.12 GEOMETRIA EN PLANTA DEL VERTEDOR EN ABANICO (DE ACUERDO AL NUEVO CRITERIO)

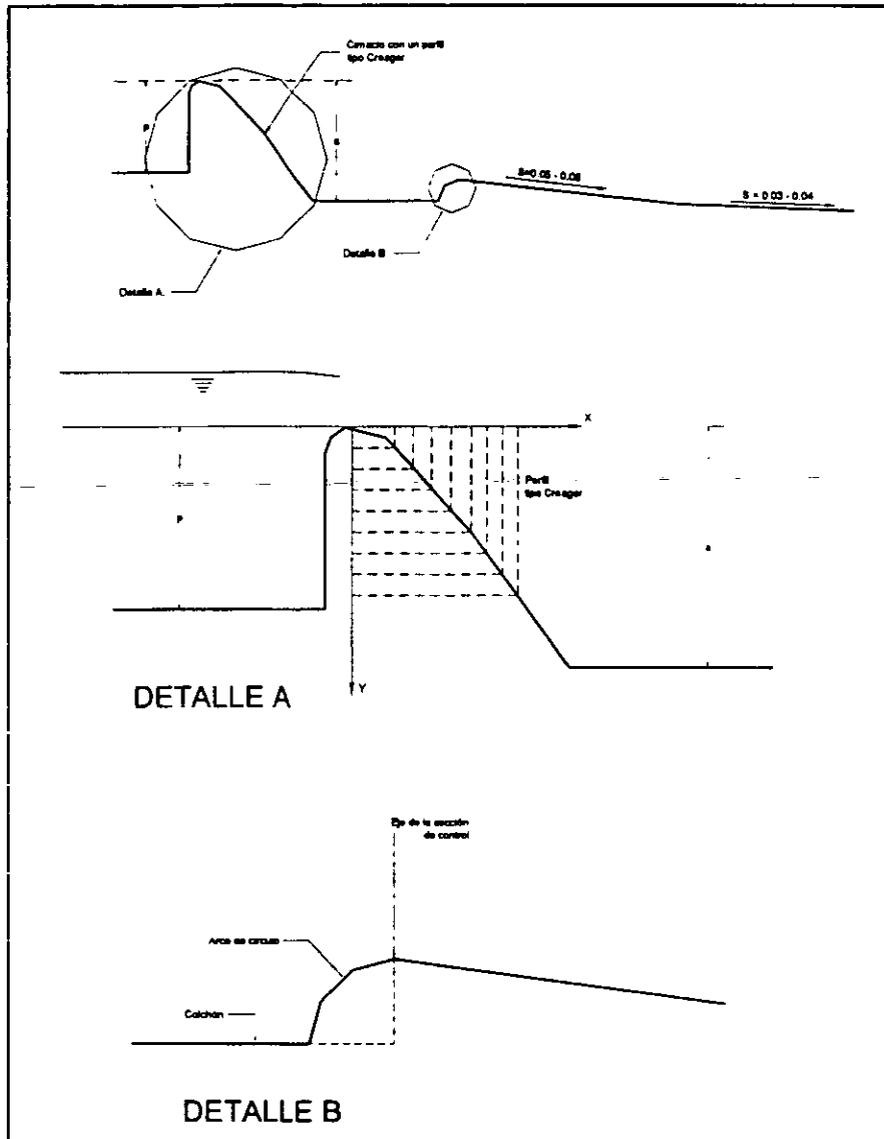


Fig. 3.13 GEOMETRIA EN ELEVACION DEL VERTEDOR EN ABANICO

3.4.3 Procedimiento de diseño

Al transitar por el vaso, y para una presa con vertedor de cresta libre, se obtienen como datos: el gasto máximo de descarga "Q", la longitud de la cresta necesaria "L" y la altura de la misma. Conocidos estos datos, el procedimiento para diseñar este tipo de estructuras, conforme a las ideas antes expuestas, se presentan a continuación:

Respecto al diseño en planta.

1. Teniendo como dato el gasto máximo y la longitud de cresta del cimacio se procede a calcular el radio dos (R_2) con la ecuación 3.14

$$R_2 = L / 4.6313$$

2. Con el R_2 calculado se procede a calcular el radio R_1 con la ecuación:

$$R_1 = 2.6671926 R_2$$

3. Se deben tomar en cuenta los ángulos constantes de diseño, los cuales son:

$$\begin{aligned} \beta &= 80^\circ \\ \alpha &= 34^\circ 45' \\ \theta &= 91.9645^\circ \\ \eta &= 30^\circ \\ \lambda &= 42^\circ 30' \\ \varepsilon &= 0.2855^\circ \\ \phi &= 57.059446^\circ \\ \gamma &= 22.053469^\circ \end{aligned}$$

4. Ahora se obtiene el resto de la geometría con las siguientes fórmulas:

Radio tres:	$R_3 = 0.945266 R_2$
Radio cuatro:	$R_4 = 2.109469 R_2$
Ancho del canal de descarga:	$L_3 = 1.0526319 R_2$
Longitud de la sección de control:	$L_1' = 2.5347377 R_2$
Ancho de la transición en el centro de su long:	$L_4 = 1.3613153 R_2$
Longitud de la transición:	$L_2 = 1.5840918 R_2$
Ancho del canal de acceso:	$L_5 = 5.2631579 R_2$

El ángulo θ , el radio R_3 y el ángulo η , permiten el trazo del primer arco en ambos lados de la transición. Así mismo, el ángulo λ y el radio R_4 sirven para concluir el trazo de la transición. El ancho del canal de descarga sirve para corroborar el trazo en planta de la transición. Además, la longitud de ésta ayuda a fijar la posición de la sección de control. Por último, el mínimo ancho del canal de acceso está indicado anteriormente por L_5 .

De esta manera queda diseñado, en planta, cualquier vertedor en abanico.

Respecto al diseño en elevación

La única variante es el diseño en elevación, que en todos los casos tendrá un esquema como el mostrado en la fig. 3.13, y se realizará como se indica a continuación:

El cálculo de la altura del cimacio consiste en lo siguiente:

1. Como ya se tiene de datos el gasto Q y la longitud de cresta L , se calcula la carga sobre el cimacio con la ecuación 3.1

$$H = \left[\frac{Q}{CL} \right]^{2/3}$$

2. Además con los mismos datos se calcula el gasto unitario:

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

3. Se resuelve por tanteos la ecuación 3.34 y se obtiene el valor de Y_1

$$\frac{q^2}{2gY_1^2} + Y_1 - H = \frac{Y_1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gY_1^3}} - 1 \right]$$

4. Se obtiene el valor preliminar de a con la ecuación 3.31:

$$a = \frac{q^2}{2gY_1^2} + Y_1 - H$$

5. Ahora se calcula el valor definitivo de a con la ecuación 3.35:

$$a_f = k_1 a$$

El valor del coeficiente k_1 se explicará mas adelante.

6. Finalmente se calcula el valor de la profundidad del canal de acceso con la ecuación 3.36:

$$P = 0.712 a_f$$

7. El valor de la pendiente de la transición esta comprendido entre 0.05 y 0.06, el cual se continua al principio del canal de descarga y en su parte final tiene una pendiente entre 0.03 y 0.04.

8. Se calcula el perfil aguas abajo del cimacio con la ecuación 3.4:

$$\frac{Y}{H_d} = -k \left[\frac{X}{H_d} \right]^n$$

los valores de k y n se encuentran en la fig. 3.2 y con ayuda de la fig. 3.3 se calcula el perfil aguas arriba.

Con esto queda concluido el diseño del vertedor en abanico.

3.4.4 Determinación del coeficiente de descarga (C) y del coeficiente K_1

Para el diseño hidráulico óptimo de estructuras de tipo abanico se presenta la figura 3.14 la cual tiene tal finalidad. Esto se logra si la combinación Q-L tiene un punto dentro del rango de la fig. 3.14, este rango es muy amplio y es muy difícil que una combinación de gasto y longitud de vertido no caiga dentro de él, por lo que cualquier vertedor de abanico se puede diseñar óptimamente con la ayuda de esta figura.

La gran ventaja de esta gráfica es que cualquier combinación de Q-L dentro del rango dado, no requiere de la construcción de un modelo hidráulico para la verificación del funcionamiento, ni tampoco para corregir deficiencias. Así pues, la gráfica es muy útil para diseñar, con el nuevo criterio propuesto, vertedores en abanico.

Después de realizados algunos estudios muy cuidadosos en modelos hidráulicos, se han establecido valores para el coeficiente " k_1 " que aparece en la fórmula 3.35 con la que se obtiene la altura final del cimacio. Este coeficiente solo puede tomar dos valores los cuales se explican a continuación.

Así para el primer rango de combinaciones Q-L que va desde la primera línea llena (de derecha a izquierda) hasta antes de la segunda línea llena el coeficiente toma el valor de $k_1 = 0.80$. En tanto que el segundo rango de combinaciones, de la segunda a la tercera línea llena el coeficiente toma el valor de $k_1 = 0.96$.

La utilización de la gráfica es como sigue:

Con los valores de Q-L obtenidos del tránsito de avenidas se entra a la fig. 3.14, en la cual se lee el valor de "C" que le corresponde a esta combinación, con éste y utilizando la ecuación de vertedores se calcula la carga sobre la cresta. Posteriormente se obtienen el gasto unitario y se resuelve la ecuación 3.34, obteniendo de esta el valor de " Y_1 ", el valor de "a" (ec. 3.31) se multiplica por el coeficiente experimental " k_1 ", correspondiente al intervalo en donde quede ubicado el punto (Q,L).

La magnitud de "P" esta dada por la ec. 3.36.

Ya se tienen todos los elementos necesarios para diseñar correcta y fácilmente un vertedor en abanico que funcionará satisfactoriamente sin la necesidad de fabricar un modelo hidráulico como se hacia con los métodos anteriores, por lo que se puede observar el avance en este nuevo criterio de diseño elaborado por el Ing. Julio Lozoya Corrales.

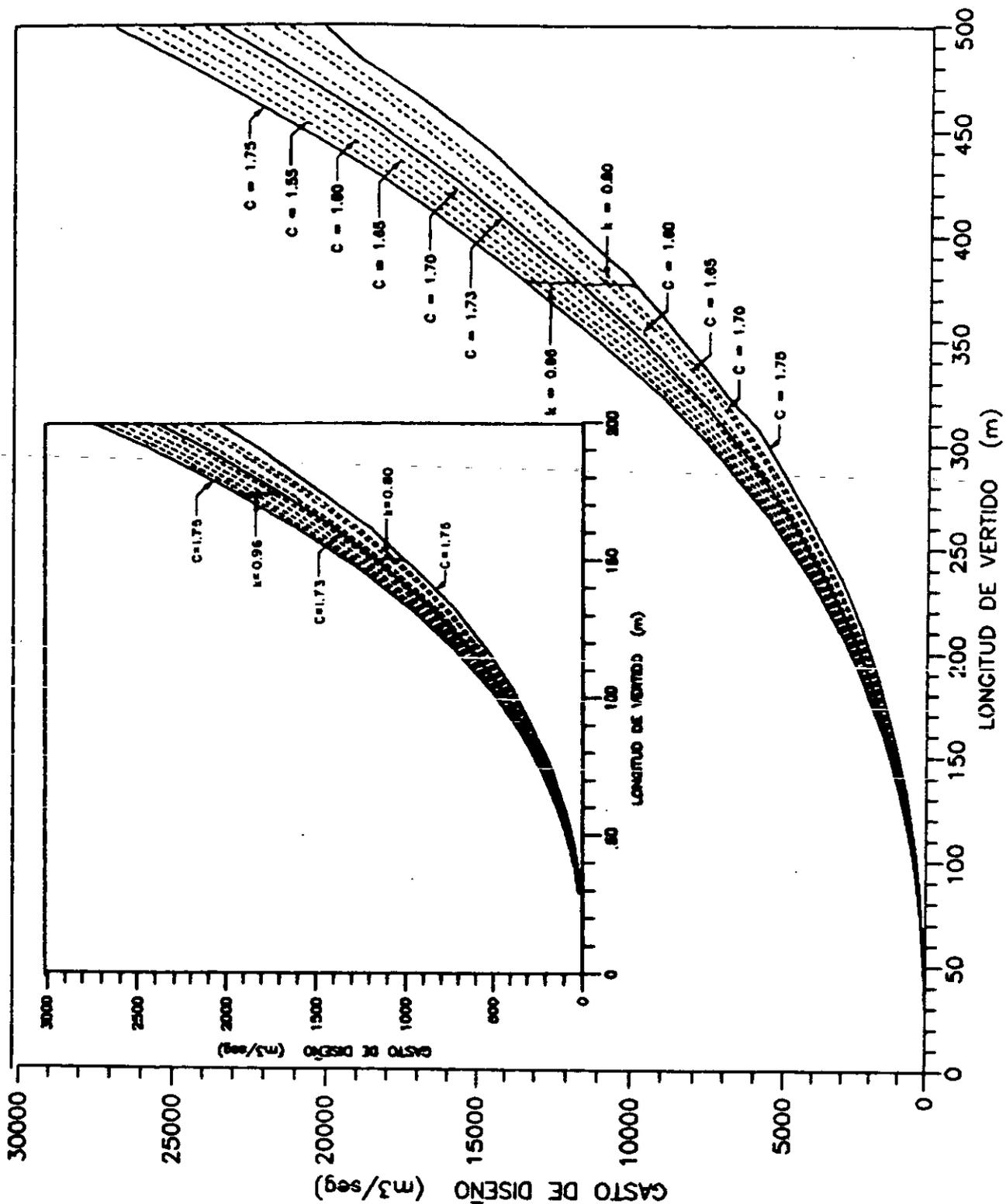


Figura 3.14 Gráfica para determinar el coeficiente de descarga "C" y el coeficiente k_1

CAPITULO 4

EJEMPLOS DE DISEÑO

En este capítulo se desarrollarán ejemplos de diseño de los tres tipos de vertedores descritos en los capítulos 1, 2 y 3. Los ejemplos están condicionados, es decir, son ejemplos tipo que de ninguna manera pretenden abarcar todas las opciones existentes, y las suposiciones que se harán aquí no son necesariamente las que se tengan en campo en un momento dado. Solo se pretende indicar el procedimiento de cálculo.

En los ejemplos siempre se da como dato el gasto de diseño y la longitud de vertido, y en el caso del vertedor de canal lateral además se proporciona la geometría del canal colector. Partiendo de estos datos el ejemplo abarca desde el diseño de la profundidad del canal de acceso (P) y éste termina con el diseño de la sección de control, es decir, antes de que el agua pase hacia el canal de descarga o rápida. El diseño de la rápida y de la estructura terminal no se abarca en los ejemplos dado que estas dos partes de la obra de excedencias dependen básicamente del perfil topográfico que exista en el lugar donde se ubicará ésta estructura. En el capítulo 1 se dan algunas consideraciones que deben hacerse respecto al diseño de las partes mencionadas, y, como allí se puede notar, se debe hacer una serie de suposiciones y consideraciones sobre el terreno para poder diseñar correctamente la rápidas y la estructura terminal.

Por los motivos anteriores y por el hecho de que sólo se trata de ejemplos ilustrativos donde se puedan aplicar los métodos descritos en los anteriores capítulos, se omitirá el diseño hidráulico del canal de descarga y de la estructura terminal.

Se desarrollarán tres ejemplos diferentes, cada uno para un tipo diferente de los tres vertedores que se mencionan aquí, es decir, un ejemplo de vertedor de canal lateral, un ejemplo de vertedor de embudo y un ejemplo de vertedor de abanico. En cada uno de ellos se aplicará el método de diseño que se explica en el capítulo correspondiente.

El primer ejemplo, que corresponde al vertedor de canal lateral, está presentado con tres variantes. Las características del canal colector son semejantes en los tres incisos y solamente varía la forma de la sección de control al final del canal colector. Existen varias maneras de establecer el control, en este ejemplo solo se presentan tres formas: a) estrangulamiento, b) cambio de pendiente, y c) escalón. La opción de colocar una caída libre no se consideró ya que se pretende tomar en cuenta el canal de descarga que se localiza inmediatamente después de la sección de control.

Para el segundo ejemplo, que se refiere al vertedor de embudo, debe tomarse en cuenta que este tipo de vertedor se utiliza cuando las paredes de la boquilla donde se ubicará la presa son muy verticales y donde no hay suficiente espacio para colocar otro tipo de vertedor.

En ocasiones el espacio es tan reducido que no es posible cumplir con la recomendación hecha en el capítulo 2, la cual indica que la relación $H_d/R = 0.3$ para que no existan presiones negativas en el cimacio del vertedor. En este ejemplo en particular ocurre algo semejante, por no haber suficiente espacio para colocar un vertedor de embudo de gran tamaño se establece la condición de diseñar con un radio mínimo en el cual pase el gasto de diseño, esto tendrá como consecuencia una relación H_d/R mucho mayor que 0.3 y de esta forma se presentarán presiones negativas a lo largo del cimacio.

En este ejemplo también se toma en cuenta la recomendación hecha sobre el porcentaje de trabajo del conducto, éste no debe hacerlo a más del 75% de la capacidad total para evitar efectos de sifoneo a lo largo de éste.

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

La parte final del ejemplo, que se refiere al diseño de la lumbrera y del conducto de descarga, se toma primeramente un diámetro para poder determinar, a partir de éste, la cota del portal de salida, y, al no cumplir con las condiciones topográficas se desechó tal diámetro. Posteriormente se supuso otro diámetro y de la misma manera que el anterior, se calculó la cota de salida, y, en este caso si cumplió con las condiciones que fija el terreno y que se establecen al principio.

El tercer ejemplo corresponde al vertedor de abanico, aquí se aplicará el método establecido por el Ing. Julio Lozoya por su facilidad de uso y por la sencillez con la que se llega al diseño buscado. Los criterios precedentes a éste, tales como el del Ing. Salvador Ulloa no se utilizarán debido a que son procesos iterativos que en general son menos sencillos que el que se presenta y finalmente se llega al mismo resultado. Además uno de los propósitos del nuevo método es sustituir a los antes mencionados.

4.1 Ejemplo No 1-a de Vertedor de Canal Lateral

El gasto de diseño de un vertedor de canal lateral es de 56.63 m³/s. El canal colector fabricado de concreto (n=0.015) con una longitud de 30.48 m. y pendiente del 1% tiene una cresta vertedora de un solo costado del canal, la sección transversal de este canal es trapecial con un ancho de plantilla de 3.048 m. y un talud de 0.5.

Inmediatamente después del canal colector se presenta un estrangulamiento que funciona como control, en esta transición el talud pasa de 0.5 a 0.0 en una longitud de 6.10 m.

Al final se tiene una rápida por la que el agua pasa al tanque amortiguador para ser desalojada finalmente al río. El esquema de éste ejemplo se presenta en la figura 4.1.

Diseñar el canal lateral considerando los pasos descritos anteriormente para el método de incrementos finitos, tomando cinco tramos y sabiendo que el nivel de la cresta vertedora es de 100.00 m.s.n.m.

- L= 30.48 m
- n= 0.015
- Q= 56.63 m³/s
- b= 3.048 m
- k= 0.5
- So= 0.01
- No de tramos 5
- Δx = 6.096 m
- Long. Trans.= 6.10 M

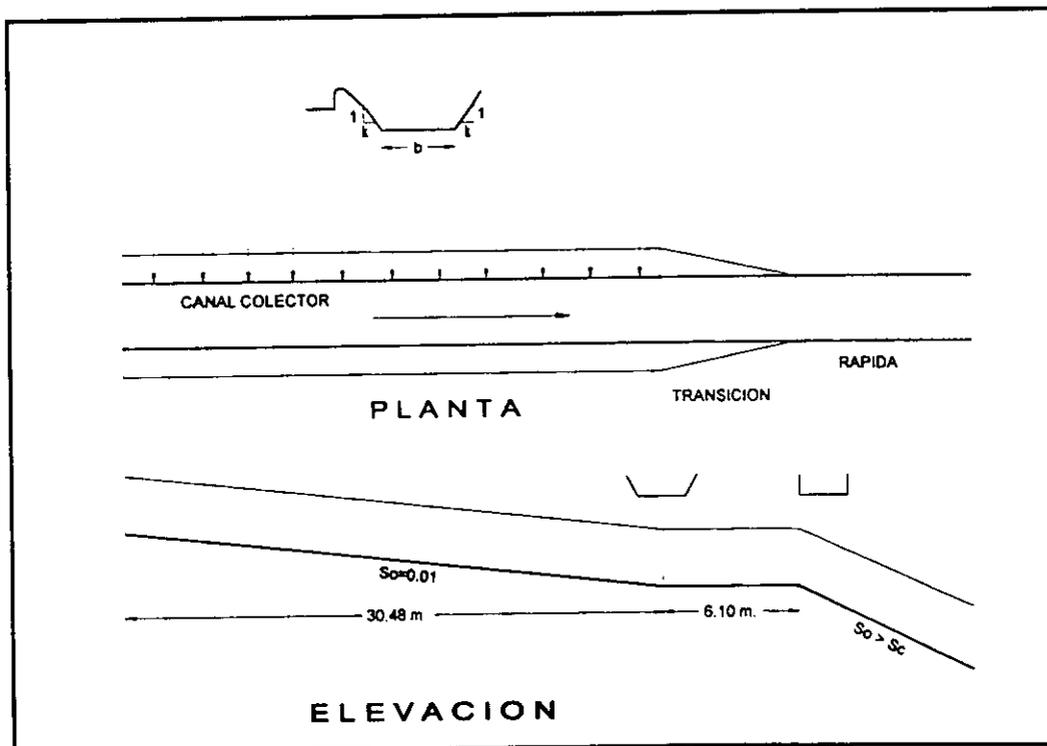


Figura 4.1 Esquema del ejemplo 1-a

1. Se calcula el tirante crítico y_c . Dado que al final del estrangulamiento existe una sección rectangular, se tiene:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

$$\begin{aligned} y_c &= 3.28 \text{ m} \\ v_c &= 5.66 \text{ m/s} \\ v_c^2/2g &= 1.63 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Se aplica la ecuación de la energía entre la sección de control y el inicio de la transición.

$$y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = y_c + \frac{v_c^2}{2g} + h_{contracción}$$

$$k_L = 0.2$$

$$\begin{aligned} y_2 + v_2^2/2g &= 3.28 + 1.63 + 0.2 (v_c^2/2g - v_2^2/2g) \\ y_2 + v_2^2/2g &= 4.91 + 0.2(1.63 - v_2^2/2g) \\ y_2 + v_2^2/2g &= 5.236 - 0.2 v_2^2/2g \\ y_2 + 1.2 v_2^2/2g - 5.236 &= 0 \end{aligned}$$

resolviendo la ecuación

$$\begin{aligned} y_2 &= 4.98 \text{ m} \\ A_2 &= 27.56 \text{ m}^2 \\ P_2 &= 14.16 \text{ m} \\ v_2 &= 2.05 \text{ m/s} \\ v_2^2/2g &= 0.22 \text{ m} \end{aligned}$$

residuo de la
sustit. en la ecuación = 0.000

3. Se toma:

$$\begin{aligned} \Delta x &= 6.096 \text{ m} \\ S_o &= 0.01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta y' &= S_o \Delta x + y_1 - y_2 \\ \Delta y' &= 0.01 (6.096) + y_1 - 4.98 \\ \Delta y' &= -4.92 + y_1 \end{aligned}$$

Se supone $\Delta y' = 0.3$

$$\begin{aligned} y_1 &= 5.22 \text{ M} \\ A_1 &= 29.51 \text{ m}^2 \\ P_1 &= 14.71 \text{ M} \end{aligned}$$

Del paso 4 en adelante se presentan en las siguientes tablas:

N= 1

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 \cdot v_1$	$Q_2 - Q_1$	R_n	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	5.22	4.98	29.51	27.56	14.71	14.18	45.30	56.6	1.54	2.05	3.59	1.79	101.9	0.52	11.3	1.98	0.0003	0.0018	0.170
0.170	5.09	4.98	28.44	27.56	14.42	14.18	45.30	56.6	1.59	2.05	3.65	1.82	101.9	0.46	11.3	1.96	0.0003	0.0019	0.163
0.163	5.08	4.98	28.39	27.56	14.41	14.18	45.30	56.6	1.6	2.05	3.65	1.83	101.9	0.46	11.3	1.96	0.0003	0.0019	0.163

N= 2

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 \cdot v_1$	$Q_2 - Q_1$	R_n	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	5.32	5.08	30.36	28.39	14.94	14.41	33.98	45.30	1.12	1.60	2.72	1.36	79.28	0.48	11.3	2.00	0.0002	0.0010	0.121
0.121	5.14	5.08	28.87	28.39	14.54	14.41	33.98	45.30	1.18	1.60	2.77	1.39	79.28	0.42	11.3	1.98	0.0002	0.0011	0.116
0.116	5.14	5.08	28.84	28.39	14.53	14.41	33.98	45.30	1.18	1.60	2.77	1.39	79.28	0.42	11.3	1.98	0.0002	0.0011	0.116

N= 3

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 \cdot v_1$	$Q_2 - Q_1$	R_n	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	5.37	5.14	30.82	28.84	15.07	14.53	22.65	33.98	0.73	1.18	1.91	0.96	56.63	0.44	11.3	2.02	0.0001	0.0005	0.081
0.081	5.18	5.14	29.00	28.84	14.58	14.53	22.65	33.98	0.78	1.18	1.96	0.98	56.63	0.40	11.3	1.99	0.0001	0.0005	0.079
0.079	5.15	5.14	28.99	28.84	14.57	14.53	22.65	33.98	0.78	1.18	1.96	0.98	56.63	0.40	11.3	1.99	0.0001	0.0005	0.079

N= 4

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 \cdot v_1$	$Q_2 - Q_1$	R_n	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	5.39	5.15	30.98	28.99	15.11	14.57	11.33	22.65	0.37	0.78	1.15	0.57	33.98	0.42	11.3	2.02	0.0000	0.0002	0.047
0.047	5.14	5.15	28.87	28.99	14.54	14.57	11.33	22.65	0.39	0.78	1.17	0.59	33.98	0.39	11.3	1.99	0.0000	0.0002	0.047
0.047	5.14	5.15	28.87	28.99	14.54	14.57	11.33	22.65	0.39	0.78	1.17	0.59	33.98	0.39	11.3	1.99	0.0000	0.0002	0.047

N= 5

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 \cdot v_1$	$Q_2 - Q_1$	R_n	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	5.38	5.14	30.86	28.99	15.07	14.57	0.00	11.33	0	0.39	0.39	0.39	11.33	0.39	11.3	2.02	0.0000	0.0001	0.0001
0.0001	5.08	5.14	28.38	28.99	14.40	14.57	0.00	11.33	0	0.39	0.39	0.39	11.33	0.39	11.3	1.98	0.0000	0.0001	0.0001
0.0001	5.08	5.14	28.38	28.99	14.40	14.57	0.00	11.33	0	0.39	0.39	0.39	11.33	0.39	11.3	1.98	0.0000	0.0001	0.0001

Entonces el perfil queda de la siguiente manera:

- $y_c = 3.28$ m
- $y_1 = 4.98$ m
- $y_2 = 5.08$ m
- $y_3 = 5.14$ m
- $y_4 = 5.15$ m
- $y_5 = 5.14$ m
- $y_6 = 5.08$ m

Por otra parte se sabe que:

La sumergencia recomendable es $(2/3)H_d$

Se tiene como dato que:

nivel del agua antes de la descarga = 100.94 m.s.n.m.

Nivel de la cresta del cimacio = 100.00 m.s.n.m.

$H_d = 0.94$ m

$(2/3)H_d = 0.630$

Por lo tanto el nivel del agua en el tanque colector debe estar a la cota:

$100 + 0.63 = 100.630$ m.s.n.m.

Así que la elevación del fondo del canal colector debe estar a:

$100.63 - 5.08 = 95.550$ m.s.n.m.

Y la del inicio de la transición debe estar a:

$95.55 - 0.01(30.48) = 95.245$ m.s.n.m.

Elev. de plantilla	tirante y	Elev. de la sup. libre agua.	Dif. de la Elev. del vaso
95.55	5.08	100.63	0.31
95.49	5.14	100.63	0.31
95.43	5.15	100.58	0.36
95.37	5.14	100.50	0.44
95.31	5.08	100.39	0.55
95.25	4.98	100.22	0.72

q= 1.85794 m³/s/m
 b= 3.048 m
 k= 0.5 m

$$P = \frac{q \sqrt{2gZx}}{gy_x(b + 2ky_x)}$$

tirante y _x	Zx	P		
5.08	0.31	0.011	< 0.08	ok.
5.14	0.31	0.011	< 0.08	ok.
5.15	0.36	0.012	< 0.08	ok.
5.14	0.44	0.013	< 0.08	ok.
5.08	0.55	0.015	< 0.08	ok.
4.98	0.72	0.018	< 0.08	ok.

4.2 Ejemplo No 1-b de Vertedor de Canal Lateral

Las condiciones de este ejemplo son parecidas al ejemplo anterior solo que ahora se tiene como sección de control un cambio de pendientes que van de 0.00 a una pendiente mayor que la crítica. En este caso no existe estrangulamiento, esto se indica en la figura 4.2.

Diseñar el canal lateral mediante el mismo método.

L=	30,48 m
n=	0,015
Q=	56,63 m ³ /s
b=	3,048 m
k=	0,5
So=	0,000
No de tramos	5
$\Delta x =$	6,096 m
Long. Trans.=	0 m

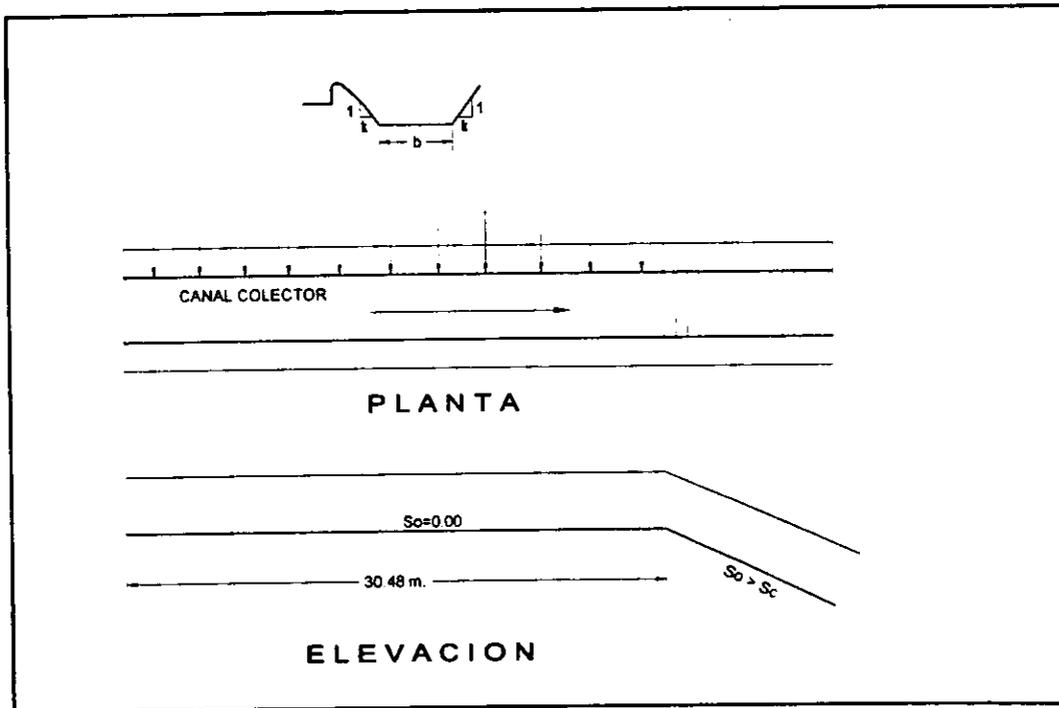


Figura 4.2 Esquema del ejemplo 1-b

1. Se calcula el tirante crítico y_c . En este caso se trata de una sección trapecial, por lo tanto:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^2}{B_c}$$

$$y_{CT} = \left[1 - \frac{\sigma}{3} + 0.105 \sigma^2 \right] y_{CR}$$

donde

$$y_{CR} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

$y_{CR} = 3,28$ m.
además

$$\sigma = \frac{k y_{CR}}{b}$$

$\sigma = 0,538$

así: $y_{CT} = 2,789$ m

h_{CT}	A_c	B_c	A_c^3	A_c^3/B_c	Q^2/g
2,789	12,39	5,837	1902,525	325,93	326,91
2,700	12,40	5,838	1904,766	326,27	326,91 ok

$V_c = 4,57$ m/s
 $V_c^2/2g = 1,06$ m
 $P_c = 9,29$ m

2. Se omite este paso por tener un cambio de pendientes como sección de control.

3. Se toma:

$\Delta x = 6,096$ M
 $S_o = 0,000$ m

$\Delta y' = S_o \Delta x + y_1 - y_2$
 $\Delta y' = 0(6.096) + y_1 - 2.79$
 $\Delta y' = -2,79 + y_1$

Se supone $\Delta y' = 0,3$

$y_1 = 3,09$ M
 $A_1 = 14,19$ m²
 $P_1 = 9,96$ M

Del paso 4 en adelante se presentan en las siguientes tablas:

N= 1

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 \cdot v_1$	$Q_2 \cdot Q_1$	R_n	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	3.09	2.79	14.19	12.40	9.96	9.29	45.30	56.6	3.19	4.57	7.76	3.88	101.9	1.38	11.3	1.38	0.0022	0.0134	0.899
0.899	3.69	2.79	18.05	12.40	11.30	9.29	45.30	56.6	2.51	4.57	7.08	3.54	101.9	2.06	11.3	1.48	0.0017	0.0102	1.037
1.037	3.83	2.79	18.98	12.40	11.60	9.29	45.30	56.6	2.39	4.57	6.95	3.48	101.9	2.18	11.3	1.50	0.0016	0.0096	1.057
1.057	3.85	2.79	19.13	12.40	11.65	9.29	45.30	56.6	2.37	4.57	6.94	3.47	101.9	2.20	11.3	1.51	0.0016	0.0096	1.060
1.060	3.85		19.15	12.40	11.66	9.29	45.30	56.6	2.37	4.57	6.93	3.47	101.9	2.20	11.3	1.51	0.0016	0.0096	1.060

N= 2

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 \cdot v_1$	$Q_2 \cdot Q_1$	R_n	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	4.15	3.85	21.26	19.15	12.33	11.66	33.98	45.30	1.8	2.37	3.98	1.98	79.28	0.77	11.3	1.68	0.0004	0.0027	0.272
0.272	4.12	3.85	21.06	19.15	12.27	11.66	33.98	45.30	1.61	2.37	3.98	1.99	79.28	0.75	11.3	1.68	0.0004	0.0027	0.271
0.271	4.12	3.85	21.05	19.15	12.26	11.66	33.98	45.30	1.61	2.37	3.98	1.99	79.28	0.75	11.3	1.68	0.0004	0.0027	0.271

N= 3

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 \cdot v_1$	$Q_2 \cdot Q_1$	R_n	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	4.42	4.12	23.25	21.05	12.93	12.26	22.65	33.98	0.97	1.61	2.59	1.29	56.63	0.64	11.3	1.76	0.0002	0.0011	0.154
0.154	4.27	4.12	22.18	21.05	12.61	12.26	22.65	33.98	1.02	1.61	2.64	1.32	56.63	0.59	11.3	1.74	0.0002	0.0011	0.152
0.152	4.27	4.12	22.15	21.05	12.60	12.26	22.65	33.98	1.02	1.61	2.64	1.32	56.63	0.59	11.3	1.74	0.0002	0.0011	0.152

N= 4

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 \cdot v_1$	$Q_2 \cdot Q_1$	R_n	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	4.57	4.27	24.39	22.15	13.27	12.60	11.33	22.65	0.46	1.02	1.49	0.74	33.98	0.56	11.3	1.80	0.0001	0.0003	0.080
0.080	4.35	4.27	22.74	22.15	12.78	12.60	11.33	22.65	0.5	1.02	1.52	0.76	33.98	0.52	11.3	1.77	0.0001	0.0004	0.080
0.080	4.35	4.27	22.74	22.15	12.78	12.60	11.33	22.65	0.5	1.02	1.52	0.76	33.98	0.52	11.3	1.77	0.0001	0.0004	0.080

N= 5

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 \cdot v_1$	$Q_2 \cdot Q_1$	R_n	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	4.65	4.35	25.00	22.74	13.45	12.78	0.00	11.33	0	0.50	0.50	0.5	11.33	0.50	11.3	1.82	0.0000	0.0002	0.0002
0.0002	4.35	4.35	22.74	22.74	12.78	12.78	0.00	11.33	0	0.50	0.50	0.5	11.33	0.50	11.3	1.78	0.0000	0.0002	0.0002
0.0002	4.35	4.35	22.74	22.74	12.78	12.78	0.00	11.33	0	0.50	0.50	0.50	11.33	0.50	11.3	1.78	0.0000	0.0002	0.0002

Entonces el perfil queda de la siguiente manera:

- $y_c = 2.79$ m
- $y_1 = 3.85$ m
- $y_2 = 4.12$ m
- $y_3 = 4.27$ m
- $y_4 = 4.35$ m
- $y_5 = 4.35$ m

Por otra parte se sabe que:

La sumergencia recomendable es $(2/3)H_d$

Se tiene como dato que:

nivel del agua antes de la descarga = 100.94 m.s.n.m.

nivel de la cresta del cimacio = 100.00 m.s.n.m.

$H_d = 0.94$ m

$(2/3)H_d = 0.630$

Por lo tanto el nivel del agua en el tanque colector debe estar a la cota:

$$100 + 0.63 = 100.630 \text{ m.s.n.m.}$$

Así que la elevación del fondo del canal colector debe estar a:

$$100.63 - 4.35 = 96.280 \text{ m.s.n.m.}$$

Y la cota de plantilla de la sección de control debe estar a:

$$96.28 - 0(30.48) = 96.280 \text{ m.s.n.m.}$$

Elev. de plantilla	tirante y	Elev. de la sup. libre agua.	Dif. de la Elev. del vaso
96.28	4.35	100.63	0.31
96.28	4.35	100.63	0.31
96.28	4.27	100.55	0.39
96.28	4.12	100.40	0.54
96.28	3.85	100.13	0.81
96.28	2.79	99.07	1.87

$$q = 1.85794 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$b = 3.048 \text{ m}$$

$$k = 0.5 \text{ m}$$

$$P = \frac{q \sqrt{2gZx}}{gy_x(b + 2ky_x)}$$

tirante Y_x	Zx	P		
4.35	0.31	0.015	< 0.08	ok.
4.35	0.31	0.014	< 0.08	ok.
4.27	0.39	0.017	< 0.08	ok.
4.12	0.54	0.021	< 0.08	ok.
3.85	0.81	0.028	< 0.08	ok.
2.79	1.87	0.070	< 0.08	ok.

4.3 Ejemplo No 1-c de Vertedor de Canal Lateral

Para este ejemplo solo cambia el estrangulamiento por un escalón de 0.50 m. que sirve como control al final del canal colector, como se observa en la figura 4.3.

Diseñar el canal lateral.

- L= 30.48 m
- n= 0.015
- Q= 56.63 m³/s
- b= 3.048 m
- k= 0.5
- So= 0.01
- No de tramos 5
- Δx = 6.096 m
- Δz = 0.50 m
- Long. Trans.= 0 m

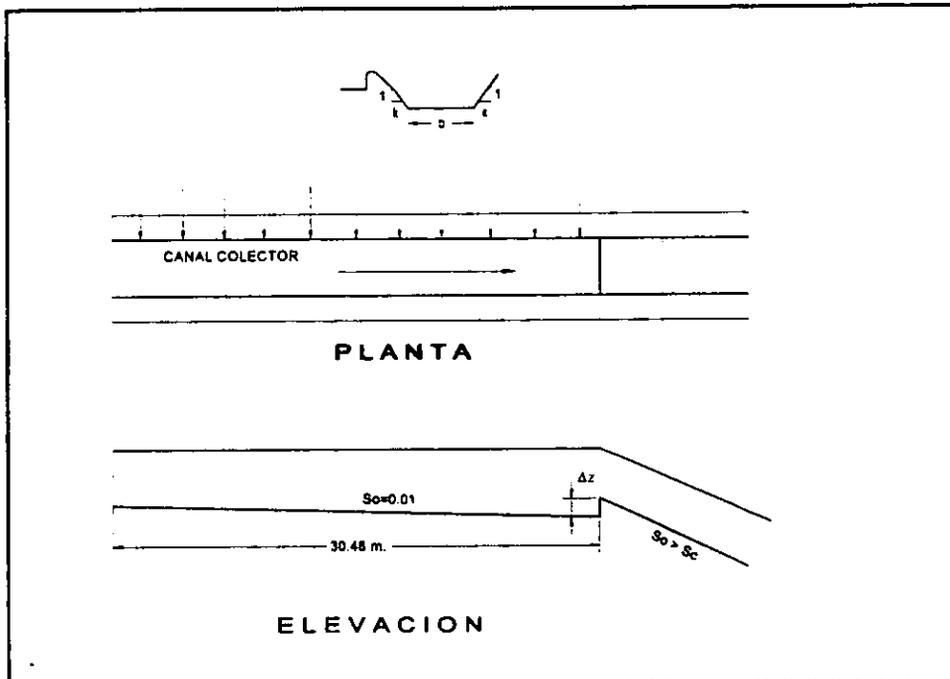


Figura 4.3 Esquema del ejemplo 1-c

1. Se calcula el tirante crítico y_c . Similarmente al ejemplo anterior.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^2}{B_c} \quad y_{CT} = \left[1 - \frac{\sigma}{3} + 0.105\sigma^2 \right] y_{CR}$$

$$y_{CR} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

$$y_c = 3.28 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{k y_{CR}}{b}$$

$$\sigma = 0.538$$

$$y_{CT} = 2.789 \quad \text{m}$$

h_{CT}	A_c	B_c	A_c^3	A_c^3/B_c	Q^2/g
2.789	12.39	5.837	1902.525	325.93	326.91
2.790	12.40	5.838	1904.766	326.27	326.91 ok

$$V_c = 4.568 \text{ m/s}$$

$$V_c^2/2g = 1.064 \text{ m}$$

2. Se aplica la ecuación de la energía entre la sección de control y un tramo antes del escalón.

$$y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = \Delta_z + y_c + \frac{v_c^2}{2g}$$

Considerando despreciable la pérdida de energía en el escalón.

$$y_c = 2.790 \quad \text{m}$$

$$A_c = 12.396 \quad \text{m}^2$$

$$V_c = 4.568 \quad \text{m/s}$$

$$P_c = 9.287 \quad \text{m}$$

$$Rh = 1.335 \quad \text{m}$$

$$y_2 + v_2^2/2g = 0.5 + 2.79 + 1.064$$

$$y_2 + v_2^2/2g = 4.354$$

$$y_2 + v_2^2/2g - 4.354 = 0$$

resolviendo la ecuación

$$y_2 = 3.93 \quad \text{m}$$

$$A_2 = 19.73 \quad \text{m}^2$$

$$P_2 = 11.84 \quad \text{m}$$

$$v_2 = 2.87 \quad \text{m/s}$$

$$v_2^2/2g = 0.42 \quad \text{m}$$

residuo de la sust. en la ecuación = 0.000

3. Se toma:

$$\Delta x = 6.096 \text{ m}$$

$$So = 0.01 \text{ m}$$

$$\Delta y' = So \Delta x + y_1 - y_2$$

$$\Delta y' = 0.01 (6.096) + y_1 - 3.93$$

$$\Delta y' = -3.87 + y_1$$

Se supone $\Delta y' = 0.3$

$$y_1 = 4.17 \quad \text{m}$$

$$A_1 = 21.43 \quad \text{m}^2$$

$$P_1 = 12.38 \quad \text{m}$$

Del paso 4 en adelante se presentan en las siguientes tablas:

N= 1

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 - v_1$	$Q_2 - Q_1$	R_h	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	4.17	3.93	21.43	19.73	12.38	11.84	45.29	56.6	2.11	2.87	4.98	2.49	101.9	0.76	11.3	1.70	0.0007	0.0042	0.337
0.337	4.21	3.93	21.70	19.73	12.46	11.84	45.29	56.6	2.09	2.87	4.96	2.48	101.9	0.78	11.3	1.70	0.0007	0.0041	0.341
0.341	4.21	3.93	21.73	19.73	12.47	11.84	45.29	56.6	2.08	2.87	4.96	2.48	101.9	0.79	11.3	1.70	0.0007	0.0041	0.342

N= 2

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 - v_1$	$Q_2 - Q_1$	R_h	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	4.45	4.21	23.49	21.73	13.01	12.47	33.98	45.29	1.45	2.08	3.53	1.77	79.27	0.64	11.3	1.77	0.0003	0.0020	0.208
0.208	4.36	4.21	22.80	21.73	12.80	12.47	33.98	45.29	1.49	2.08	3.57	1.79	79.27	0.59	11.3	1.76	0.0003	0.0021	0.203
0.203	4.36	4.21	22.77	21.73	12.79	12.47	33.98	45.29	1.49	2.08	3.58	1.79	79.27	0.59	11.3	1.76	0.0003	0.0021	0.203

N= 3

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 - v_1$	$Q_2 - Q_1$	R_h	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	4.60	4.36	24.57	22.77	13.32	12.79	22.65	33.98	0.92	1.49	2.41	1.21	56.63	0.57	11.3	1.81	0.0001	0.0009	0.130
0.130	4.43	4.36	23.29	22.77	12.95	12.79	22.65	33.98	0.97	1.49	2.46	1.23	56.63	0.52	11.3	1.79	0.0002	0.0010	0.128
0.128	4.42	4.36	23.27	22.77	12.94	12.79	22.65	33.98	0.97	1.49	2.47	1.23	56.63	0.52	11.3	1.79	0.0002	0.0010	0.128

N= 4

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 - v_1$	$Q_2 - Q_1$	R_h	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	4.68	4.42	25.09	23.27	13.47	12.94	11.33	22.65	0.45	0.97	1.42	0.71	33.98	0.52	11.3	1.83	0.0001	0.0003	0.073
0.073	4.44	4.42	23.36	23.27	12.97	12.94	11.33	22.65	0.48	0.97	1.46	0.73	33.98	0.49	11.3	1.80	0.0001	0.0003	0.073
0.073	4.44	4.42	23.36	23.27	12.97	12.94	11.33	22.65	0.48	0.97	1.46	0.73	33.98	0.49	11.3	1.80	0.0001	0.0003	0.073

N= 5

$\Delta y'$	y_1	y_2	A_1	A_2	P_1	P_2	Q_1	Q_2	v_1	v_2	$v_1 + v_2$	v_m	$Q_1 + Q_2$	$v_2 - v_1$	$Q_2 - Q_1$	R_h	Sf	$\Delta x S_f$	Δy_s
0.300	4.67	4.44	25.18	23.36	13.50	12.97	0.00	11.33	0	0.48	0.48	0.48	11.33	0.48	11.3	1.83	0.0000	0.0001	0.0001
0.0001	4.38	4.44	22.91	23.36	12.83	12.97	0.00	11.33	0	0.48	0.48	0.48	11.33	0.48	11.3	1.79	0.0000	0.0001	0.0001
0.0001	4.38	4.44	22.91	23.36	12.83	12.97	0.00	11.33	0	0.48	0.48	0.48	11.33	0.48	11.3	1.79	0.0000	0.0001	0.0001

Entonces el perfil queda de la siguiente manera:

- $y_0 = 2.79$ m
- $y_1 = 3.93$ m
- $y_2 = 4.21$ m
- $y_3 = 4.36$ m
- $y_4 = 4.42$ m
- $y_5 = 4.44$ m
- $y_6 = 4.38$ m

Por otra parte se sabe que:

La sumergencia recomendable es $(2/3)H_d$

Se tiene como dato que:

nivel del agua antes de la descarga = 100.94 m.s.n.m.

nivel de la cresta del cimacio = 100.00 m.s.n.m.

$H_d = 0.94$ m

$(2/3)H_d = 0.630$

Por lo tanto el nivel del agua en el tanque colector debe estar a la cota:

$$100 + 0.63 = 100.630 \text{ m.s.n.m.}$$

Así que la elevación del fondo del canal colector debe estar a:

$$100.63 - 4.38 = 96.250 \text{ m.s.n.m.}$$

Y la cota de plantilla antes del escalón.

$$96.25 - 0.01 (30.48) = 95.945 \text{ m.s.n.m.}$$

Elev. de plantilla	tirante y	Elev. de la sup. libre agua.	Dif. de la Elev. del vaso
96.25	4.38	100.63	0.31
96.19	4.44	100.62	0.32
96.13	4.42	100.55	0.39
96.07	4.36	100.42	0.52
96.01	4.21	100.22	0.72
95.95	3.93	99.88	1.06

$$q = 1.85794 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$b = 3.048 \text{ m}$$

$$k = 0.5 \text{ m}$$

$$P = \frac{q \sqrt{2gzx}}{gy_x (b + 2ky_x)}$$

tirante y_x	Zx	P		
4.38	0.31	0.014	< 0.08	ok.
4.44	0.32	0.014	< 0.08	ok.
4.42	0.39	0.016	< 0.08	ok.
4.36	0.52	0.019	< 0.08	ok.
4.21	0.72	0.023	< 0.08	ok.
3.93	1.06	0.031	< 0.08	ok.

4.4 Ejemplo No 2 de Vertedor de Embudo

Proyectar un vertedor de embudo para operar sin compuertas con una carga máxima de 3 m., ésta no incluye la carga de velocidad, pero que debe limitar el gasto de descarga a 57 m³/s. Determinense las relaciones de la carga de diseño y el perfil de la cresta, así como la transición del vertedor considerando que: el radio de la cresta debe ser el mínimo porque la entrada tiene la forma de una torre separada de la ladera y que se pueden tolerar presiones negativas a lo largo de la cresta vertedora. Los conductos no deben trabajar a más del 75% de su capacidad en el extremo de aguas abajo.

Datos:

H=	3.00 m	Elev. de la cresta:	100.00 m
Q=	57.00 m ³ /s	Elev. de la salida:	80.00 m
n=	0.018		

a) Se determinaran las características de la cresta vertedora

a.1) Se propone:

	R=	2.2 m.
	P/R =	2
por lo tanto	P=	4.4 m.

a.2)

$$L = 13.82 \text{ m.}$$

a.3)

$$v = 0.56 \text{ m/s}$$

a.4)

$$H_d = 3.02 \text{ m.}$$

a.5)

$$H_d/R = 1.37$$

De la fig. 2.3 se obtiene:

$$K = 1.47$$

$$C = 0.81$$

a.6) Cálculo del gasto, con la ecuación 2.1

$$Q = C(2\pi R)H_e^{3/2}$$

$$Q = 58.64 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto los valores de R y P/R propuestos son correctos.

b) Cálculo del perfil de la cresta del vertedor

Con: $H_d/R = 1.37$
 y $P/R = 2.00$

Se obtiene de la fig. 2.5

$$H_s/H_d = 1.019$$

por lo tanto

$$H_s = 3.073 \text{ m}$$

$$H_s/R = 1.40$$

Como la relación $P/R=2$ se utiliza la tabla 2.1 calcular el perfil de la cresta, pero además se interpola entre 1.2 y 1.5, así se obtiene:

X/H_s	Y/H_s Para el perfil aguas arriba			X	Y
	1.2	1.4	1.5		
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.010	0.0086	0.0080	0.0077	0.0307	0.0246
0.020	0.0190	0.0123	0.0115	0.0615	0.0378
0.030	0.0168	0.0140	0.0126	0.0922	0.0430
0.040	0.0176	0.0137	0.0117	0.1229	0.0421
0.050	0.0168	0.0117	0.0092	0.1537	0.0360
0.060	0.0147	0.0084	0.0053	0.1844	0.0258
0.070	0.0114	0.0039	0.0001	0.2151	0.0120
0.080	0.0070	0.0023		0.2459	0.0071
0.090	0.0018	0.0006		0.2766	0.0018

Y/H_s	X/H_s Para el perfil aguas abajo			X	Y
	1.2	1.4	1.5		
0.000	0.093	0.078	0.070	0.2397	0.0000
-0.020	0.120	0.104	0.096	0.3196	-0.0615
-0.040	0.140	0.123	0.115	0.3780	-0.1229
-0.060	0.155	0.138	0.129	0.4241	-0.1844
-0.080	0.169	0.150	0.140	0.4610	-0.2459
-0.100	0.180	0.160	0.150	0.4917	-0.3073
-0.150	0.204	0.181	0.170	0.5562	-0.4610
-0.200	0.224	0.197	0.184	0.6054	-0.6146
-0.250	0.239	0.210	0.196	0.6454	-0.7683
-0.300	0.251	0.221	0.206	0.6792	-0.9219
-0.400	0.271	0.237	0.220	0.7283	-1.2293
-0.500	0.287	0.250	0.232	0.7683	-1.5366
-0.600	0.300	0.260	0.240	0.7990	-1.8439
-0.800	0.320	0.275	0.253	0.8451	-2.4585
-1.000	0.332	0.284	0.260	0.8728	-3.0731
-1.200	0.340	0.291	0.266	0.8943	-3.6878
-1.400	0.344				

c) Cálculo del perfil de la transición

c.1) Perfil del chorro.

$$R_a = 0.275 \frac{Q^{1/2}}{H_a^{1/4}}$$

$$R_a = 0.275 \frac{57^{1/2}}{H_a^{1/4}} = \frac{2.076}{H_a^{1/4}}$$

R = 2.2

Elev.	H _a	R _a	X _{Ra} = R - R _a	Y
100.00	3.02	1.575	0.625	0.043
99.40	3.62	1.505	0.695	-0.557
98.80	4.22	1.449	0.751	-1.157
98.20	4.82	1.401	0.799	-1.757
97.60	5.42	1.361	0.839	-2.357
97.00	6.02	1.326	0.874	-2.957
96.40	6.62	1.294	0.906	-3.557
95.80	7.22	1.267	0.933	-4.157
95.20	7.82	1.242	0.958	-4.757
94.60	8.42	1.219	0.981	-5.357
94.00	9.02	1.198	1.002	-5.957

c.2) Elevación del inicio de la transición

Sobreponiendo ambos perfiles, como se puede observar en la figura 4.4, se encuentra que:

Y = -2.448 m
 Elev. = 97.509 m
 H_a = 5.511 m
 R_a = 1.355 m
 X_{Ra} = 0.845 m

c.3) Comprobando el gasto con la fórmula del orificio.

$$A_0 = \pi R_a^2$$

$$Q_0 = C_0 A_0 \sqrt{2gH_a}$$

A₀ = 5.77 m²
 C₀ = 0.95
 Q₀ = 56.98 m³/s

Si corresponde al gasto de diseño

d) Cálculo del conducto y lumbreira vertical

1.- Proponiendo:

$$D = 2.00 \text{ m}$$

$$R = 1.00 \text{ m}$$

Entonces:

$$H_g = 18.574 \text{ m}$$

$$Y = -15.515 \text{ m}$$

$$\text{Elev.} = 84.442 \text{ m}$$

2.- Calculando

$$A_T = 3.142 \text{ m}^2$$

$$A = 2.356 \text{ m}^2 \quad (75\% \text{ de } A_T)$$

$$A/D^2 = 0.589$$

3.- De la tabla 2.4 se obtiene:

$$y/D = 0.700$$

Así se obtiene:

$$y = 1.400 \text{ m}$$

4.- Similarmente

$$R_w/D = 0.2962$$

$$R_H = 0.5924 \text{ m}$$

5.- Proponiendo:

$$L = 100.00 \text{ m}$$

6.- Calculando la pérdida por fricción con la ecuación 2.9:

$$S = \left[\frac{Q n}{A R_h^{2/3}} \right]^2$$

$$S = 0.3811$$

$$h_f = 38.111 \text{ m}$$

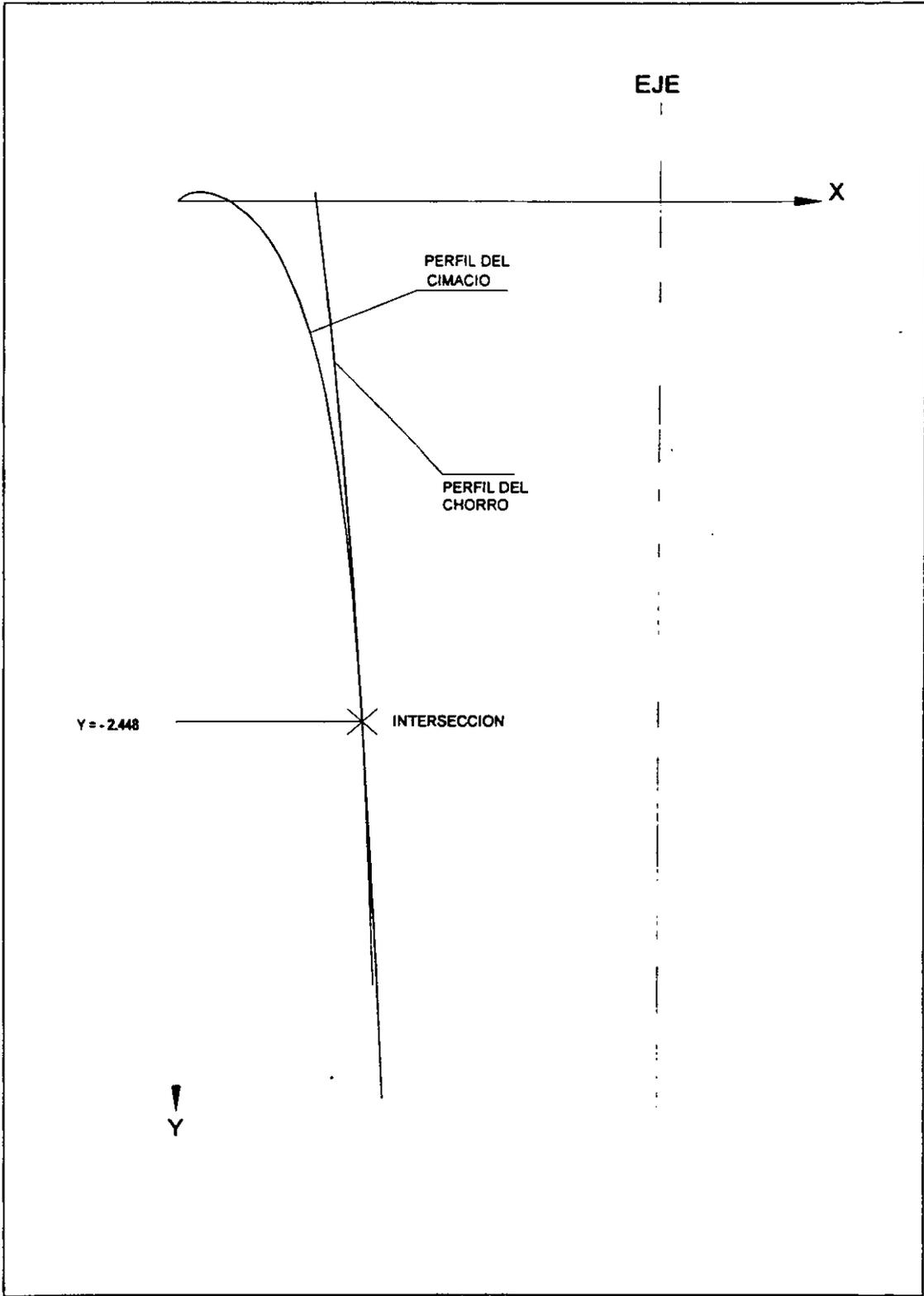


Figura 4.4 Intersección del perfil del cimacio y el perfil del chorro

7.- Elevación de la plantilla de salida, utilizando la ecuación 2.5:

$$Z_2 = Z_1 + 0.909(Z_0 - Z_1) - \frac{V_2^2}{2g} - h_f - Y_2$$

$$Z_0 = 103.02 \text{ m}$$

$$Z_1 = 84.442 \text{ m}$$

$$V_2 = 24.192 \text{ m/s}$$

$$V_1^2/2g = 29.828 \text{ m}$$

$$h_f = 38.111 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1.400 \text{ m}$$

$$Z_2 = 31.990 \text{ m}$$

Como la elevación del portal aguas abajo (Z_2) esta muy por debajo de la cota del terreno, entonces se probará con otro diámetro mayor para que las pérdidas sean menores.

Proponiendo otro diámetro para cumplir con la topografía.

1.- Proponiendo:

$$D = 2.60 \text{ m}$$

$$R = 1.30 \text{ m}$$

Entonces:

$$H_a = 6.5033 \text{ m}$$

$$Y = -3.445 \text{ m}$$

$$\text{Elev.} = 96.512 \text{ m}$$

2.- Calculando

$$A_T = 5.309 \text{ m}^2$$

$$A = 3.982 \text{ m}^2 \quad (75\% \text{ de } A_T)$$

$$A/D^2 = 0.589$$

3.- De la tabla 2.4 se obtiene:

$$y/D = 0.700$$

Así se obtiene:

$$y = 1.820 \text{ m.}$$

4.- Similarmente

$$R_H/D = 0.2962$$

$$R_H = 0.7701 \text{ m}$$

5.- Proponiendo:

$$L = 100.00 \text{ m}$$

6.- Calculando la pérdida por fricción con la ecuación 2.9:

$$S = \left[\frac{Q n}{A R_h^{2/3}} \right]^2$$

$$S = 0.094$$

$$h_f = 9.4049 \text{ m}$$

7.- Elevación de la plantilla de salida

$$Z_2 = Z_1 + 0.909(Z_0 - Z_1) - \frac{V_2^2}{2g} - h_f - Y_2$$

$$Z_0 = 103.02 \text{ m}$$

$$Z_1 = 96.512 \text{ m}$$

$$V_2 = 14.315 \text{ m/s}$$

$$V_1^2/2g = 10.444 \text{ m}$$

$$h_f = 9.4049 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1.820 \text{ m}$$

$$Z_2 = 80.759 \text{ m}$$

En esta ocasión si se obtuvo una elevación por encima de la que se tiene disponible por la topografía del terreno, por lo tanto el diámetro de 2.60 m. es correcto.

4.5 Ejemplo No 3 de Vertedor de Abanico

De un tránsito de avenidas se obtuvo un gasto de diseño de 2190 m³/s y una longitud de vertido de 205.10 m. De acuerdo a las condiciones del terreno se opta por la construcción de un vertedor en abanico.

Diseñar el vertedor en abanico de acuerdo con el nuevo criterio del Ing. Julio Lozoya para los datos dados anteriormente.

Datos:

$$Q_d = 2190 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 205.10 \text{ m}$$

DISEÑO EN PLANTA

- La magnitud del radio central "R₂" esta dada por la ecuación 3.14:

$$R_2 = L / 4.6313$$

$$R_2 = 44.29 \text{ m}$$

- El valor del radio de los arcos laterales se define por:

$$R_1 = 2.0071926 R_2$$

$$R_1 = 118.12 \text{ m}$$

- La longitud de la sección de control de acuerdo a la ecuación 3.16 es:

$$L_1' = 2.5347377 R_2$$

$$L_1' = 112.25 \text{ m}$$

- El radio en el primer tramo de la transición, según la ecuación 3.18, es:

$$R_3 = 0.945266 R_2$$

$$R_3 = 41.86 \text{ m}$$

- El radio en el segundo tramo de la transición según la ecuación 3.17, es:

$$R_4 = 2.109469 R_2$$

$$R_4 = 93.42 \text{ m}$$

- Para el ancho del canal de descarga se obtuvo con la ecuación 3.20:

$$L_3 = 1.0526319 R_2$$

$$L_3 = 46.62 \text{ m}$$

- El ancho a la mitad de la transición, de acuerdo a la ecuación 3.25, es:

$$L_4 = 1.3613153 R_2$$

$$L_4 = 60.29 \text{ m}$$

- La longitud de la transición, según la ecuación 3.23, es:

$$L_2 = 1.5840918 R_2$$

$$L_2 = 70.15 \text{ m}$$

- El canal de acceso tiene como ancho, de acuerdo a la ecuación 3.19:

$$L_5 = 5.2631579 R_2$$

$$L_5 = 233.08 \text{ m}$$

Todos los ángulos tienen un valor constante los cuales son:

$$\alpha = 80^\circ$$

$$\beta = 34^\circ 45'$$

$$\theta = 91.9645^\circ$$

$$\eta = 30^\circ$$

$$\lambda = 42^\circ 30'$$

$$\varepsilon = 0.2855^\circ$$

$$\phi = 57.059446^\circ$$

$$\gamma = 22.053469^\circ$$

DISEÑO EN ELEVACION

El diseño se basa en el cálculo de la altura del cimacio como del perfil de éste:

Datos:

$$Q_d = 2190 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 205.10 \text{ m}$$

$$q = 10.6777 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

De la gráfica 3.14 se puede ver que:

$$C = 1.75$$

Por medio de la ecuación 3.1 se obtiene:

$$H = 3.34 \text{ m}$$

Ahora se procede a encontrar el tirante Y_1 resolviendo la ecuación 3.34

$$\frac{q^2}{2gY_1^2} + Y_1 - H = \frac{Y_1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gY_1^3}} - 1 \right]$$

$$Y_1 = 0.90716$$

Primer miembro
4.62946788

Segundo miembro
4.62864122

El valor de "a" es

$$a = 4.63$$

De la gráfica 3.14 puede observarse que el punto correspondiente a:

$$Q = 2190$$

$$L = 205.10$$

está entre la primera y segunda línea llena de derecha a izquierda, por lo tanto:

$$k_1 = 0.80$$

Así que el valor final de "a" es, de acuerdo a la ecuación 3.35

$$a_f = 3.70$$

El valor de "P" es, según la ecuación 3.36

$$P = 2.64$$

Así, los datos de diseño son los siguientes:

H=	3.34	m
Y_1 =	0.91	m
Y_2 =	4.63	m
a_f =	3.70	m
P=	2.64	m

Con el valor obtenido para la carga de diseño se procede a calcular el perfil del cimacio con base en las figuras 3.2 y 3.3 utilizando velocidad de llegada cero y talud del paramento aguas arriba vertical.

Para el cuadrante aguas arriba se tiene.

$k=$	0.50		
$n=$	1.87		
$X_d/H_d=$	0.285	$X_c=$	0.952 m
$Y_d/H_d=$	0.127	$Y_c=$	0.424 m
$r_1/H_d=$	0.533	$r_1=$	1.780 m
$r_2/H_d=$	0.235	$r_2=$	0.785 m

Y para el cuadrante aguas abajo se tiene:

X	Y
0.00	0.000
0.50	0.048
1.00	0.175
1.50	0.374
2.00	0.640
2.50	0.972
3.00	1.367
3.50	1.823
4.00	2.340
4.50	2.917
5.00	3.552
5.11	3.700

Tomando en cuenta los rangos dados para el valor de la pendiente tanto de la transición como del canal de descarga se toman:

Pendiente de la transición: $S_T = 0.006$

Pendiente del canal de descarga: $S_{CD} = 0.004$

De esta forma se diseña un vertedor en abanico con el nuevo criterio. Es evidente la gran facilidad para utilizarlo, además de que puede diseñarse bajo cualquier combinación de gasto y longitud de cesta (siempre que esté dentro del rango establecido en la fig. 3.14)

a) Presión hidrostática

Es la presión que ejerce el agua sobre el paramento de aguas arriba del cimacio y también aguas abajo. Es función del nivel del agua en el vaso que ejerce la presión sobre el vertedor. Esta se calcula con:

$$F = \gamma A Z_G \quad (5.1)$$

donde

- F fuerza del empuje debida al agua, en ton
- γ peso volumétrico del agua igual a 1 ton/m³
- A área de la sección donde se desea calcular el empuje, en m²
- Z_G profundidad del centro de gravedad del área A, medida desde la superficie libre del agua, en m

La componente horizontal del empuje es:

$$E_H = \gamma H_1 (b) \frac{H_1}{2} = \gamma b \frac{H_1^2}{2} \quad (5.2)$$

donde

- b es el ancho de la sección, b = 1

La componente vertical es igual a:

$$E_V = \gamma V \quad (5.3)$$

donde

- V es el volumen del agua sobre el paramento aguas arriba, en m³

La distribución de presiones hidrostáticas varia linealmente desde la superficie libre donde su valor es nulo hasta la profundidad del tirante de agua donde vale γH_1 , la resultante del empuje horizontal pasa por el centro de gravedad del prisma de presiones. Esto puede observarse en la fig. 5.1.

Cuando el nivel del agua es mayor a la altura del cimacio, la presión horizontal total sobre el paramento de aguas arriba se representa por el trapezoide (abcd) de la fig. 5.2 en la que las presiones unitarias en la parte superior e inferior son γH_d y γH_1 , respectivamente. La línea de acción de la fuerza pasa por el centro de gravedad del trapezoide. La componente vertical del agua que se vierte por la cresta del vertedor no se usa en el análisis porque el agua se aproxima con la velocidad del chorro, que reduce mucho la presión vertical sobre el vertedor. Así también, la corriente del agua en el paramento de aguas abajo no ejerce presión suficiente sobre el vertedor para que se le tome en cuenta.

b) Subpresión

Las fuerzas de subpresión se presentan como presiones internas en los poros, grietas y hendiduras tanto del cimacio como en el cimiento. Estos espacios estarán llenos de agua, la cual ejerce presiones en todas direcciones. Esta presión puede tener un efecto importante en la estabilidad del cimacio y debe tomarse en consideración para el análisis. Las fuerzas de subpresión no son afectadas por los terremotos.

La intensidad de la subpresión debajo de una cimacio de concreto sobre una cimentación en roca es difícil de determinar. Generalmente se supone que las presiones intersticiales en la roca y en el concreto son efectivas sobre toda la base de la sección. Resulta obvio que bajo el efecto de una carga sostenida, como lo es la del agua en el canal de acceso, la intensidad de la subpresión en el paramento de aguas arriba es igual a la presión total del tirante de agua y varia en forma aproximada a la línea recta desde este punto a la presión del agua de descarga, o cero, en el paramento de aguas abajo, si no existe agua de descarga. Esta presión se encuentra no solamente en el contacto entre el cimacio y la cimentación sino también dentro del cuerpo del mismo cimacio.

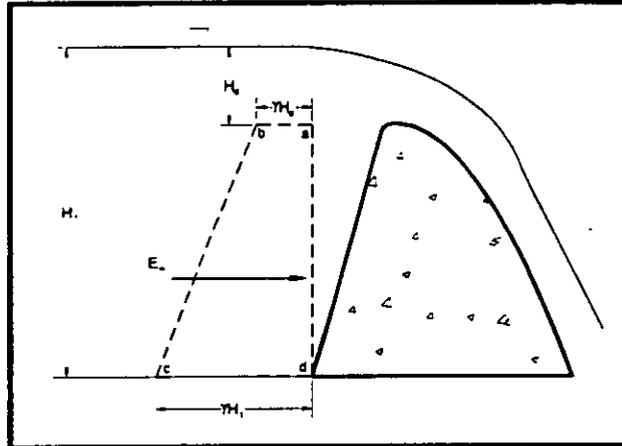


Fig. 5.2 Diagrama de presiones cuando el agua descarga por encima del cimacio

La ecuación para calcular la subpresión es la siguiente:

$$S = \frac{\gamma H_1 + \gamma H_2}{2} B \quad (5.4)$$

donde

H_1 y H_2 son las alturas del tirante de agua antes y después del cimacio, en m
 B ancho de la base del cimacio, en m

Las subpresiones se pueden reducir construyendo drenes a través del concreto del cimacio y perforando agujeros de drenaje en la roca de la cimentación. Estos drenes se colocan generalmente cerca del paramento aguas arriba del cimacio, aunque se debe tener cuidado para asegurarse de que no se producirán tubificaciones directas al vaso.

Otros métodos que se utilizan para reducir la subpresión en el contacto del cimacio con la cimentación incluyen la construcción de dentellones debajo del paramento de aguas arriba, la construcción de canales o tubos de drenaje entre el cimacio y la cimentación, y la inyección a presión de la cimentación.

c) Peso de la estructura

El peso de la estructura incluye el peso del concreto más el de los accesorios, como compuertas, guías, pilas, etc. El peso del cimacio es el producto del volumen del concreto multiplicado por su peso volumétrico. La fuerza debida a este peso actúa en el centro de gravedad de la sección transversal del cimacio.

$$W = \gamma_c V \quad (5.5)$$

donde

W peso de la estructura, en ton
 γ_c peso volumétrico del concreto, en ton/m³
 V volumen de concreto por unidad de largo, en m³

d) Fuerzas producidas por terremotos

Los terremotos comunican aceleraciones a los cimacios que pueden aumentar las presiones del agua sobre ellos, y los esfuerzos dentro de los mismos cimacios. Debe dejarse algún

margen para las cargas producidas por los terremotos en el proyecto de los vertedores de concreto tipo cimacio que se van a construir en zonas sísmicas. El aumento de las cargas del agua y el efecto de los terremotos sobre la carga muerta de la estructura del cimacio se deben tomar en cuenta en el análisis.

Para el análisis se deben aplicar las cargas tanto horizontales como verticales producidas por los temblores en la dirección en que la estructura quede menos estable. La primera aumenta la carga hidráulica y produce un momento de vuelco debido a la inercia del cimacio. La segunda fuerza produce una disminución de peso en el concreto y del agua arriba del paramento inclinado, reduciendo de esta manera la estabilidad de la estructura.

Para determinar las fuerzas totales debidas a un terremoto, es necesario determinar su intensidad o aceleración, que generalmente se expresa en relación a la aceleración debida a la gravedad. Un valor recomendado para la fuerza horizontal es de (1/10) y para la fuerza vertical (1/12), así se tiene la siguiente ecuación:

$$F_{QD} = \frac{W}{g} a \quad (5.6)$$

donde

F_{QD} fuerza de sismo debida a la aceleración de éste dentro del cimacio, en ton
 W peso del cimacio, en ton
 g aceleración de la gravedad, en m/s^2
 a coeficiente debido a la gravedad, en m/s^2

$$a = \frac{1}{10} g$$

para la dirección horizontal.

$$a = \frac{1}{12} g$$

para la dirección vertical.

Ambas fuerzas están aplicadas en el centroide del cimacio.

El sismo también ejerce una fuerza de aceleración sobre la masa de agua que existe dentro del canal de acceso. Esta fuerza provoca un incremento en la presión hidrostática que el agua ejerce sobre el cimacio, esta fuerza actúa a una distancia $d = (4/3\pi)H$, medida a partir de la plantilla del canal de acceso hacia arriba del cimacio. La fuerza horizontal que provoca el sismo esta dada por:

$$F_{Qw} = \frac{5}{9} \gamma H^2 \frac{a}{g} \quad (5.7)$$

donde

F_{Qw} es la fuerza horizontal debida al sismo por metro de ancho, en ton

$$a=(1/10)g$$

e) Reacción de la cimentación

Para que exista estabilidad del cimacio, bajo cualquier condición de fuerzas horizontales y verticales que actúan en él, se deberá oponer otra producida por la reacción del terreno, ésta reacción debe ser igual y contraria a la resultante de las fuerzas que se ejercen sobre el cimacio. La resistencia del terreno debe tener una capacidad de carga mayor a la solicitada.

5.2 Requisitos de estabilidad

Un cimacio, al igual que una presa de gravedad, puede fallar por esfuerzo cortante a lo largo de un plano horizontal (deslizamiento), por falla del material a causa de esfuerzos excesivos o por volteo.

Volteo.- Existe una tendencia en los cimacios a voltearse girando alrededor del pie de aguas abajo en la cimentación, o alrededor de la arista de aguas abajo de cada sección horizontal.

Deslizamiento.- La fuerza resultante horizontal tiende a desalojar el cimacio en una dirección horizontal hacia aguas abajo. Esta tendencia la contrarrestan las resistencias producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto en ese nivel o en la cimentación.

El factor de deslizamiento permisible es el coeficiente de fricción estática entre dos superficies de deslizamiento, reducido por un factor de seguridad conveniente. Si f representa el factor de deslizamiento permitido, el cimacio se considera seguro contra el deslizamiento cuando la relación $\Sigma F_H / \Sigma F_V$ es igual o menor que f .

Para determinar los coeficientes de fricción estática es necesario llevar a cabo pruebas de laboratorio, pero en la tabla 5.1 se dan algunos valores con suficiente factor de seguridad para el concreto sobre algunos materiales de cimentación.

Material	F
Roca sana, con superficie limpia e irregular.	0.8
Roca, con algunas fisuras y laminaciones	0.7
Grava y arena gruesa	0.4
Arena	0.3
Arcilla laminar	0.3

Tabla 5.1 Coeficientes de fricción de algunos materiales con el concreto

En ocasiones se construyen dentellones en estructuras construidas sobre cimentación que no son de roca. El dentellón evita el desalojamiento de la estructura por su resistencia interna al esfuerzo cortante del propio dentellón, y además del volumen adicional de suelo que debe moverse antes de que la estructura se pueda deslizar.

Esfuerzos excesivos.- El esfuerzo en el concreto y la cimentación debe mantenerse menor a los esfuerzos permisibles. El esfuerzo del concreto es pequeño ya que los cimacios son estructuras poco altas. Para el caso de la cimentación, es recomendable que los cimacios se construyan sobre roca o sobre algún material muy resistente.

Los esfuerzos de tensión en el concreto se deben evitar, esto se puede llevar a cabo manteniendo la resultante de todas las fuerzas dentro del tercio medio de la base.

Si la resultante R de todas las fuerzas cae dentro del tercio medio no hay tensión en el concreto. Se tiene la sección mínima si R cae exactamente en la orilla del tercio medio.

Si para vaso vacío, R cae fuera del tercio medio, hacia aguas arriba, se debe proporcionar un ancho adicional a la base del cimacio, colocando para ello un talud en el paramento de aguas arriba, haciendo esto se amplía la base, entonces R cae dentro del nuevo tercio medio.

Si para vaso lleno R cae fuera del tercio medio, hacia aguas abajo, se debe reducir el talud del parámetro aguas abajo; al hacer esto se reduce la base y entonces la R cae dentro del nuevo tercio medio.

Para todas las condiciones de agua, R debe de caer dentro del tercio del medio de la base, esto es para evitar esfuerzos de tensión en el concreto.

Si actúa una fuerza de compresión dentro del núcleo central entonces en toda la sección transversal en planta sólo se presentan esfuerzos de compresión, si no se cumple esto, es decir, la fuerza de compresión actúa fuera del núcleo central, entonces se presenta simultáneamente esfuerzos de tensión y compresión, actuando en extremos opuestos de la sección de la base del cimacio. En la fig. 5.3 se puede observar el cual es el núcleo central de la sección de la base del cimacio.

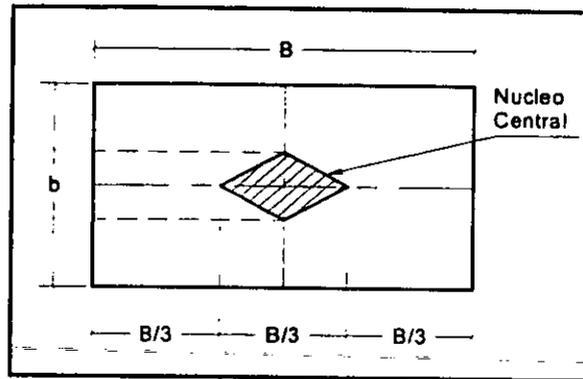


Fig. 5.3 núcleo central de una sección rectangular

La estabilidad del cimacio generalmente se hace en función de los factores de seguridad contra el volteo y el deslizamiento. Adicionalmente los máximos esfuerzos sobre la cimentación se comparan con los esfuerzos que resiste el material de la cimentación. Es decir, hay que calcular las sollicitaciones de carga que va a provocar el cimacio y verificar que el material de la cimentación los pueda resistir.

En la tabla 5.2 se presentan algunos valores de esfuerzos permisibles para diferentes materiales que pueden existir en la cimentación.

MATERIAL	Esfuerzos Permisibles [kg/cm ²]
Granito	2929 – 4882
Caliza	1953 – 3906
Arenizcas	1953 – 2929
Gravas	195 – 391
Arena	98 – 293
Arcilla Firme	244
Arcilla Blanda	73

Tabla 5.2. Esfuerzos permisibles a la compresión para diferentes tipos de materiales

5.2.1 Coeficiente de seguridad contra el volteo

Se define como la relación entre el momento que se opone al volteo entre el momento que ayuda o que favorece al volteo, al pie del cimacio. Para determinar este coeficiente se toman momentos respecto al pie del cimacio.

$$FS_{VOLTEO} = \frac{MOV}{MFV} \quad (5.8)$$

donde

MOV es Σ Momentos que se oponen al volteo

MFV es Σ Momentos que favorecen el volteo

El coeficiente debe variar entre 2 y 3, y si es menor de 2 se debe de cambiar el ancho de la Base B.

Si el FS_{VOLTEO} es igual a 1, indicar que la resultante pasa al pie del cimacio.

Para calcular la posición de la resultante en la cimentación se usa la siguiente ecuación:

$$\bar{x} = \frac{MOV - MFV}{\Sigma F_v} \quad (5.9)$$

5.2.2 Combinaciones de cargas

Para el análisis de estabilidad del cimacio se analiza las siguientes combinaciones de carga para dimensionar la estructura.

Presa vacía: - Peso propio
 - Sismo en la estructura

Presa al NAMO: - Peso propio
 - Peso del agua
 - Subpresión
 - Empuje hidrostático
 - Sismo en la estructura
 - Sismo en el agua

Presa al NAME: - Peso propio
 - Peso del agua
 - Subpresión
 - Empuje hidrostático
 - Sin Sismo

Peso propio. En el caso de los canales, el peso propio de la estructura se determinará considerando las dimensiones geométricas de las mismas con un peso volumétrico de 2.4 t/m^3 , que incluye el peso del acero de refuerzo. En el caso del concreto masivo de la zona del cimacio, el peso volumétrico será de 2.2 t/m^3 .

Análisis Estructural

Estas combinaciones darán resultados en primer lugar para revisar la estabilidad de las estructuras. Para el aspecto estructural se utilizará la combinación más crítica, para analizar la estructura del cimacio. En el caso de muros de contención, serán similares las combinaciones utilizadas.

En el canal de llamada se considerará losa estructural y muro de contención incluyendo la continuidad entre elementos y en caso de tener anclaje las restricciones que proporcione éste.

La estructura de control deberá considerarse como estructura de gravedad, por lo que normará el diseño por estabilidad y en las zonas laterales (muros) se considerará la transmisión de cargas de los mismos al concreto masivo del cimacio. En el canal de descarga, las condiciones serán similares a las del canal de llamada. Para el análisis estructural se deberá integrar los muros laterales a la parte correspondiente del concreto masivo del cimacio formando un solo elemento. Los muros y losas de los canales serán elementos independientes, considerando una porción de la losa como cimentación para el muro. Para todos los elementos estructurales se utilizará un método aproximado para su análisis, considerando un marco plano de ancho unitario que contemple las características de estos, y cargado con las combinaciones de carga indicadas para

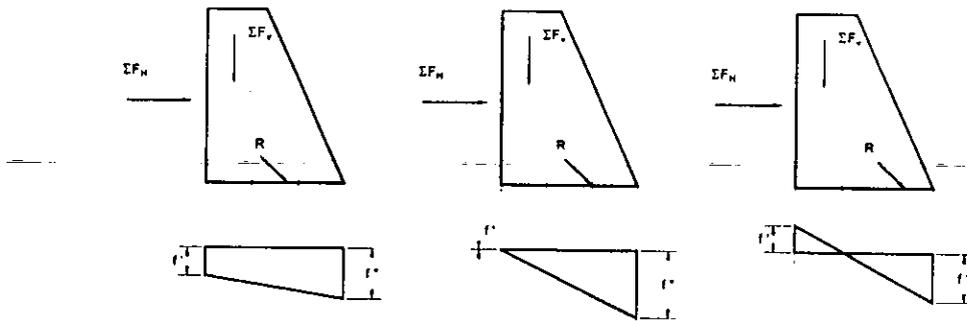
obtener los elementos mecánicos, la losa del canal de descarga se considerará como una losa plana apoyada en roca.

5.2.3 Esfuerzos en los materiales

Se presenta falla en los materiales si los esfuerzos a que están sometidos son mayores que los admisibles que ellos soportan, por lo tanto se evitan esto revisando que en cualquier sección de la estructura no se tenga esfuerzos mayores que los permisibles.

Lo anterior es esencial que se cumpla en el desplante del cimacio ya que se deben tener esfuerzos de compresión únicamente porque el terreno no admite tensiones. Esto se cumple si la resultante de las cargas pasa por el tercio medio de la base en la cimentación.

Para un muro cualquiera se tiene que:



Los esfuerzos sobre la base se calculan con la fórmula de la escuadría y son una combinación de los esfuerzos directos y los esfuerzos de flexión.

$$f = \frac{\Sigma F_v}{A} \pm \frac{\Sigma M}{I} m \quad (5.10)$$

donde

- A es el área de la base, $A = B b$, pero, $b = 1m$, $A = B$, en m^2
- ΣF_v es la suma de todas las fuerzas verticales excluyendo la reacción de la cimentación, en ton
- ΣM es la suma de momentos de todas las fuerzas verticales, incluyendo la supresión, con respecto al centro de gravedad de la base, con la suma de momentos de todas las fuerzas horizontales también con respecto al mismo centro de gravedad. Siendo positivos estos momentos si giran hacia aguas abajo, en ton-m
- I momento de inercia de la base respecto al eje neutro, en m^4

$$I = \frac{bB^3}{12} \quad (5.11)$$

B: ancho de la base, en m

$b=1$ (largo unitario)

- m distancia desde el eje neutro de la base a donde se desea calcular el esfuerzo, o sea en los extremos, entonces $m = B/2$, en m

$$\frac{\Sigma M}{I} m = \frac{(\Sigma F_v) e}{I} m \quad (5.12)$$

e: excentricidad de la carga, o distancia del centro de gravedad de la base a la intersección de la resultante en la base, en m. Véase fig. 5.4.

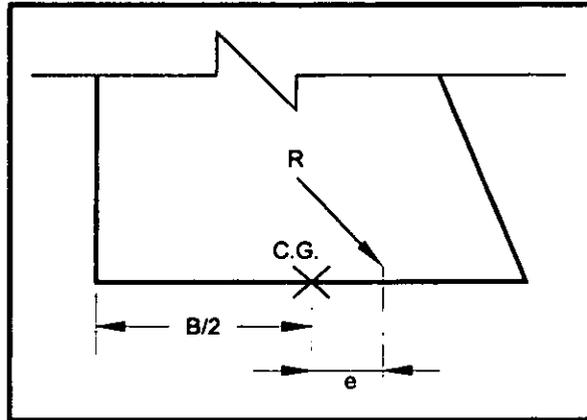
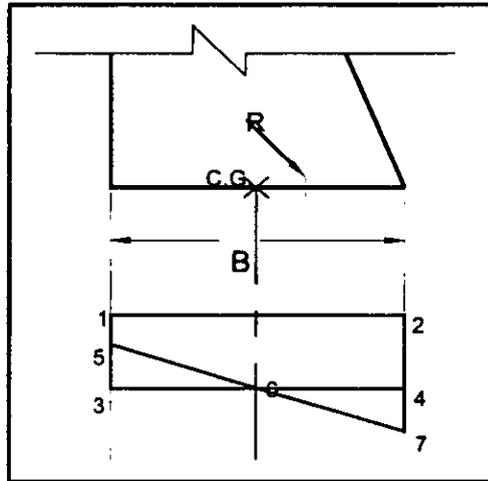
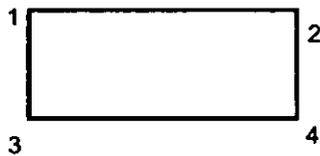


Fig. 5.4 Excentricidad de la fuerza resultante en la base del cimacio

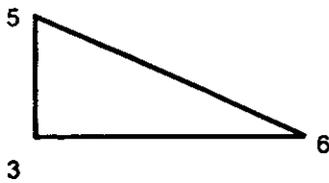
En la base se tiene:



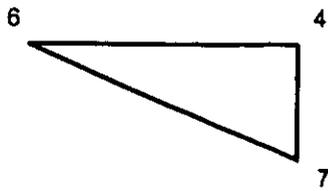
Cada una de las siguientes figuras:



Representa el esfuerzo directo.

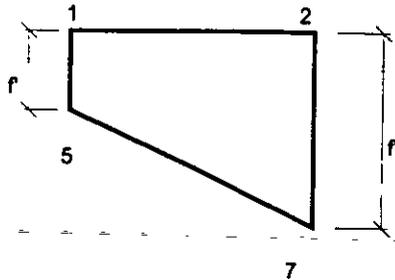


Representa el esfuerzo flexionante negativo.



Representa el esfuerzo flexionante positivo.

Entonces el diagrama resultante es:



El esfuerzo en la base es:

$$f = \frac{\Sigma F_v}{B} \pm \frac{(\Sigma F_v) e}{B^3 / 12} \frac{B}{2}$$

$$f = \frac{\Sigma F_v}{B} \pm \frac{(\Sigma F_v) 12 e}{2 B^2}$$

$$f = \frac{\Sigma F_v}{B} \pm \frac{\Sigma F_v}{B} \frac{6 e}{B}$$

$$f = \frac{\Sigma F_v}{B} \left(1 \pm \frac{6 e}{B} \right)$$

Entonces los esfuerzos en los extremos aguas arriba y aguas abajo son:

$$f' = \frac{\Sigma F_v}{B} \left(1 - \frac{6 e}{B} \right)$$

$$f'' = \frac{\Sigma F_v}{B} \left(1 + \frac{6 e}{B} \right)$$

(5.13)

Si se acepta que el esfuerzo en el extremo aguas arriba del cimacio sea igual a cero, incluyendo la subpresión pero no el sismo, para las condiciones de diseño el cimacio esta seguro contra el volteo; se comparan con los esfuerzos que puede resistir el concreto, si es negativo se tienen esfuerzos de tensión.

Cuando se combina una subpresión mayor con otra carga, puede provocar grandes grietas a lo largo de la base porque se excede la resistencia a la tensión del concreto sobre concreto o del concreto sobre la roca de la cimentación, o por haberse formado un plano débil durante la construcción.

5.3 Ejemplo de diseño para el análisis de estabilidad

En esta sección se desarrollará un ejemplo para aplicar la teoría que se describe anteriormente sobre el análisis de estabilidad de un cimacio. Los datos para este ejemplo son los correspondientes al vertedor de abanico desarrollado en el capítulo 4 de esta tesis (ejemplo 3), los cuales se indican a continuación:

Diseño en elevación: $H_d = 3.34$ m
 $Y_1 = 0.91$ m
 $Y_2 = 4.63$ m
 $a_f = 3.70$ m
 $P = 2.64$ m

Para el cuadrante aguas arriba: $X_c = 0.952$ m
 $Y_c = 0.424$ m
 $r_1 = 1.780$ m
 $r_2 = 0.785$ m

Para el cuadrante aguas abajo:

X	Y
0.00	0.00
0.50	0.048
1.00	0.175
1.50	0.374
2.00	0.640
2.50	0.972
3.00	1.367
3.50	1.823
4.00	2.340
4.50	2.917
5.00	3.552
5.11	3.700

Con base en los datos anteriores se trazo el perfil del cimacio para proceder a su análisis de las distintas combinaciones de carga. El perfil del cimacio se presenta en la fig. 5.5.

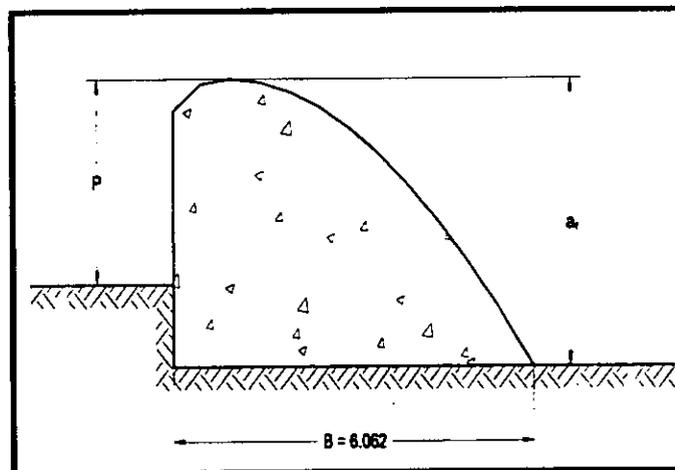


Fig. 5.5 Perfil del cimacio de acuerdo a las dimensiones calculadas en el capítulo 4

Para el análisis de estabilidad del cimacio se harán las siguientes indicaciones:

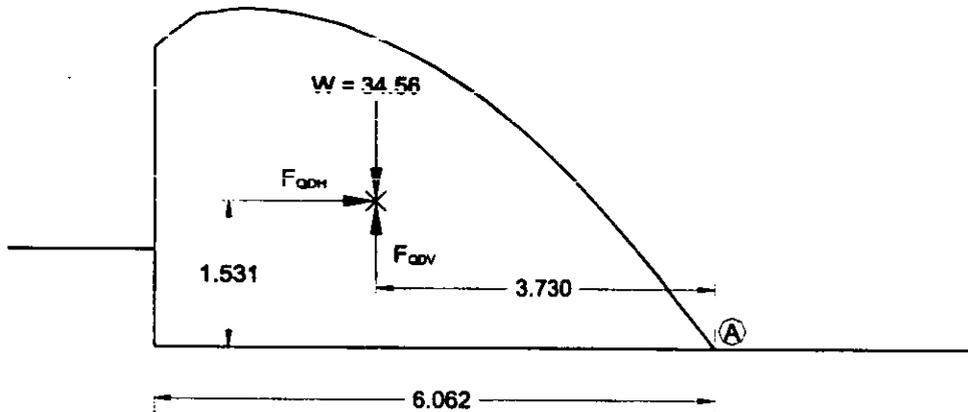
- La estructura estará desplantada sobre un terreno compuesto por roca sana el cual tiene un esfuerzo permisible a la compresión de 2000 kg/cm^2 y un coeficiente de fricción con el concreto de 0.80 de acuerdo a la tabla 5.1.
- El concreto que se utilizará en el cimacio tendrá una capacidad a la compresión de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, será de tipo I con un peso volumétrico de $\gamma_c = 2\,200 \text{ kg/m}^3$.

Combinaciones de Cargas

Presa vacía:

- Peso propio
- Sismo en la estructura

$$\begin{aligned} A &= 15.71 \text{ m}^2 \\ V &= 15.71 \text{ m}^3 \\ \gamma_c &= 2.2 \text{ ton/m}^3 \\ W &= 34.56 \text{ ton} \end{aligned}$$



$$F_{QDH} = 34.56 (0.10) = 3.456 \text{ ton.}$$

$$F_{QDV} = 34.56 (1/12) = 2.88 \text{ ton.}$$

$$\Sigma F_V = -34.56 + 2.88 = -31.68 \text{ ton.}$$

$$\Sigma F_H = 3.456 \text{ ton.}$$

Para el factor de seguridad contra el volteo, según la ecuación 5.8:

$$FS_{VOLTEO} = MOV / MFV$$

Tomando momentos con respecto al punto A.

$$MOV = 31.68 (3.730) = 118.166 \text{ ton-m}$$

$$MFV = 3.456 (1.531) = 5.291 \text{ ton-m}$$

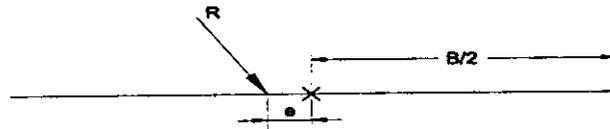
$$FS_{VOLTEO} = 118.166 / 5.291 = 22.333 \gg 3$$

Por lo tanto la estructura es segura contra el volteo para esta condición de carga.

Para la localización de la resultante, se utiliza la ecuación 5.9:

$$\bar{x} = \frac{118.166 - 5.291}{31.68} = 3.563 \text{ m.}$$

$$e = 3.031 - 3.563 = -0.532 \text{ m.}$$



La resultante sí cae dentro del tercio medio de la base, por lo tanto existen sólo esfuerzos de compresión.

Revisando los esfuerzos en la base del cimacio con las ecuaciones 5.13

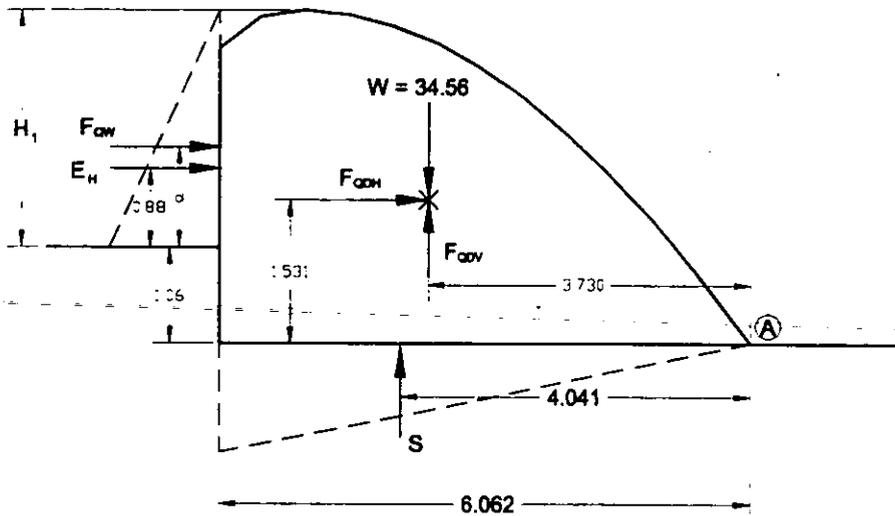
$$f' = \frac{31.68}{6.062} \left(1 - \frac{6(-0.532)}{6.062} \right) = 7.978 \text{ t / m}^2 = 0.798 \text{ kg / cm}^2 \quad (\text{En el talón})$$

$$f' = \frac{31.68}{6.062} \left(1 + \frac{6(-0.532)}{6.062} \right) = 2.474 \text{ t / m}^2 = 0.247 \text{ kg / cm}^2 \quad (\text{En el pie})$$

No existen esfuerzos de tensión en la base del cimacio, solamente esfuerzos de compresión y además éstos son menores a los admisibles por el concreto.

Presa al NAMO:

- Peso propio
- Peso del agua
- Subpresión
- Empuje horizontal
- Sismo en la estructura
- Sismo en el agua



$$E_H = (2.64)^2 \cdot 1/2 = 3.485 \text{ ton}$$

$$F_{QDH} = 34.56 (0.10) = 3.456 \text{ ton}$$

$$F_{QDV} = 34.56 (1/12) = 2.88 \text{ ton}$$

$$F_{QW} = 5/9 (1) (2.64)^2 (1/10) = 0.387 \text{ ton}$$

La localización del empuje hidrostático se encuentra a una distancia de la base de $H_1/3$, es decir, $2.64 / 3 = 0.88 \text{ m}$

$$d = (4/3\pi) 2.64 = 1.12 \text{ m}$$

$$S = (2.64 \cdot 6.062)/2 = 8.002 \text{ ton}$$

La resultante de la subpresión se localiza a una distancia del punto A de $2B/3 = 2 \times 6.062 / 3 = 4.041 \text{ m}$.

$$\Sigma F_V = -34.56 + 2.88 + 8.002 = -23.678 \text{ ton}$$

$$\Sigma F_H = 3.485 + 0.387 + 3.456 = 7.328 \text{ ton}$$

Para el factor de seguridad contra el volteo, según la ecuación 5.8:

$$FS_{VOLTEO} = MOV / MFV$$

Como en el caso anterior, se toman momentos con respecto al punto A.

$$MOV = 34.556 (3.730) = 128.909 \text{ ton-m}$$

$$MFV = 0.387 (2.18) + 3.485 (1.94) + 8.002 (4.041) + 3.456(1.531) + 2.88 (3.730) = 55.974 \text{ ton-m}$$

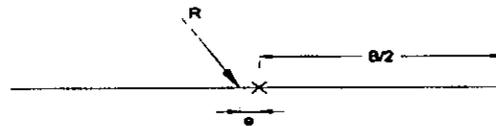
$$FS_{VOLTEO} = 128.909 / 55.974 = 2.303$$

El factor de seguridad resulta ser mayor a 2 y por lo tanto es aceptable para estas condiciones de carga.

Para la localización de la resultante, de acuerdo a la ecuación 5.9:

$$x = \frac{128.909 - 55.974}{23.678} = 3.080 \text{ m.}$$

$$e = 3.031 - 3.080 = -0.049 \text{ m.}$$



En este caso la resultante también cae dentro del tercio medio de la base.

Revisando los esfuerzos en la base del cimacio con las ecuaciones 5.13

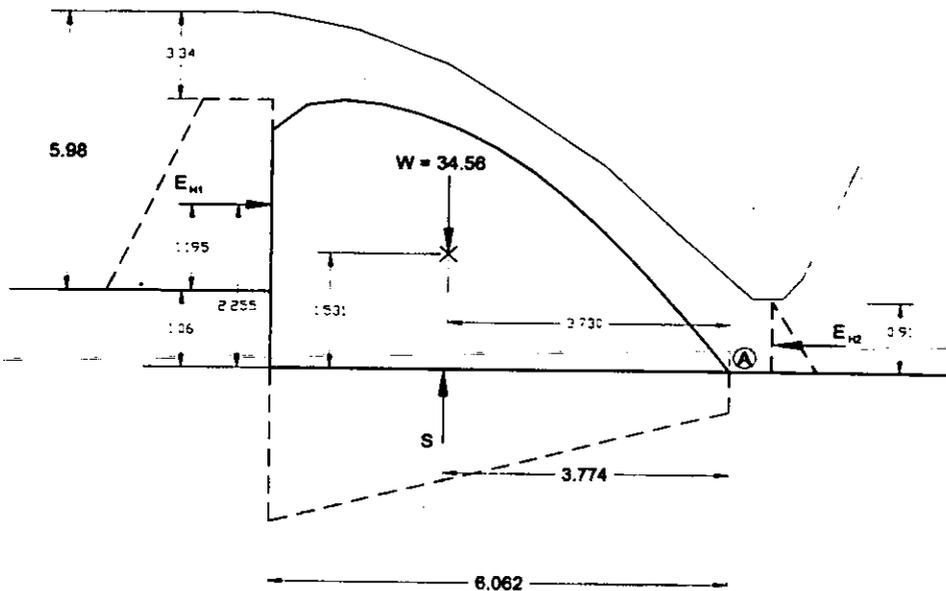
$$f' = \frac{23.678}{6.062} \left(1 - \frac{6(-0.049)}{6.062} \right) = 4.095 \text{ t / m}^2 = 0.410 \text{ kg / cm}^2 \quad (\text{En el talón})$$

$$f'' = \frac{23.678}{6.062} \left(1 + \frac{6(-0.049)}{6.062} \right) = 3.717 \text{ t / m}^2 = 0.372 \text{ kg / cm}^2 \quad (\text{En el pie})$$

Tampoco existen esfuerzos de tensión en la cimentación y los esfuerzos son muy bajos, por lo tanto la sección es correcta en esta condición de carga.

Presas al NAME:

- Peso propio
- Peso del agua
- Subpresión
- Empuje horizontal
- Sin sismo



$$E_H (1) = (3.34 + 5.98)/2 * 2.64 = 12.302 \text{ ton}$$

La resultante del prisma de presiones se localiza a una distancia de la base igual a $(H/3) \times (2a+b)/(a+b) = (2.64 / 3) \times (2 \times 3.34 + 5.98) / (3.34 + 5.98) = 1.195 \text{ m}$

$$E_H (2) = (0.91)^2 / 2 = 0.414 \text{ ton}$$

La localización del empuje hidrostático (2) es $H_2 / 3 = 0.91 / 3 = 0.303 \text{ m}$

$$S = (5.98 + 0.91)/2 * 6.062 = 20.884 \text{ ton}$$

La resultante de la subpresión se localiza a una distancia de $(B/3) \times (2b+a)/(a+b) = (6.062/3) \times (2 \times 5.98 + 0.91) / (0.91 + 5.98) = 3.774 \text{ m}$

$$\Sigma F_V = -34.56 + 20.884 = -13.676 \text{ ton}$$

$$\Sigma F_H = 12.302 - 0.414 = 11.888 \text{ ton}$$

Para el factor de seguridad contra el volteo, se utiliza la ecuación 5.8

$$FS_{\text{VOLTEO}} = \text{MOV} / \text{MFV}$$

Tomando momentos con respecto al punto A.

$$\text{MOV} = 34.56 (3.730) + 0.414 (0.303) = 129.034 \text{ ton-m}$$

$$\text{MFV} = 12.302 (2.255) + 20.884 (3.774) = 106.557 \text{ ton-m}$$

$$FS_{\text{VOLTEO}} = 129.034 / 106.557 = 1.211 < 2$$

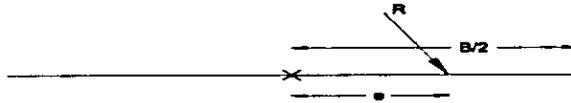
El factor de seguridad es mucho menor a 2.

Para la localización de la resultante, ecuación 5.9

$$x = \frac{19.034 - 106.557}{13.767} = 1.644 \text{ m.}$$

$$e = 3.031 - 1.644 = 1.387 \text{ m.}$$

(queda fuera del tercio medio)



Revisando los esfuerzos en la base del cimacio con las ecuaciones 5.13

$$f' = \frac{13.676}{6.062} \left(1 - \frac{6(1.387)}{6.062} \right) = -0.841 \text{ t/m}^2 = -0.084 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{En el talón})$$

$$f'' = \frac{13.676}{6.062} \left(1 + \frac{6(1.387)}{6.062} \right) = 2.365 \text{ t/m}^2 = .237 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{En el pie})$$

Esta sección queda descartada por existir esfuerzos de tensión en el talón de la estructura, aunque estos son mínimos, no deben de existir.

Debido a que en ésta condición de carga la sección resulta desfavorable se procederá a modificar la sección y realizar el análisis antes descrito para saber si es apta para resistir las tres condiciones de carga.

Después de haber modificado en varias ocasiones la sección, y realizar los cálculos para cada una de las condiciones de carga, se eligió una sección que cumplió con las recomendaciones hechas anteriormente. La sección transversal elegida se puede ver en la fig. 5.6.

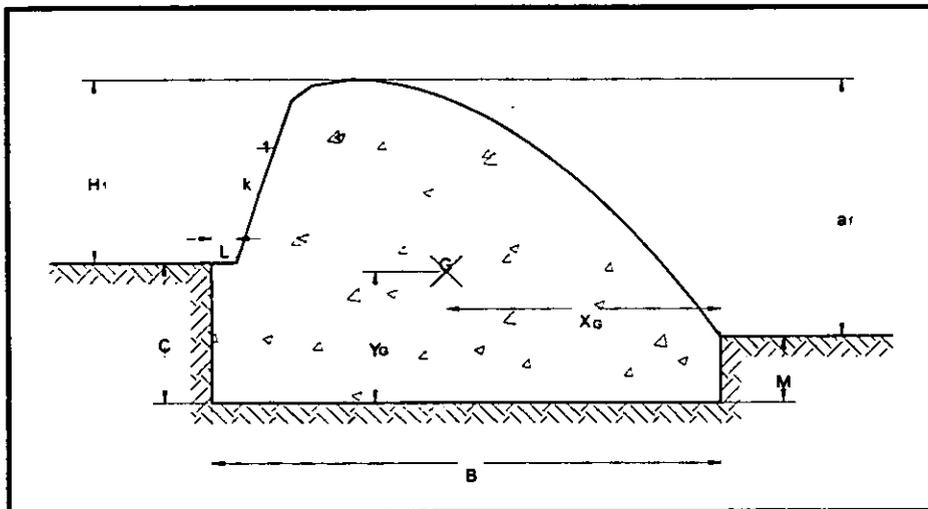


Fig. 5.6 Sección elegida para el cálculo de la estabilidad

Las dimensiones indicadas en la figura anterior se presentan a continuación:

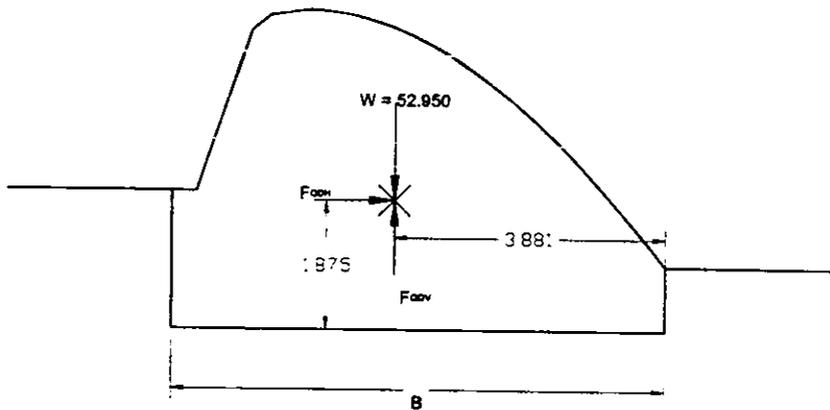
$$\begin{aligned} H_1 &= 2.64 \text{ m} \\ a_r &= 3.70 \text{ m} \\ c &= 2.00 \text{ m} \\ B &= 7.087 \text{ m} \\ L &= 0.353 \text{ m} \\ M &= 0.940 \text{ m} \\ X_G &= 3.881 \text{ m} \\ Y_G &= 1.875 \text{ m} \\ K &= 3 \end{aligned}$$

De acuerdo al perfil mostrado se realizaron los cálculos para cada una de las tres condiciones de carga, se analizaron los factores de seguridad, los esfuerzos en la base y la localización de la resultante en la base del cimacio. A continuación se presentan las tres condiciones de carga para esta sección y los cálculos realizados para su análisis de estabilidad.

Presas vacía:

- Peso propio
- Sismo en la estructura

$$\begin{aligned} A &= 24.68 \text{ m}^2 \\ V &= 24.68 \text{ m}^3 \\ \gamma_c &= 2.2 \text{ ton/m}^3 \\ W_c &= 52.950 \text{ ton} \end{aligned}$$



$$F_{QDH} = 52.95 (0.10) = 5.295 \text{ ton}$$

$$F_{QDV} = 52.95 (1/12) = 4.413 \text{ ton}$$

$$\Sigma F_V = -52.95 + 4.413 = -48.537 \text{ ton}$$

$$\Sigma F_H = 5.295 \text{ ton}$$

Para el factor de seguridad contra el volteo:

$$FS_{VOLTEO} = MOV / MFV$$

$$\begin{aligned} \text{MOV} &= 52.950 (3.881) = 205.50 \text{ ton-m} \\ \text{MFV} &= 4.413(3.881) + 5.295(1.8759) = 27.055 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

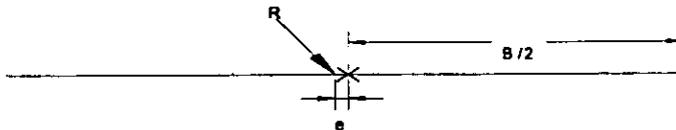
$$\text{FS}_{\text{VOLTEO}} = 505.50/27.055 = 7.596$$

El factor de seguridad contra el volteo es mayor a tres, por lo tanto la estructura es segura contra el volteo para esta condición de carga.

Calculando la localización de la resultante en la cimentación:

$$x = \frac{205.50 - 27.055}{48.537} = 3.676 \text{ m.}$$

$$e = 3.544 - 3.676 = -0.131 \text{ m}$$



Lo cual indica que la resultante está dentro del tercio medio de la base y por lo tanto no existen esfuerzos de tensión.

Ahora se calculan los esfuerzos que actúan en el pie y en el talón del cimacio.

$$f' = \frac{48.537}{7.087} \left(1 - \frac{6(-0.131)}{7.087} \right) = 7.608 \text{ t/m}^2 = 0.761 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{En el talón})$$

$$f = \frac{48.537}{7.087} \left(1 + \frac{6(-0.131)}{7.087} \right) = 6.089 \text{ t/m}^2 = 0.609 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{En el pie})$$

Los esfuerzos actuantes son mucho menores que los admisibles por el concreto por lo tanto se aceptan para esta condición de carga. Cabe hacer notar que en esta ocasión el esfuerzo de compresión es mayor en el talón que en el pie del cimacio, esto se debe a que la resultante de la fuerzas se localiza a una distancia mayor de la mitad de la base, medida desde el pie del cimacio.

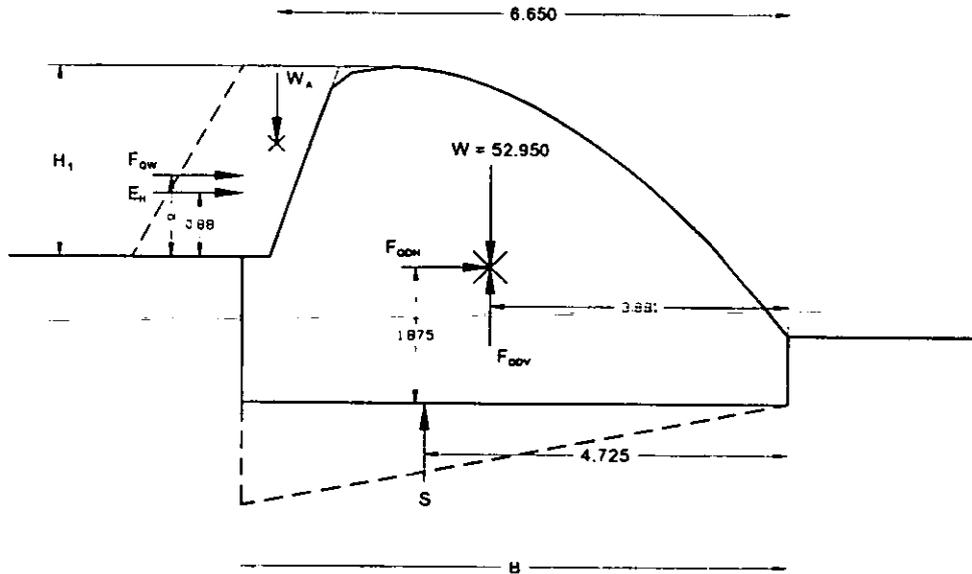
Por último se calcula el factor contra el deslizamiento.

$$f = \frac{5.295}{48.537} = 0.11 < 0.8$$

Por lo tanto el cimacio es seguro contra el deslizamiento.

Presas al NAMO:

- Peso propio
- Peso del agua
- Subpresión
- Empuje horizontal
- Sismo en la estructura
- Sismo en el agua



$$E_H = (2.64)^2 \cdot 1/2 = 3.485 \text{ ton}$$

$$F_{QDH} = 5.295 \text{ ton}$$

$$F_{QDV} = 4.413 \text{ ton}$$

$$F_{QW} = 5/9 (1) (2.64)^2 (1/10) = 0.387 \text{ ton}$$

$$d = (4/3\pi) 2.64 = 1.12 \text{ m}$$

La localización de la resultante del empuje hidrostático es la misma de la sección anterior.

$$S = (2.64 \cdot 7.087)/2 = 9.355 \text{ ton}$$

La localización de la resultante de la subpresión es $2B / 3 = 2 (7.087) / 3 = 4.725 \text{ m}$

$$\Sigma F_V = -52.95 - 2.094 + 4.413 + 9.355 = -41.276 \text{ ton}$$

$$\Sigma F_H = 3.485 + 0.387 + 5.295 = 9.167 \text{ ton}$$

Para el factor de seguridad contra el volteo:

$$FS_{VOLTEO} = MOV / MFV$$

$$\text{MOV} = 52.950 (3.881) + 2.094 (6.65) = 219.424 \text{ ton-m.}$$

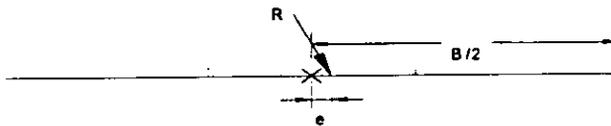
$$\text{MFV} = 4.413(3.881) + 5.295(1.875) + 3.485(2.88) + 0.387(3.12) + 9.355(4.725) = 82.502 \text{ ton-m.}$$

$$\text{FS}_{\text{VOLTEO}} = 219.424 / 82.502 = 2.66$$

Para la localización de la resultante:

$$x = \frac{219.424 - 82.502}{41.276} = 3.317 \text{ m.}$$

$$e = 3.544 - 3.317 = 0.227 \text{ m.}$$



En este caso la resultante también cae dentro del tercio medio de la base.

Calculando los esfuerzos en el concreto sobre el talón y el pie de la base del cimacio:

$$f' = \frac{41.276}{7.087} \left(1 - \frac{6(0.227)}{7.087} \right) = 4.705 \text{ t / m}^2 = 0.471 \text{ kg / cm}^2 \quad (\text{En el talón})$$

$$f' = \frac{41.276}{7.087} \left(1 + \frac{6(0.227)}{7.087} \right) = 6.943 \text{ t / m}^2 = 0.694 \text{ kg / cm}^2 \quad (\text{En el pie})$$

Ambos esfuerzos son menores a los que admite el concreto.

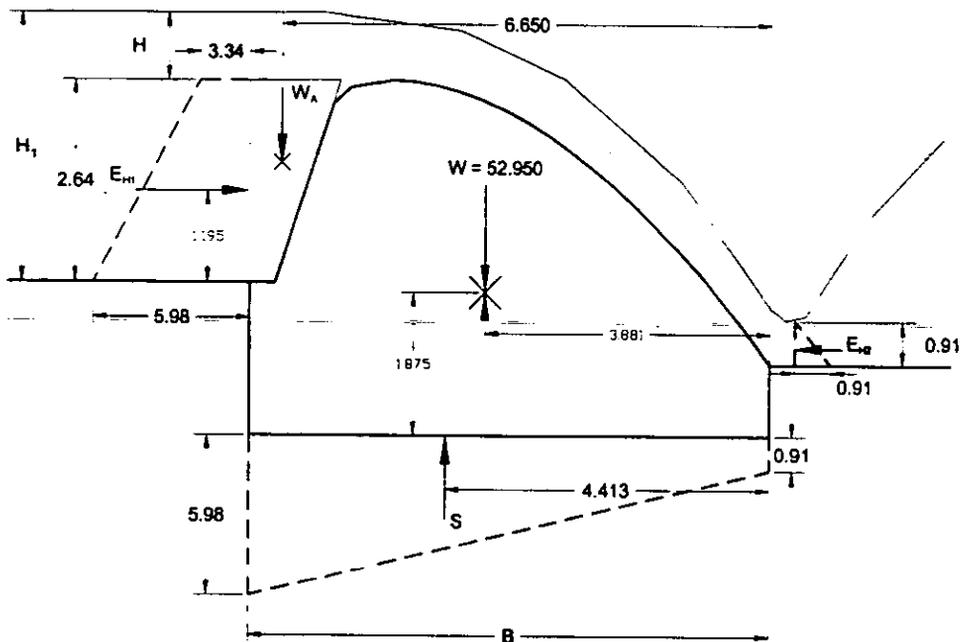
Revisando el factor contra el deslizamiento.

$$f = \frac{9.167}{41.276} = 0.22 < 0.8$$

El cimacio esta seguro contra el deslizamiento.

Presas al NAME:

- Peso propio
- Peso del agua
- Subpresión
- Empuje horizontal
- Sin sismo



$$E_H (1) = (3.34 + 5.98)/2 * 2.64 = 12.302 \text{ ton}$$

La localización de la resultante del empuje hidrostático (1) es
 $y_1 = (2.64 / 3)(2 \times 3.34 + 5.98) / (3.34 + 5.98) = 1.195 \text{ m}$

$$E_H (2) = (0.91)^2 / 2 = 0.414 \text{ ton}$$

$$S = (5.98 + 0.91)/2 * 7.087 = 24.415 \text{ ton}$$

La localización del empuje hidrostático (2) es la misma de la anterior sección.

La localización de la resultante de la subpresión es:
 $x_1 = (7.087/3)(2 \times 5.98 + 0.91) / (5.98 + 0.91) = 4.413 \text{ m}$

$$\Sigma F_V = -52.950 - 2.094 + 24.415 = -30.629 \text{ ton}$$

$$\Sigma F_H = 12.302 \text{ ton}$$

Para el factor de seguridad contra el volteo:

$$FS_{VOLTEO} = MOV / MFV$$

$$\text{MOV} = 52.95 (3.881) + 2.094 (6.65) = 219.242 \text{ ton-m}$$

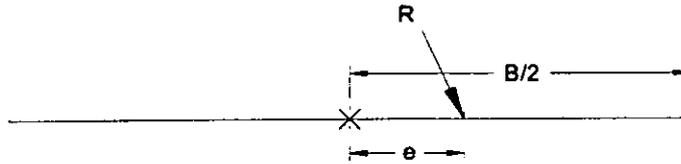
$$\text{MFV} = 12.302 (3.195) + 24.415 (4.413) = 147.048 \text{ ton-m}$$

$$\text{FS}_{\text{VOLTEO}} = 219.424 / 147.048 = 1.492$$

Para la localización de la resultante:

$$x = \frac{219.424 - 147.048}{30.629} = 2.363 \text{ m.}$$

$$e = 3.544 - 2.363 = 1.181 \text{ m}$$



Queda exactamente en el tercio medio.

Cálculo de los esfuerzos en el concreto.

$$f' = \frac{30.629}{7.087} \left(1 - \frac{6(1.181)}{7.087} \right) = 0.001 \text{ t/m}^2 = 0.01 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{En el talón})$$

$$f' = \frac{30.629}{7.087} \left(1 + \frac{6(1.181)}{7.087} \right) = 8.643 \text{ t/m}^2 = 0.864 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{En el pie})$$

Revisando el factor contra el deslizamiento.

$$f = \frac{12.302}{30.629} = 0.40 < 0.8$$

El cimacio esta seguro contra el deslizamiento.

En esta condición de carga el factor de seguridad contra el volteo es menor a 2 y la resultante de las fuerzas cae prácticamente en el tercio medio de la base, con esto se puede ver que el esfuerzo en el talón del cimacio es cero y por lo tanto la sección se encuentra trabajando en el límite ya que no se pueden aceptar esfuerzos negativos en el concreto o en la unión del concreto con la roca de la cimentación.

La sección transversal anterior quedará aceptada después de haber realizado el análisis de estabilidad para cada una de las tres condiciones de carga. La condición más desfavorable fue la tercera, es decir, la presa operando al NAMO, pero considerando que en esta situación no existirán esfuerzos de tensión en el concreto y que además se presentará una sola vez en la vida de la presa, ya que la carga máxima sobre el vertedor se calcula considerando un periodo de retorno de 10 mil años, por lo tanto el vertedor se considera seguro contra volteo, deslizamiento y, los esfuerzos en el concreto y la cimentación no serán rebasados.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES

Cuando se va a realizar la construcción de una presa se deben de tomar en cuenta una serie de factores que son de gran importancia para la selección del tipo de vertedor que se colocará en la obra de excedencias, una vez resuelto esto se procede al diseño hidráulico de éste partiendo de los datos que nos proporciona el transito de avenidas por el vaso, que son el gasto de diseño y la longitud del vertedor. Como ya se vio anteriormente, existe una gran diversidad de vertedores que se pueden construir de acuerdo a las condiciones topográficas y geológicas del sitio donde vaya a quedar alojada la presa.

Si después de realizar lo antes indicado se selecciona alguno de los tres vertedores aquí descritos, incluso para cualquier tipo de vertedor, se debe de tener mucho cuidado en tomar en cuenta las recomendaciones que se hacen para el diseño de cada tipo de vertedor.

En el caso del diseño del vertedor de canal lateral se debe de tener cuidado en que se desarrolle un flujo lento o subcrítico dentro del canal colector para que sea aplicable la ecuación 1.14, ya que en la deducción de ésta fue hecha tal consideración. Al final del canal colector debe de presentarse la sección crítica y para ello se puede proyectar una variedad de alternativas de secciones de control que en su momento se mencionaron.

Para el diseño del vertedor de embudo se deben de cumplir todas las recomendaciones que se hacen en el capítulo 2 ya que éste es un diseño que se realiza basado en tanteos y cada una de las recomendaciones es de primordial importancia. Una de las recomendaciones que se indican en este capítulo es la relación de H_d/R , la cual se dice que debe valer 0.3 para que el vertedor no trabaje con presiones negativas, pero, en el ejemplo No 2 del capítulo 4 se debe de cumplir con otro requisito que va de acuerdo a la topografía del sitio, resulta que la presa está ubicada en un cañón demasiado angosto, por lo tanto se proyecta un vertedor de embudo, pero el cañón es tan angosto que el vertedor de embudo debe de tener el radio mínimo posible para que pueda ser alojado dentro del vaso de la presa. Debido a esto se presenta una relación de $H_d/R = 1.37$ con la cual se presentarán presiones negativas a lo largo de la transición.

Esta situación se puede presentar en algunos casos y se debe de tener el criterio para poder tomar una decisión correcta que no cause problemas en el funcionamiento correcto de este tipo de vertedor. También se debe de diseñar el conducto de descarga para que no trabaje a toda su capacidad, es decir a tubo lleno, lo recomendable para que el funcionamiento de todo el vertedor sea satisfactorio es que el conducto trabaje al 75% de su capacidad total.

Es importante señalar la facilidad con que se puede diseñar un vertedor de embudo con el método propuesto por el ingeniero Lozoya, el cual se basa en los métodos existentes, por lo que su planteamiento tiene bases bien fundamentadas. El procedimiento que se presenta en el capítulo 3 es de mucha utilidad ya que el diseño en planta es de lo más sencillo posible; en el diseño en elevación solo presenta una pequeña dificultad, aunque muy insignificante, la determinación del tirante Y_1 de la ecuación 3.34 y las demás dimensiones se obtienen de manera directa. Este método presenta una ventaja más que lo hace todavía más extraordinario, no requiere de la construcción de un modelo hidráulico para tener la certeza de que el prototipo funcione correctamente, ya que la construcción de un modelo representa un gasto adicional y un retraso en la construcción del vertedor.

Los ejemplos que se presentan en el capítulo 4 ilustran solamente los pasos a seguir que se indican en los capítulos de cada diseño particular, es decir desde el canal de acceso hasta antes del canal de descarga. Esto es porque a partir de ahí todo el diseño depende básicamente de la

topografía que haya donde quedará alojada la estructura. Es muy difícil de hacer demasiadas suposiciones para diseñar un canal de descarga y una estructura terminal por lo que es preferible realizarlo con un ejemplo más real donde se puedan aplicar todas las recomendaciones hechas en el capítulo 1.

La teoría presentada en el capítulo 5 es el análisis que se realiza para una presa de gravedad y dado que un vertedor de cimacio es en sí una presa de gravedad de muy pequeño tamaño, se realizaron las correspondientes adecuaciones para que esta teoría se pudiera presentar para el análisis correspondiente a un cimacio. En realidad las fuerzas que actúan sobre la presa de gravedad son las mismas que actúan sobre el cimacio, exceptuando a los azolves y al viento que son mínimos, pero todas las demás tienen el mismo efecto sobre esta estructura.

La última parte del diseño estructural del vertedor es proporcionar el refuerzo suficiente para que no sufra deterioros con el paso del agua a través de él durante la avenida de diseño. Para esto las recomendaciones que se realizan son las siguientes:

- Utilizar en el cuerpo del cimacio un concreto de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$
- Colocar en los últimos 20 cm exteriores del cimacio, una capa con un concreto de $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$
- Utilizar un recubrimiento suficiente para el acero de refuerzo de manera que no tenga contacto con el agua ya que lo puede oxidar.
- Dentro del cuerpo del cimacio se utilizará únicamente el refuerzo por temperatura, ya que trabajará como una estructura de gravedad y dentro de éste no se producirán momentos flexionantes y los esfuerzos cortantes solicitados son soportados por el concreto.

Con la información sobre el diseño hidráulico de estos tres tipos de vertedores y los ejemplos presentados para la aplicación de la teoría, se pretende que este material sea de utilidad para que los alumnos de licenciatura puedan diseñar vertedores de estos tipos de manera sencilla. Además, se desea dar a conocer el procedimiento de diseño hidráulico del vertedor de abanico propuesto por el Ing. Julio Lozoya el cual tiene una facilidad de aplicación y es un método demasiado eficiente porque, como ya se indicó, no requiere de la construcción de un modelo hidráulico.

BIBLIOGRAFIA

- Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas
Manual de Obras Civiles
A.2.10 Obras de Excedencia
México 1981
- U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation
"Diseño de presas pequeñas"
Décima impresión
Abril de 1981
- Chow, Ven te
"Hidráulica de canales abiertos"
Colombia, 1994
Editora Martha Edna Suarez R.
Editorial Mc Graw-Hill
- Vega Roldán, Oscar
"Presas de almacenamiento y derivación"
División de estudios de posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM
- Lozoya Corrales, Julio
"Estudio de Normas de Diseño de Vertedores de Abanico 1ª Parte"
Instituto de Ingeniería. UNAM.
No de proyecto 8323
Diciembre de 1988
- Lozoya Corrales, Julio
"Estudio de Normas de Diseño de Vertedores de Abanico 2ª Parte"
Instituto de Ingeniería. UNAM.
No de proyecto 9339
Octubre de 1990.