



29  
6

# Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO, CONSTRUCCION Y PRUEBAS EN UN  
MODELO DE VERTEDOR DE EMBUDO

T E S I S

Que para obtener el título de  
INGENIERO CIVIL  
p r e s e n t a

ALBERTO ALCARAZ PAZ



México, D. F.

1989

FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis está 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.

I.- INTRODUCCION.....	1
I.1.- Generalidades y Funcionamiento.....	2
II.- TIPOS DE VERTEDORES COMO OBRAS DE EXCEDENCIAS.....	7
II.1.- Vertedores de Descarga Libre.....	7
II.2.- Vertedores de Cimacio.....	9
II.3.- Vertedor en Canal Lateral.....	11
II.4.- Vertedores de Conducto y de Túnel.....	13
II.5.- Vertedores de Alcantarilla.....	15
II.6.- Vertedores de Sifón.....	16
II.7.- Vertedores de Abanico.....	18
II.8.- Vertedor con Canal de Descarga.....	20
III.- VERTEDOR DE EMBUDO.....	22
III.1.- Generalidades.....	22
III.2.- Funcionamiento Hidráulico de las crestas de Cimacio .....	27
III.2.1.- Sección Transversal .....	27
III.2.2.- Descarga y Coeficiente de Descarga.....	29
III.3.- Descarga de la Cresta.....	32
III.4.- Secciones de la Cresta .....	37
III.5.- Proyecto de la Transición.....	41
III.6.- Proyecto del Conducto .....	45

IV.- DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL MODELO.....	54
IV.1.- Diseño del Modelo de Vertedor de Embudo.....	54
IV.II.- Construcción e Instalación del Modelo de Vertedor de Embudo.....	65
IV.3.- Diseño del Vertedor de Aforo.....	71
V.- MEDIDAS EXPERIMENTALES Y RESULTADOS.....	74
VI.- COMPARACION TEORICA.....	83
VII.- PROPUESTA DE PRACTICA DE LABORATORIO.....	91
VIII.- CONCLUSIONES.....	95
BIBLIOGRAFIA.....	98

## I.- INTRODUCCION

El objetivo de esta tesis es el de diseñar un modelo de vertedor de embudo y posteriormente construirlo en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería en la UNAM. El fin primordial que se persigue con la construcción de este modelo es puramente didáctico, no implicando con esto que este tipo de estructuras no sean de importancia en la vida práctica, ni que no se puedan realizar investigaciones más profundas en el modelo. Sin embargo debe de reconocerse que los vertedores de embudo no son de las estructuras hidráulicas más comunes, siendo la razón primordial de esto el que tienen un costo muy elevado, pero en algunas situaciones son las estructuras más adecuadas, esto se discutirá posteriormente.

La manera en la que está dividida esta tesis es la siguiente: primero se explican algunas consideraciones generales comunes a todo tipo de vertedor de demasías, posteriormente en el capítulo dos se explican brevemente los diferentes tipos de vertedores de demasías para poder explicar ampliamente en el tercer capítulo el vertedor de embudo. En el capítulo cuatro se desarrolla el diseño del modelo y se comenta la manera en la que se construyó; el quinto capítulo muestra el trabajo experimental que se hizo, para compararlo en el capítulo seis con los resultados teóricos. Como se mencionó en un principio, la finalidad de este trabajo es didáctica, por lo que en el último capítulo se presenta un diseño de práctica de laboratorio. Cabe mencionar que esta práctica ya fue impartida en los

semestres 87-I y 87-II en el mismo Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

### I.1.- GENERALIDADES Y FUNCIONAMIENTO

Un vertedor de demasías es una estructura hidráulica cuya función es, en las presas de almacenamiento, la de dejar escapar el agua excedente o de avenidas que no cabe en el espacio destinado para almacenamiento, y en las presas derivadoras dejar pasar el agua que no está destinada para el sistema de derivación.

Generalmente los excedentes son tomados de la parte superior del embalse creado por la presa y son conducidos por algún conducto de nuevo al río o a algún canal de drenaje natural.

El vertedor de demasías es una obra sumamente importante dentro del proyecto; una presa de tierra o enrocamiento puede ser destruida si el agua pasa sobre ella, si el vertedor está mal diseñado esto podría pasar. Es por esto que el vertedor debe tener suficiente capacidad además de ser hidráulica y estructuralmente adecuado. Además su ubicación debe de ser estudiada de tal manera que sus descargas no erosionen ni socaven lo que es el pie de aguas abajo de la presa.

El vertedor será utilizado dependiendo del tipo de presa de que se trate y de las características de la cuenca. En general se puede decir que en una presa de almacenamiento se utilizará poco comparado con la utilización en una presa derivadora.

En el diseño del vertedor y del canal de descarga se tendrán que tomar en cuenta las velocidades del flujo, que serán muy altas y tendrán capacidad erosiva; también es conveniente construir alguna estructura para la disipación de la energía antes de dejar que el agua regrese al cauce natural.

En general, e independientemente del tipo de vertedor, las partes que lo constituyen son:

a) Estructura de Control.- como su nombre lo indica, es la que regula y controla las descargas del vaso. Este control limita o evita la descarga cuando el nivel del vaso llega a niveles predeterminados, y también regula las descargas cuando el vaso alcanza niveles mayores a los ya fijados. Las estructuras de control pueden consistir en:

- 1) Cresta
- 2) Vertedor
- 3) Orificio
- 4) Boquilla
- 5) Tubo

La relación entre la carga hidráulica y la descarga puede ser fija o variable (en el caso de, por ejemplo, compuertas).

Las estructuras de control pueden tomar varias formas tanto en su posición como en su forma.

b) Canal de descarga.- Los volúmenes descargados por la estructura de control generalmente se conducen al cauce, aguas abajo de la

presa, por un canal de descarga. Las excepciones se presentan cuando se hace libremente la descarga de la cresta de una presa del tipo de arco, o cuando se envía directamente por la falda para que forme una cascada.

La estructura de conducción puede ser de varios tipos, como por ejemplo un canal abierto excavado a lo largo de la superficie del terreno, un canal cubierto colocado a través o debajo de la presa, o un túnel excavado en una de las laderas etc. Igualmente el perfil puede ser de poca pendiente o muy inclinado, la sección transversal puede variar entre rectangular, trapezoidal etc.

Las dimensiones del canal estarán determinadas principalmente por los requerimientos hidráulicos, pero la selección del cimacio, de la forma de las secciones transversales, anchos, etc. dependerán básicamente de las características geológicas y topográficas del lugar.

c) Estructura Terminal.- Cuando el agua que pasa por el vertedor de demasías cae del nivel del embalse del vaso al nivel del río aguas abajo, la carga estática se convierte en energía cinética. Esta energía se manifiesta en la forma de altas velocidades que si se tratan de disminuir producen grandes presiones. Por lo tanto hay que contar con medios que permitan descargar el agua en el río sin provocar grandes erosiones o socavaciones peligrosas en el pie de la presa y que no produzcan daños en las estructuras adyacentes.



Es posible en algunos casos descargar directamente a altas velocidades, la energía es absorbida en el cauce por impacto, turbulencia y rozamiento. Este método es satisfactorio solo si se cuenta con roca firme y tirantes de poca profundidad en el canal, y si además la salida del canal está lo suficientemente alejada de la presa o de estructuras importantes.

Si se sabe que se van a producir fuertes arrastres en el punto de salida, se puede excavar un estanque revestido en el cauce para que ahí se disipe la energía. También se pueden utilizar trampolines sumergidos, lavaderos con dados, fosas con deflectores amortiguadores, etc.

d) Canales de Llegada y de Descarga.- Los canales de llegada sirven para captar agua del vaso y conducirla a la estructura de control. Cuando el agua entra directamente del vaso al vertedor y directamente cae al río, como en el caso de un vertedor colocado sobre una presa de concreto, estas estructuras no son necesarias.

En el caso de que estas estructuras se necesiten, las velocidades de entrada deberán limitarse, las curvaturas y transiciones deberán hacerse graduales con objeto de disminuir las pérdidas de carga en el canal y para uniformizar el gasto sobre la cresta del vertedor. Esto último es de particular importancia pues una mala distribución del agua en el canal de entrada puede persistir a lo largo de la estructura del vertedor, y hasta podría ser la causa de erosiones perjudiciales en

el cauce. La falta de uniformidad en la cresta puede también producir una reducción en la descarga.

Los canales de descarga conducen el agua que pasa por la estructura terminal al cauce del río abajo de la presa. Las dimensiones del canal de descarga y la necesidad de protegerlo con revestimientos, depende de la posibilidad de erosionarse.

En el siguiente capítulo se explicarán los diferentes tipos de vertedores de demasías.

## II.- TIPOS DE VERTEDORES COMO OBRAS DE EXCEDENCIAS

Existen varias formas de clasificar los vertedores de demasías. Una manera muy simplista es la de clasificarlos en controlados y sin control, de acuerdo a si tienen compuertas de control o no. Ahora bien, si se clasifican de acuerdo a sus características más importantes tendremos:

- a) Vertedor de descarga libre (caída recta)
- b) Vertedor de cimacio
- c) Vertedor en canal lateral
- d) Vertedor de conducto y túnel
- e) Vertedor de embudo o pozo
- f) Vertedor de sifón
- g) Vertedor de abanico
- h) Vertedor con canal de descarga

Para tener una mayor idea de en que consisten las diferencias básicas y antes de profundizar en el vertedor de embudo, se explicará cada uno de los diferentes tipos de vertedor.

### II.1.- VERTEDORES DE DESCARGA LIBRE

Los vertedores de caída libre (fig.2.1) son los que se localizan en la parte superior de un embalse, que tienen un desarrollo muy

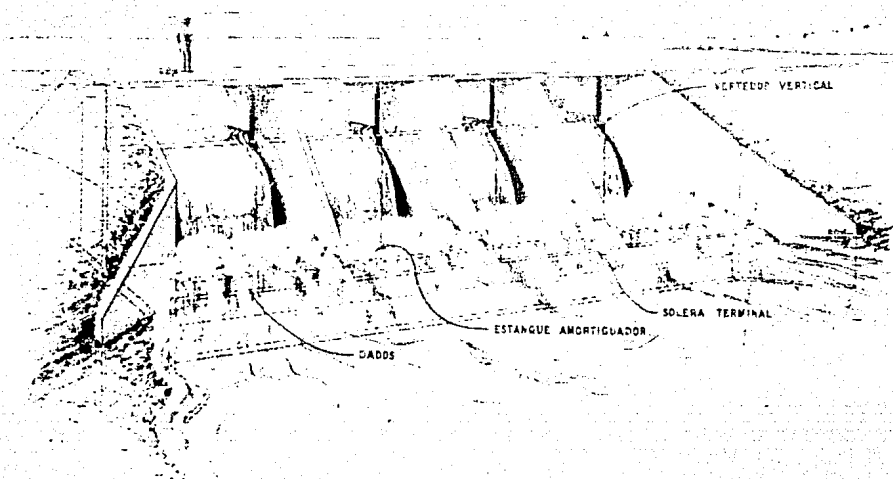


Fig. 2.1.- Vertedor de Caída Libre (USBR,  
Diseño de Presas Pequeñas).

corto y que después de la estructura, el agua tiene una caída libre. La descarga puede ser libre, como en el caso de un vertedor de pared delgada, o correr a lo largo de una sección angosta de la cresta. Es conveniente alejar el agua del paramento de la sección vertedora, esto se logra prolongando la cresta en forma de boquilla volada, también es necesario que el lado inferior de la lámina vertiente esté lo suficientemente ventilada para evitar pulsaciones.

## II.2.- VERTEDORES DE CIMACIO

Estos vertedores (fig. 2.2) tienen una sección en forma de "S", la curva superior del cimacio, que es la cresta de control, se hace de tal manera que se ajuste rigurosamente al perfil de la superficie inferior de la lámina vertiente de un vertedor de cresta delgada ventilado. Para las descargas efectuadas con la carga de proyecto, el agua se desliza sobre la cresta sin interferencia y alcanza casi su eficiencia máxima de descarga. El perfil, en la parte que sigue de la curva superior del cimacio, se continúa en una rápida de alta pendiente tangente a ella y relativamente corta, que está rematada con una superficie curva contraria a la de la cresta que desvía el agua hacia el lavadero de un estanque amortiguador o hacia el canal de descarga del vertedor.

La curva superior de la cresta puede hacerse de tal forma que difiera a la de la lámina de agua. De acuerdo a como se varíe esta forma se tendrá un efecto en la descarga; si se construye tal que la



Fig. 2.2.- Vertedor de Cimacio (USBR, Diseño de Presas Pequeñas).

lámina de agua se apoye sobre la superficie de contacto, se tendrán presiones positivas, se formará un remanso y se disminuirá la eficiencia de la descarga. Si por el contrario se construye tal que la lámina se separe de la superficie de contacto, se crearán presiones negativas que aumentarán la carga hidráulica efectiva y se aumentará la descarga.

La sección de cimacio es muy eficiente, es por esto que es la que se usa en la mayor parte de las crestas de control de los vertedores de demasías.

### II.3.- VERTEDOR EN CANAL LATERAL

Los vertedores en canales laterales (fig. 2.3) son aquellos en los que el vertedor de control se coloca a lo largo del costado y aproximadamente paralelo a la porción superior del canal de descarga del vertedor. Generalmente la cresta vertedora es recta, pero hay ocasiones en que se hace curva y otras en que el extremo aguas arriba de la cresta se continúa en una curva pronunciada rodeando el mismo extremo del tanque canal.

El proyecto del canal lateral está supeditado solamente a las condiciones hidráulicas que imperan en el tramo de aguas arriba de la sección de control del canal de descarga, y es hasta cierto punto independiente de los detalles elegidos para los otros componentes del vertedor.

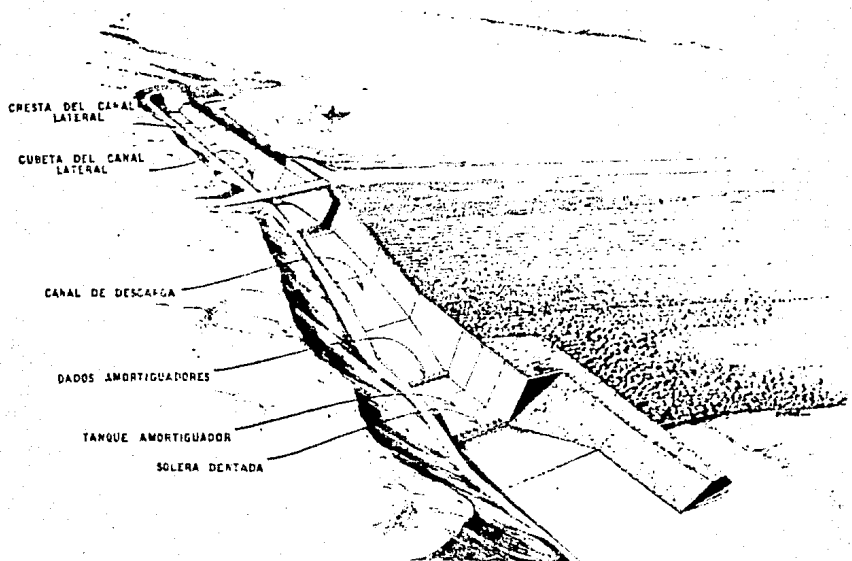


Fig. 2.3.- Vertedor en Canal Lateral (USBR, Diseño de Presas Pequeñas).



Las descargas de los canales laterales pueden conducirse directamente a un canal de descarga abierto, a un conducto cerrado o a un túnel inclinado. Las características de descarga de un vertedor lateral son semejantes a las de vertedores ordinarios, y dependen del perfil elegido para la cresta. El escurrimiento dentro del canal colector debe ser a régimen lento. Para garantizar este régimen, hay que propiciar en el tramo final del colector una sección de control proyectando un estrechamiento en el mismo, o un escalón vertical normal al canal.

El vertedor con canal lateral tiene ventajas cuando se desea una cresta vertedora larga con objeto de limitar la carga hidráulica de la sobrecarga, en general es una obra poco eficiente y de alto costo.

#### II.4.- VERTEDORES DE CONDUCTO Y DE TUNEL

Si la descarga es conducida por un canal cerrado alrededor o por debajo de la presa, se dice que el vertedor de demasías es de conducto o de túnel, según corresponda (ver fig. del vertedor de embudo del cap.III). El canal cerrado puede tomar la forma de un tiro vertical o inclinado, de túnel horizontal a través de tierra o roca, o de un conducto construido como corte abierto y cubierto de tierra. Se pueden utilizar la mayor parte de las formas de estructuras de control.

Con la excepción de los que tienen entradas de orificio o de embudo, los vertedores de demasías de túneles y de conductos se proyectan para funcionar parcialmente llenos en toda su longitud.

En los vertedores de demasías de túnel o de conducto cerrado, se debe prever una ventilación abundante para evitar la formación e interrupción de efectos sifónicos que se producirán en parte del túnel o conducto, que tenderían a obstruirlos temporalmente debido a la evacuación de aire producida por pulsaciones del chorro de agua, por el oleaje o por los remansos. Los tubos de ventilación deben colocarse en los puntos críticos a lo largo del túnel o conducto para garantizar la entrada de aire adecuada con la que se evite una circulación inestable del vertedor.

Los vertedores de demasías de túnel pueden tener ventajas en los emplazamientos de los cañones angostos, con laderas escarpadas, o en lugares donde existen peligros para los canales abiertos por aludes o derrumbes de roca. Los de conducto cerrado pueden resultar convenientes en los emplazamientos situados en valles amplios, en los que las laderas suben gradualmente y quedan a distancia considerable del cauce de la corriente. El uso de un conducto cerrado permite localizar el vertedor de demasías debajo de la presa cerca del cauce.

Por ser el tema de esta Tesis, los vertedores de embudo se discutirán ampliamente en los siguientes capítulos.

## II.5.- VERTEDORES DE ALCANTARILLA

Estos tipos de vertedores son adaptaciones especiales de los vertedores de túnel o de los de embudo. Se distinguen de estos en que la abertura de su entrada está colocada verticalmente o inclinada aguas arriba o aguas abajo, y su rasante es uniforme o casi uniforme y de cualquier pendiente. Es conveniente que el conducto funcione parcialmente lleno para todas las condiciones de la descarga, tomando precauciones especiales para evitar que el conducto funcione lleno. Si se quiere que funcione lleno, se tiene que adaptar la entrada para facilitar la transición y evitar que se formen vórtices que interfieran con el funcionamiento.

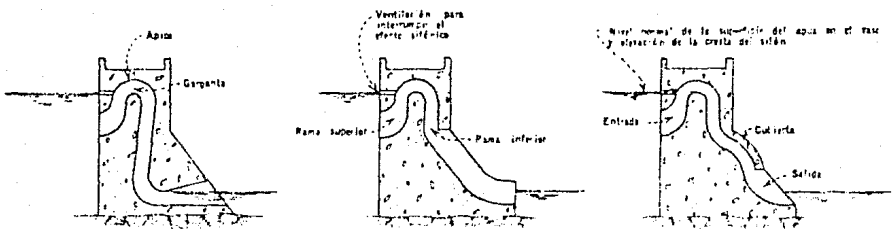
De acuerdo a como esté funcionando, el vertedor de alcantarilla será similar a uno de canal abierto, a uno de embudo, a uno con canal de descarga controlado por un orificio, o a uno de sifón.

Si un vertedor de alcantarilla colocado con pendiente fuerte funciona lleno, prevalecen presiones negativas que si son grandes pueden provocar cavitación en la superficie del conducto. También se recomienda que este tipo de vertedor no se utilice en caídas hidráulicas que excedan de 8 metros. Al igual que en los vertedores de embudo, una de las grandes desventajas en este tipo de estructuras, es que su capacidad no aumenta mucho con el aumento de la carga hidráulica.

## II.6.- VERTEDORES DE SIFON

Los vertedores de demasías de sifon (fig. 2.4) son sistemas de conductos cerrados con la forma de una "U" invertida, colocada en posición tal que el interior de la curva del pasaje superior tenga la altura del nivel normal de almacenamiento en el vaso. La entrada del sifón casi siempre se encuentra sumergida, mientras que la salida puede o no estar ahogada. El conducto no es de sección constante y tanto a la entrada como a la salida, por lo general, tiene forma abocinada.

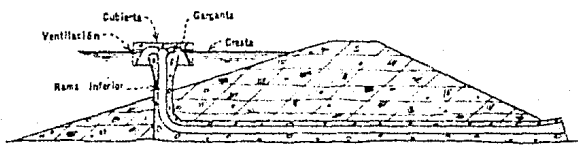
Las descargas iniciales del vertedor, al subir el nivel del vaso arriba de lo normal, tienen un funcionamiento semejante al de un vertedor. El funcionamiento como sifón tiene lugar después de que se ha agotado el aire en la cámara que se forma sobre la cresta. La corriente continua se sostiene por el efecto de succión debido al agua de la rama inferior del sifón. Es necesario instalar una ventilación para interrumpir el efecto sifónico del vertedor, para que deje de funcionar cuando el nivel del agua de la superficie baje al nivel normal. De otra manera, el sifón continuaría operando hasta que el aire pasara por la entrada. Es necesario colocar la entrada abajo del nivel normal de la superficie del agua para evitar la intromisión de basuras y escombros, así como para evitar la formación de vórtices que por la inclusión de aire pudieran romper la acción sifónica. A causa de las presiones negativas con que trabaja el sifón, el conducto



(A) RAMA INFERIOR APROXIMADAMENTE VERTICAL CON SALIDA DIVERGENTE

(B) SALIDA SIN CONTROL

(C) RAMA INFERIOR INCLINADA CON SALIDA SIN CONTROL



(D) SIFON DE POZO

Fig. 2.4.- Vertedor en Sifón (USBR, Diseño de Presas Pequeñas).

tiene que ser lo suficientemente rígido para resistir las fuerzas de colapso.

La caída total del sifón deberá limitarse a 6 metros para evitar que las presiones absolutas dentro del conducto se aproximen a las de cavitación o colapso.

## II.7.- VERTEDORES DE ABANICO

El vertedor de abanico (figs. 2.5 y 2.6) es una estructura constituida por un cimacio en curva cóncava con relación a la dirección media del escurrimiento y viendo en el sentido del mismo, el cual descarga a un tanque de una geometría tal que propicia un resalto al pie del cimacio. El nombre viene de que esta estructura asemeja la forma de un abanico. En el extremo del tanque se tiene una sección de control, después de la cual, a través de una transición en donde se va acelerando el escurrimiento, se llega a un canal de sección constante con régimen rápido. Antes del cimacio se tiene un canal de acceso que obliga a que el escurrimiento sea normal al eje de la cresta vertedora y por esto convergente. Su diseño tiene por finalidad reducir el costo de la estructura si se toma en cuenta su longitud de cresta.

Existe una variante de este vertedor y es el llamado vertedor en medio abanico, simplemente es como si un vertedor de abanico se partiera en dos por la línea de corriente media. En la realidad se ha utilizado poco, pero las experiencias en modelos indican que su

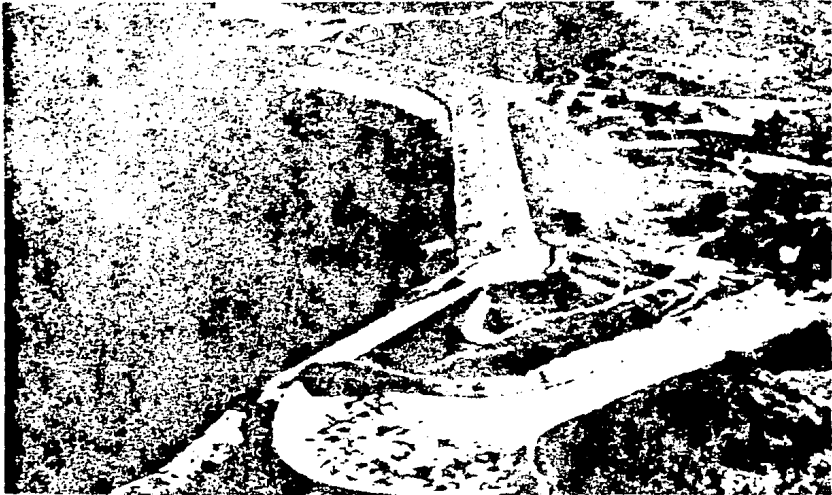


Fig. 2.5.- Vertedor de Abanico (CFE, Manual de Diseño de Obras Civiles)

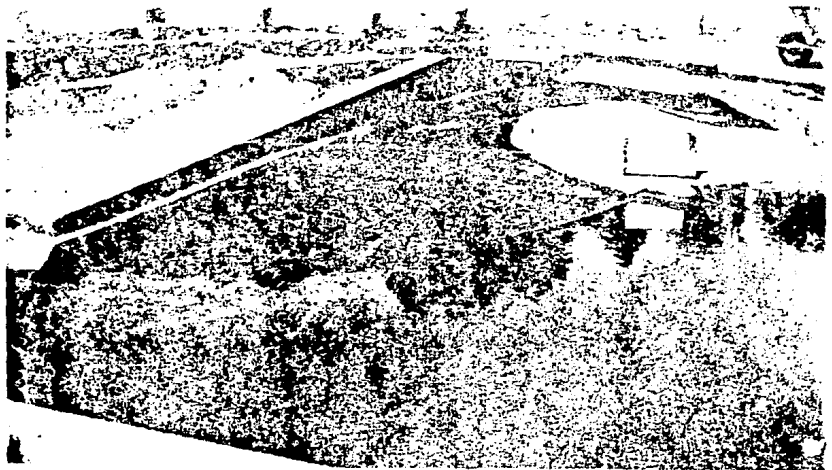


Fig. 2.6.- Vertedor en Medio Abanico (CFE, Manual de Diseño de Obras Civiles).

funcionamiento es bueno, y en general son más económicos que los vertedores en canal lateral.

## II.8.- VERTEADOR CON CANAL DE DESCARGA

Los vertedores cuya descarga se conduce del vaso al nivel del río aguas abajo por un canal abierto, colocado a lo largo de la ladera del emplazamiento de la presa son conocidos como vertedor de canal de descarga, de canal abierto, o de cubeta (fig. 2.7). Estos nombres no toman en cuenta a la estructura de control, es decir que aunque el vertedor sea controlado por un orificio con compuertas, por algún vertedor lateral, o por alguna otra estructura de control, pueden ser llamados vertedor de demasías con canal de descarga. Sin embargo el nombre se aplica con mayor frecuencia cuando el control del vertedor se coloca normal o casi normal al eje de un canal abierto y donde las líneas de corriente, tanto arriba como abajo de la cresta de control, se mueven en la dirección del eje.

Los factores que influyen en la selección de los vertedores con canales de descarga son: lo sencillo de su proyecto y construcción, su adaptabilidad a casi cualquier condición de cimentación y a la economía.

Este tipo de vertedor ordinariamente consta de un canal de entrada, de una estructura de control, un canal de descarga, una estructura terminal y un canal de salida. Para que el funcionamiento hidráulico sea bueno, deberán evitarse los cambios bruscos en



dirección vertical y las curvas bruscas cóncavas o convexas en el perfil del canal de descarga.



Fig. 2.7.- Vertedor en Canal de Descarga  
(USBR, Diseño de Presas Pequeñas).

### III.- VERTEDOR DE EMBUDO

#### III.1.- GENERALIDADES

Un vertedor de embudo (fig. 3.0) es aquel en el que el agua entra sobre un bordo en posición horizontal, cae en un tiro vertical o inclinado y posteriormente corre al cauce del río de aguas abajo por un entubamiento horizontal.

Esta estructura consta principalmente de cinco elementos: una cresta ancha vertedora, transición, lumbrera vertical o inclinada, codo y túnel de descarga.

A este tipo de vertedores también se les conoce como vertedores de pozo o de bocina.

En este tipo de vertedores, el control va cambiando conforme varía la carga hidráulica. Estos vertedores se pueden usar con ventajas en presas alojadas en cañones muy estrechos, o en los que las laderas son muy inclinadas, o donde se dispone de un túnel de derivación o de un entubamiento, este se utilizaría como ramal de aguas abajo.

El vertedor de embudo tiene otra característica que puede ser considerada como ventaja y desventaja a la vez; esta es que la máxima capacidad de descarga se alcanza con cargas relativamente pequeñas, esto hace que esta estructura sea ideal para usarse cuando el gasto está limitado; la desventaja es que si se presenta una carga mayor a la de proyecto, la capacidad no aumenta considerablemente.

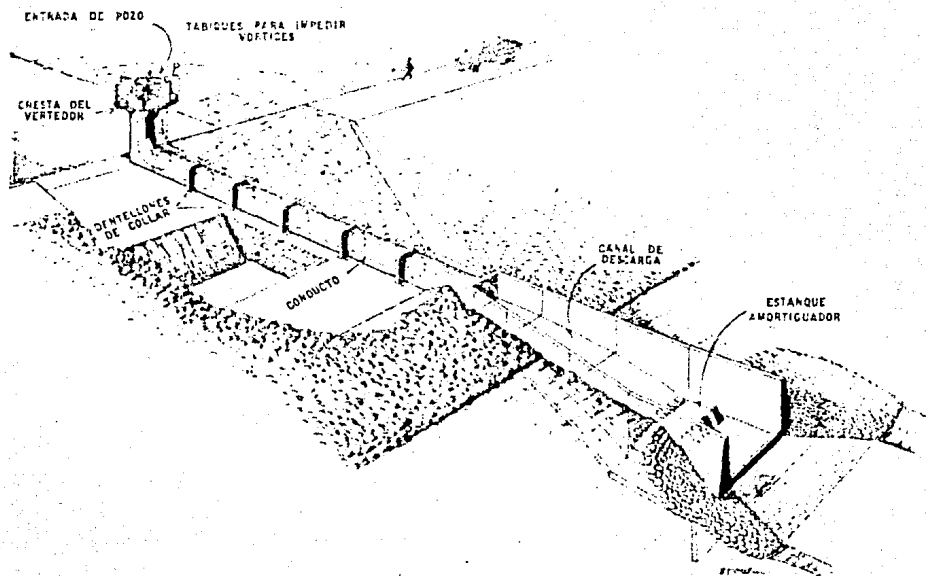
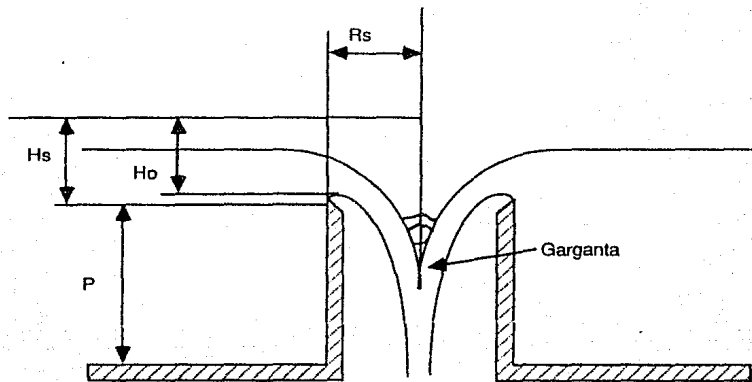


Fig. 3.0.- Vertedor de Embudo (USBR, Diseño de Presas Pequeñas).

Ahora bien, si el vertedor se utiliza como vertedor de servicio, en combinación con un vertedor auxiliar o de emergencia, esta característica ya no sería tan limitante.

En el vertedor de embudo, como ya se ha mencionado, va cambiando el control; al principio el control será en la cresta, posteriormente tendrá un control de orificio y finalmente tendrá control de tubo.

La siguiente figura presenta un croquis en el que se define la nomenclatura que será utilizada a lo largo de este trabajo.

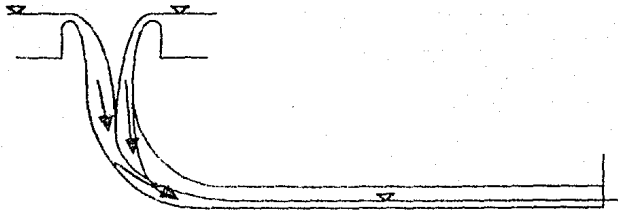


Nota.-  $H$  y  $H_e$  se referirán a cualquier carga.

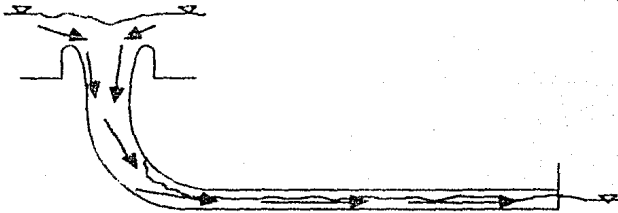
Croquis de Definición

En la figura 3.1 se muestran las condiciones típicas de escurrimiento y de descarga. Como se ilustra en la curva de gastos (fig. 3.2), el control en la cresta prevalecerá para cargas entre las ordenadas "a" y "g", el control en la garganta gobernará para cargas entre "g" y "h", y el conducto del vertedor circulará lleno con cargas superiores a la de la ordenada "h".

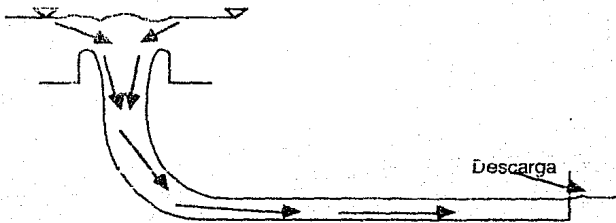
Las características de circulación del vertedor de embudo variarán de acuerdo a la proporción de los tamaños de los diferentes elementos que lo componen. Si el diámetro de la cresta cambiara, la curva "ab" en la figura 3.1 se alteraría de tal manera que la ordenada "g" en la curva "cd" quedaría más alta o más baja. Si se tiene una cresta de mayor diámetro, se pueden descargar volúmenes mayores sobre el vertedor con cargas menores y la transición se llenará y el control del conducto se obtendrá con cargas menores sobre la cresta. De manera semejante, si se altera el tamaño de la garganta del tubo, la curva "cd" cambiará de posición, indicando las cargas arriba de las cuales prevalecerá el control del conducto. Si la transición se hace del tamaño con el que la curva "cd" se mueva hasta que coincida o quede a la derecha del punto "j", el control se desviará directamente de la cresta al extremo de aguas abajo del conducto.



Condición 1.- Control de Cresta



Condición 2.- Control de Tubo o de Orificio



Condición 3.- Circulación a Tubo Lleno

Fig.3.1.- Condiciones Típicas de Escurrimiento

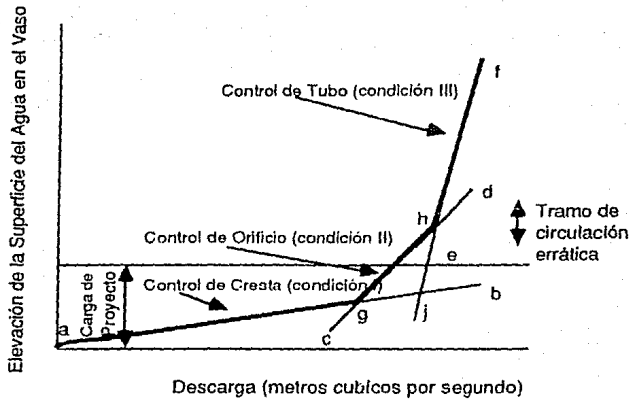


Fig. 3.2.- Curva de Gastos Típica en un Vertedor de Embudo

### III.2.- FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LAS CRESTAS DE CIMACIO

#### III.2.1.- Sección Transversal

La forma ideal de una sección de control para obtener descargas óptimas, es aquella que se aproxima a la de la superficie inferior de la lámina vertiente. Hay varios factores que influyen en la forma de esta sección, como son la carga y la inclinación del paramento de aguas arriba.

En los años 40's, se estudiaron ampliamente las formas de las crestas vertedoras. La figura 3.3 muestra la manera en las que se definen dichas crestas. Todo se relaciona con los ejes que pasan por la cima de la cresta, y la forma se va dando como una sucesión de curvas diferentes. La porción que queda aguas arriba del origen se

define como una curva simple y una tangente, o como una curva circular compuesta. La porción de aguas abajo está definida por la ecuación:

$$\frac{y}{H_0} = -k \left( \frac{x}{H_0} \right)^n$$

en la que "k" y "n" son constantes que dependen de la inclinación del paramento de aguas arriba y de la velocidad de llegada.

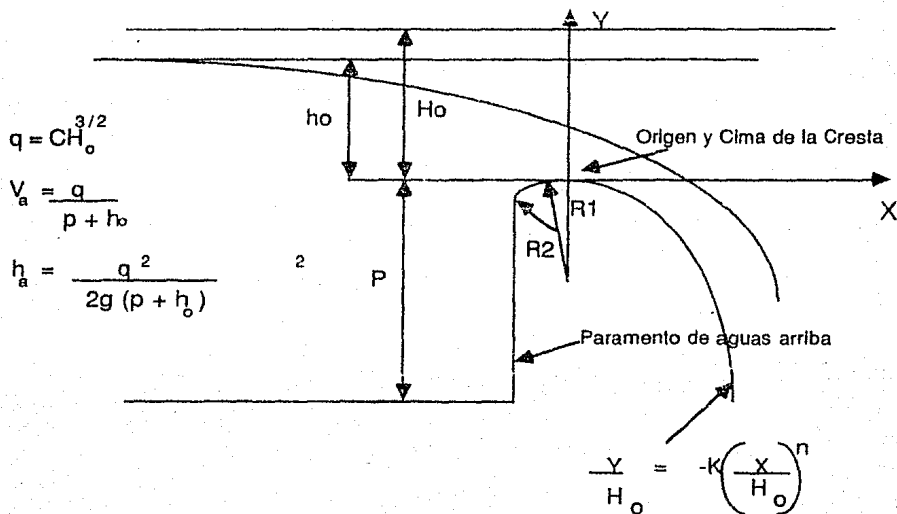


Fig. 3.3.- Elementos de las Secciones de la Cresta



### III.2.2.- Descarga y Coeficiente de Descarga

La descarga sobre una cresta de cimacio se obtiene por medio de la fórmula:

$$Q = CLH_c^{3/2}$$

donde:

Q = descarga

C = coeficiente de descarga variable

L = longitud efectiva de la cresta

H<sub>c</sub> = carga total sobre la cresta

Existen varios factores que influyen en el coeficiente de descarga, como lo son:

- 1.- la profundidad de llegada
- 2.- la relación de la forma real de la cresta a la ideal
- 3.- inclinación del paramento de aguas arriba e
- 4.- interferencia de la corriente de aguas abajo

En los vertedores de cresta que son "altos", la velocidad de llegada es pequeña y la superficie inferior de la lámina que vierte sobre el vertedor alcanza su máxima contracción vertical. Si la profundidad de llegada disminuye, la velocidad aumenta y la contracción vertical disminuye. Cuando la altura del vertedor es cero,

la contracción se suprime por completo y el vertedor se convierte en un canal o en un vertedor de cresta ancha, para los cuales el coeficiente de descarga vale  $1.705 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ . La figura 3.4 muestra los coeficientes de descarga en función de la relación que hay entre la profundidad de llegada y la carga total. Esta figura sólo es válida cuando la sección de la cresta de cimacio sigue la forma ideal de la lámina vertiente.

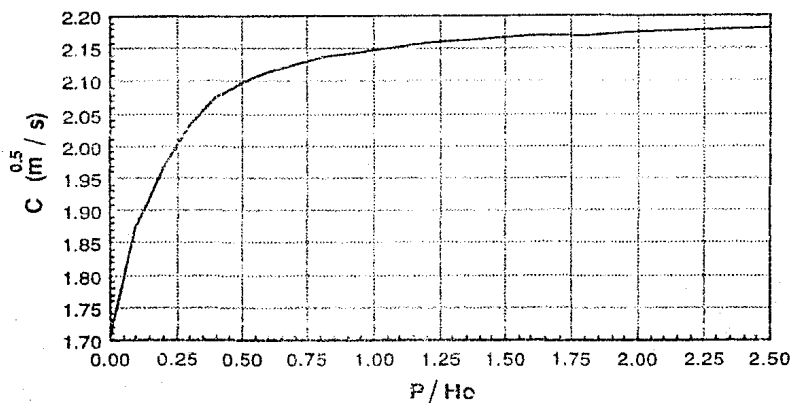


Fig.3.4.- Coeficientes de Descarga para Crestas de Cimacio en Pared Vertical (USBR, Diseño de Presas Pequeñas)

Si la forma de la cresta de cimacio es diferente a la ideal, o cuando se ha diseñado para alguna otra carga, el coeficiente de descarga diferirá del mostrado en la figura 3.4. La figura 3.5 muestra como varía el coeficiente de descarga de acuerdo a la carga real que se esté presentando.

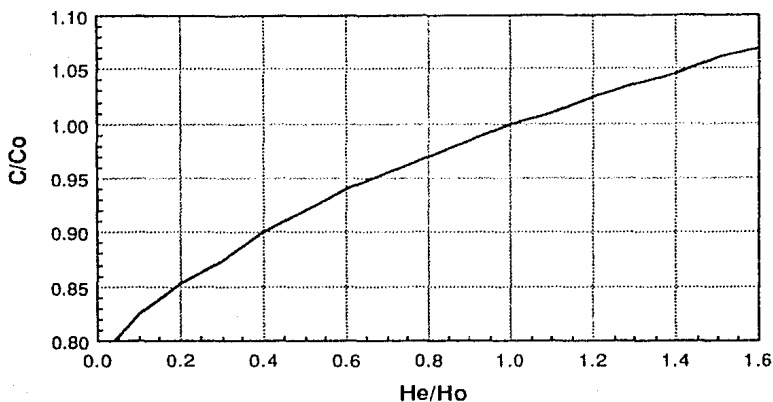


Fig. 3.5.- Coeficientes de Descarga para Cargas Diferentes a las de Proyecto (USBR, Diseño de Presas Pequeñas)

Si el valor de la relación entre la profundidad de llegada y la carga sobre la cresta es pequeña, la inclinación del paramento de aguas arriba antes de la cresta produce un aumento en el coeficiente de descarga. Si el valor de la relación es grande (mayor de 0.9 en algunos casos) el efecto es disminuir el coeficiente.

Si el nivel del agua abajo del vertedor es lo suficientemente alto como para afectar la descarga, se dice que el vertedor es ahogado. El flujo en el vertedor puede tomar cinco aspectos diferentes, dependiendo de la altura del agua abajo del vertedor:

- 1) Continuar con régimen supercrítico.

- 2) Puede ocurrir un salto hidráulico parcial o incompleto inmediatamente aguas abajo de la cresta.
- 3) Puede ocurrir un verdadero salto hidráulico.
- 4) Puede ocurrir un salto ahogado en el que el chorro de alta velocidad siga la forma de la lámina vertiente y luego continúe siguiendo una trayectoria errática y fluctuante debajo y a través del agua que se mueve más despacio.
- 5) No se forma salto, la lámina se separa del paramento del vertedor y sigue a lo largo de la superficie una corta distancia para posteriormente mezclarse con el agua que se mueve lentamente debajo.

### III.3.- DESCARGA DE LA CRESTA

Como ya se mencionó, para cargas pequeñas la circulación en un vertedor de embudo está gobernada por las características de la descarga de la cresta. La transición vertical que está posterior a la cresta, circulará parcialmente llena y el agua tendrá la tendencia a concentrarse en los costados del embudo. La lámina vertiente tiene una forma anular. Al ir aumentando la descarga sobre la cresta, este "anillo" de agua se irá engrosando y eventualmente convergirá hasta formar una columna llena. El punto en el que la lámina anular se une para formar la columna llena recibe el nombre de garganta. Después de que se forma esta columna, se produce una "protuberancia" que ocupa la región que queda arriba de la garganta. Si se sigue

aumentando la descarga, tanto la garganta como la "protuberancia" subirán progresivamente hasta formar una pequeña depresión y un remolino 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. Es importante atenuar la formación de vórtices para poder mantener una circulación convergente dentro del embudo, muchas veces se instalan guías que cumplen con este proposito.

Si la sección de la cresta y la transición se ajustan a la forma de la superficie inferior de la lámina vertiente que pase sobre un vertedor de cresta circular, las características de la descarga sobre la cresta y por la transición se pueden expresar por la fórmula mencionada en la sección III.2.2:

$$Q = CLH^{3/2}$$

en donde "H" es la carga medida ya sea en el vértice de la superficie inferior, en el arranque del vertedor de cresta circular o en cualquier punto establecido en la lámina vertiente. De manera semejante, la elección de la longitud "L" está relacionada a la medida en algún punto específico, como la longitud del círculo en el vértice, a lo largo de la periferia en el paramento de aguas arriba de la cresta, o a lo largo de alguna línea de referencia que se elija. El valor de "C"

cambiará con las diferentes definiciones de "L" y de "H". La práctica común es la de tomar "L" en la periferia exterior de la cresta del vertedor, ahora bien, si la carga se mide al vértice de la sección, la ecuación del gasto puede escribirse como:

$$Q = C_0(2\pi R_s)H_s^{3/2}$$

Resulta aparente que el coeficiente de descarga para una cresta circular difiere del de una cresta recta, debido a los efectos de la sumersión y de la contrapresión por la convergencia de las corrientes. Así  $C_0$  debe relacionarse tanto a  $H_s$  como a  $R_s$ , y puede expresarse en función de  $H_s/R_s$ . Las relaciones para  $C_0$ , según se han determinado por modelos experimentales, para diferentes valores de  $H_s/R_s$  para tres condiciones del tirante de llegada se muestran en la figura 3.6. Estos coeficientes sólo son válidos si la sección de la cresta y la forma de la transición se ajustan a la de la corriente que circula sobre un vertedor circular en pared delgada, con la carga  $H_s$ , si tiene ventilación de manera que no existan presiones subatmosféricas a lo largo de la superficie de contacto inferior.

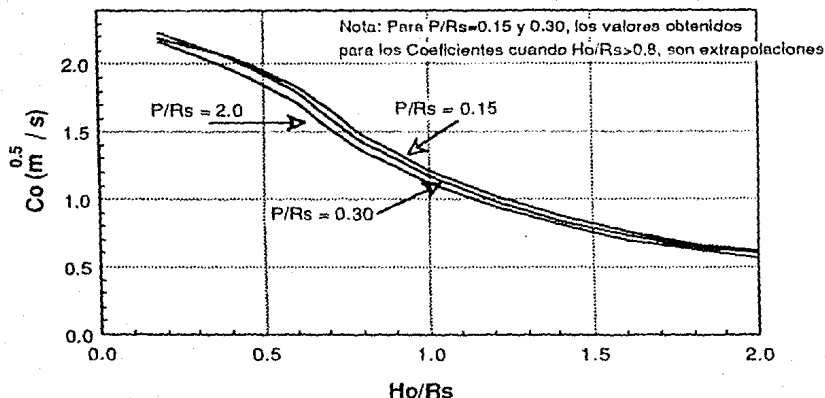


Fig. 3.6.- Relación Entre el Coeficiente de Descarga de una Cresta Circular  $Co$  y  $H_0/R_s$  para Diferentes Tirantes de Llegada (USBR, Diseño de Presas Pequeñas)

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

Es importante notar 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 en el caso de un vertedor recto sucede lo contrario. 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 superior 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.

Existe una curva que indica el valor del coeficiente de descarga para casos en que la carga sea diferente a la de diseño, pero esta gráfica está limitada para el caso en que la relación  $H_s/R_s$  de diseño sea de 0.3, y se sugiere que no se utilice cuando las condiciones  $H_e/R_s$  excedan de 0.4 (en donde  $H_e$  sería la carga utilizada), la figura 3.7 muestra esta gráfica.



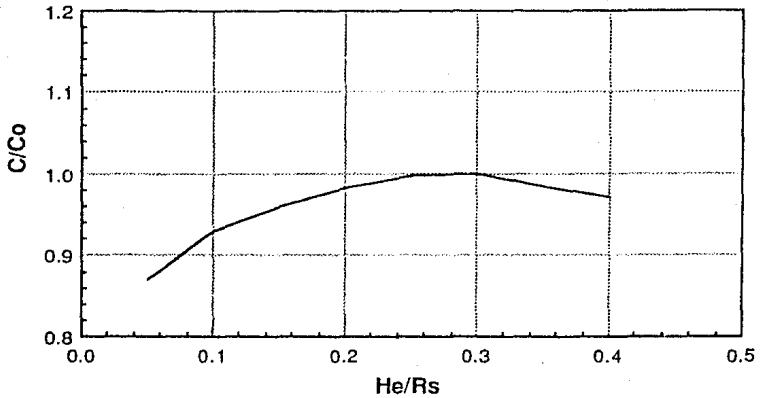


Fig. 3.7.- Coeficiente de Descarga para Cresta Circular para Cargas Diferentes a las de Proyecto (USBR, Diseño de Presas Pequeñas)

#### III.4.- SECCIONES DE LA CRESTA

Wagner (1956) publicó 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  $P/R_s$  y  $H_s/R_s$ , los datos se obtuvieron en pruebas experimentales hechas por el Bureau of Reclamation. Es importante recalcar, que el valor que se necesita es el de  $H_s$  y no el de  $H_o$ , la figura 3.8 muestra la relación entre estos dos diferentes valores, y las tablas 1,2,3,4,5 y 6 muestran los valores de las coordenadas en función de las relaciones  $X/H_s$  y  $Y/H_s$ .

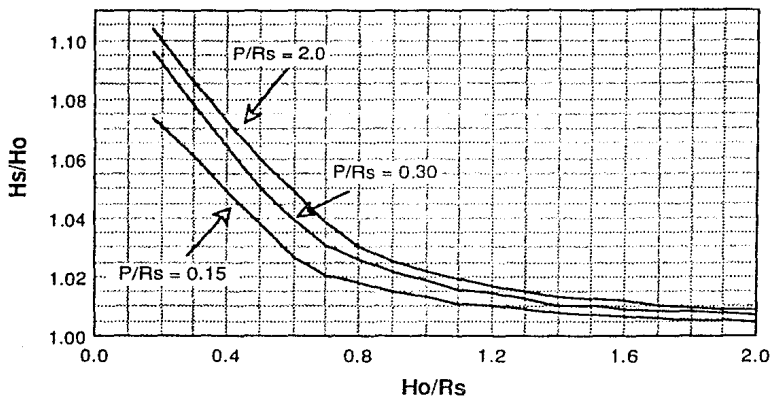


Fig.3.8.- Relaciones entre  $H_s/H_o$  a  $H_o/R_s$  para Vertedores Circulares (USBR, Diseño de Presas Pequeñas)

En la figura 3.9 se muestran las formas típicas de la superficie inferior de la lámina vertiente para diferentes valores de  $H_s$ , para un valor dado de  $R_s$ , estos resultados corresponden a medidas reales que obtuvo Wagner en el laboratorio. Como se mencionó en la sección anterior, hay contraste con el vertedor recto, en este la lámina vertiente se aleja más de la cresta al aumentar la carga. En el vertedor de embudo, el perfil de la superficie inferior se aleja más solamente en la región del punto más elevado en su recorrido, y solo para valores de  $H_s/R_s$  hasta de 0.5 aproximadamente. Las secciones van disminuyendo de contracción para valores mayores de  $H_s/R_s$ .

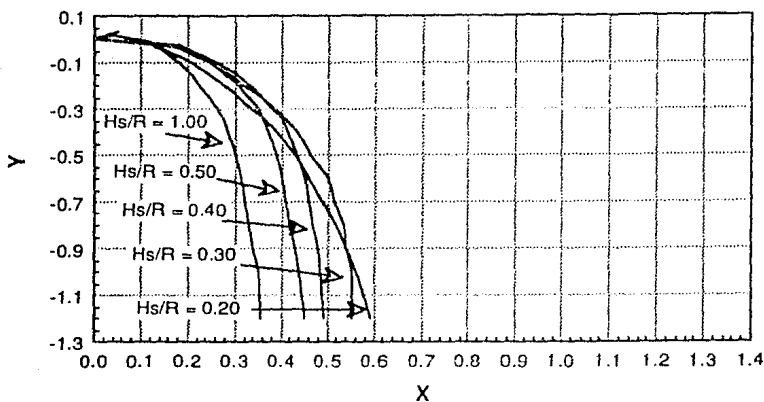


Fig. 3.9.- Coordenadas Experimentales Obtenidas por Wagner (1956) para la Lámina Inferior

Abajo del punto más elevado de la sección, las curvas se cruzan y los perfiles para cargas mayores caen dentro de los que corresponden a cargas menores, de tal manera que si la sección de la cresta se proyecta para cargas en las que  $H_s/R_s$  excede de entre 0.25 y 0.30, parece que se producen presiones negativas a lo largo de una porción de la sección cuando las cargas son menores que las máximas de proyecto. Es necesario evitar las presiones negativas a lo largo de la sección de la cresta, y la forma de ésta debe elegirse de tal manera que dé apoyo a la lámina vertedora para relaciones  $H_c/R_s$  más pequeñas. Wagner realizó varias pruebas considerando presiones negativas, y en su artículo original publicó las coordenadas tanto de la lámina inferior como de la superior, considerando dichas presiones.

Posteriormente se construyó una gráfica en la que se relacionan la carga efectiva y el radio para poder trabajar nada más con una tabla para las coordenadas. La figura 3.10 muestra el aumento aproximado necesario en el radio para disminuir al mínimo las presiones negativas sobre la cresta. La forma de la cresta cuando se le aumenta el radio se basará entonces en una relación  $H'_s/R'_s$  de 0.3.

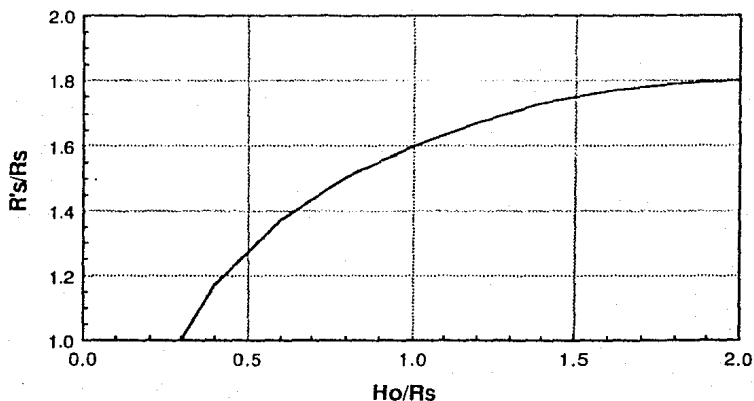


Fig. 3.10.- Aumento Necesario del Radio de la Cresta Circular para Disminuir la Presión Negativa Sobre la Misma (USBR, Diseño de Presas Pequeñas)

### III.5.- PROYECTO DE LA TRANSICION

Si se desprecian las pérdidas por rozamientos y otras causas, y se acepta que la ecuación de continuidad es válida, es posible determinar el diámetro de un chorro que sale de un orificio horizontal. En un chorro circular el área es igual a  $\pi R^2$ . La descarga es igual a:

$$Q = AV = \pi R^2 \sqrt{2gH_a}$$

Despejando a R, obtenemos:

$$R = \frac{Q_a^{1/2}}{3.73 H_a^{1/4}}$$

en donde  $H_a$  es la diferencia entre la superficie del agua y la elevación que se está considerando. Por lo tanto, el diámetro del chorro disminuye indefinidamente con la distancia de la caída vertical.

Ahora bien, si se supone que las pérdidas totales (es decir las pérdidas por rozamiento, contracción del chorro, de velocidad etc.), valen  $0.1H_a$ , la ecuación para determinar el radio necesario aproximado del embudo se puede escribir como:

$$R = 0.275 \frac{Q_a^{1/2}}{H_a^{1/4}}$$

Si consideramos que esta ecuación es para la forma del chorro, su uso para determinar la forma del embudo dará por resultado el tamaño mínimo que tenga la capacidad necesaria para el gasto, sin restricciones y sin producir presiones en las paredes.

La figura 3.11 muestra el perfil típico que se obtiene al aplicar la ecuación anterior, éste está indicado por la línea de puntos y rayas *abc*. Si el perfil del embudo *abc* se amplía arriba de los puntos *b*, como lo marcan las líneas de rayas *db*, la sección en A-A funcionará como control y el embudo arriba de la sección A-A trabajará a presión; abajo de la sección A-A el embudo trabajará lleno, pero no a presión. Si el perfil del embudo *dbc* se modifica más, como lo muestran las líneas llenas *be*, el embudo no trabajará lleno abajo de la sección A-A. La longitud del embudo abajo de la sección A-A no afectará la descarga siempre que la circulación sea ventilada. En este caso la columna líquida abajo de la sección A-A ocupará una área equivalente indicada por las líneas *bc*. Es importante señalar que una vez establecido un perfil *abe* para una carga específica, el control permanecerá en la sección A-A para cualquier carga más elevada, y la circulación arriba de esa sección será a presión. De forma contraria, para cargas pequeñas el punto de control subirá; arriba de ese punto de control el embudo estará a presión; abajo de ese punto el embudo estará parcialmente lleno. Si se adopta el perfil *dbe*, una vez que se alcanza una carga con la que se llene el embudo en el punto *b*, la sección A-A será el punto de control, y prevalecerá la circulación a presión para esa carga y mayores.

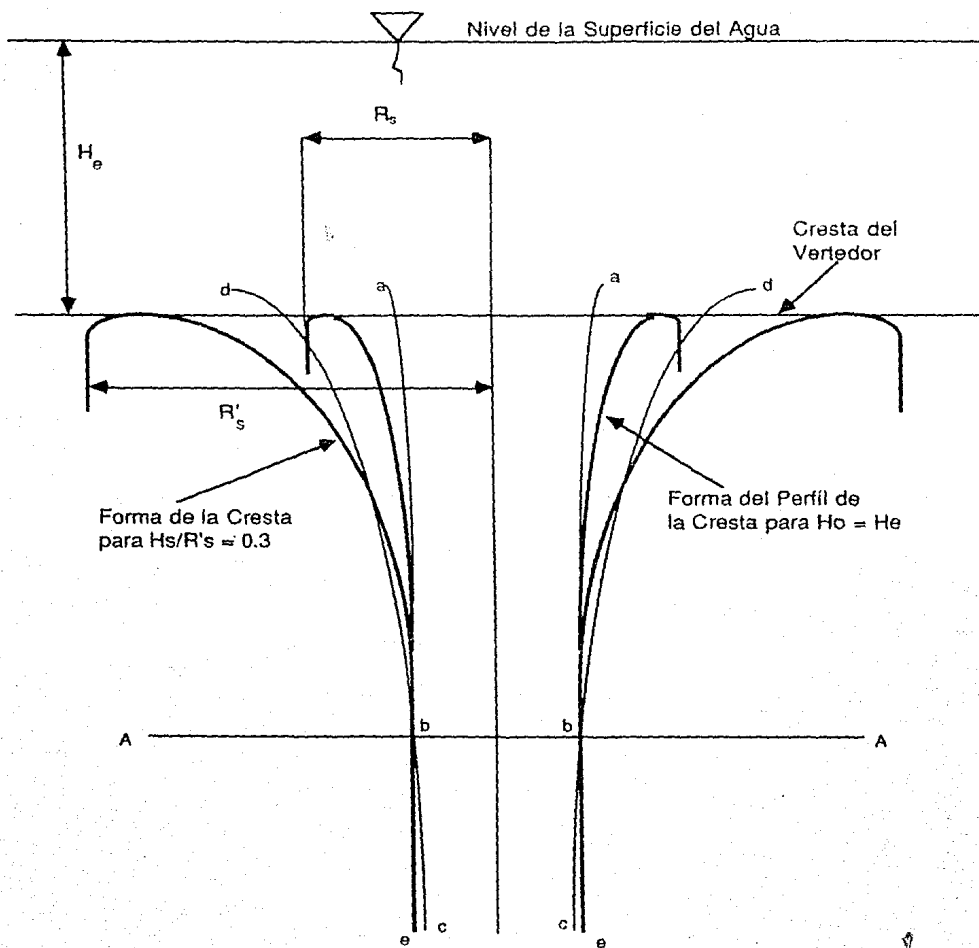


Fig. 3.11.- Comparación de los Perfiles de las Entradas de Pozo para Varias Condiciones de Funcionamiento



### III.6.- PROYECTO DEL CONDUCTO

Si, para un gasto determinado, el conducto de un vertedor de embudo fuera a trabajar lleno abajo de la transición, sin estar a presión, el tamaño necesario del embudo y del tramo de la salida variarán de acuerdo con la carga neta disponible a lo largo de la estructura. Como la pendiente del gradiente hidráulico, el cual está indicado por las pérdidas de carga, es menor que la del conducto, la circulación será acelerada y el conducto debería disminuir de tamaño. Cuando la pendiente del conducto es menor que la pendiente del gradiente hidráulico, la circulación será retardada y el tamaño del conducto aumentaría. Todos los puntos a lo largo del conducto actuarán simultáneamente para controlar el gasto. Cuando se aplican cargas mayores que las consumidas según las dimensiones del conducto, circulará a presión, con el control en el extremo de aguas abajo; cuando las cargas son menores que las utilizadas para determinar el tamaño, el conducto trabajará parcialmente lleno en toda su longitud y el control permanecerá en la transición de aguas arriba.

Es lógico que no es nada práctico tener un conducto de diámetro variable, generalmente el conducto se hace de un tamaño constante desde la transición de la entrada. De esta manera el conducto tendrá un exceso de área desde el punto de control de la transición al extremo de aguas abajo. Si es posible mantener la

presión atmosférica a lo largo de la porción del conducto que trabaja parcialmente lleno, continuará haciéndolo así aun cuando se llene el extremo de aguas abajo. Mayores descargas no alterarán el tramo superior en que el conducto está parcialmente lleno, pero irá aumentando la parte llena con la presión en el extremo de aguas abajo del conducto. Llega un momento en que la condición de tubo lleno retrocede hasta la sección de control de la transición y el conducto trabajará lleno en toda su longitud.

Si el conducto funciona con un tirante tal que el extremo de aguas abajo corra lleno, entonces tanto la entrada como la salida estarán llenas de agua. Para prever el efecto sifónico por la extracción de aire del conducto, es necesario tener un sistema de ventilación adecuado. Si esta ventilación no se efectúa a lo largo de toda la longitud del conducto, será inadecuada pues posiblemente no evitará las presiones negativas a lo largo de alguna porción de su longitud, esto es debido a la posibilidad de que se llene en algún punto por los aumentos bruscos de presión, por oleaje, o por las turbulencias producidas por remolinos. De lo anterior se deduce que si no existe un sistema de ventilación adecuado, la apariencia intermitente de un efecto sifónico se presentará cuando las descargas se aproximen a las máximas. El efecto sifónico va acompañado también de descargas erráticas, impactos y vibraciones, y por oscilaciones en los niveles del agua a la entrada y a la salida del vertedor.

Para evitar todos los problemas que se mencionaron en el párrafo anterior, el tamaño del conducto aguas abajo se elige de manera que nunca trabaje lleno más adelante de la transición de la entrada. Es práctica común elegir el tamaño de tal manera que no funcione a más del 75% de su capacidad en el extremo de aguas abajo (y para la descarga máxima). De esta manera, el aire puede subir por el conducto desde la salida del mismo, evitando de esta manera las presiones negativas.

$H_s/R$	0.00	.010	.020	.025	.030	.035	.040	.045	.050	.060	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00
$X/H_s$	Para la porción de la sección situada arriba de la cresta del vertedor														
$Y/H_s$															
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
.010	.0150	.0145	.0133	.0130	.0128	.0125	.0122	.0119	.0116	.0112	.0104	.0095	.0086	.0077	.0070
.020	.0280	.0265	.0250	.0243	.0236	.0231	.0225	.0220	.0213	.0202	.0180	.0159	.0140	.0115	.0090
.030	.0395	.0365	.0350	.0337	.0327	.0317	.0308	.0299	.0289	.0270	.0231	.0198	.0168	.0126	.0085
.040	.0490	.0460	.0435	.0417	.0403	.0389	.0377	.0363	.0351	.0324	.0268	.0220	.0176	.0117	.0050
.050	.0575	.0535	.0506	.0487	.0471	.0454	.0436	.0420	.0402	.0368	.0292	.0226	.0168	.0092	
.060	.0650	.0605	.0570	.0550	.0531	.0510	.0489	.0470	.0448	.0404	.0305	.0220	.0147	.0053	
.070	.0710	.0665	.0627	.0605	.0584	.0560	.0537	.0514	.0487	.0432	.0308	.0201	.0114	.0001	
.080	.0765	.0710	.0677	.0655	.0630	.0603	.0578	.0550	.0521	.0455	.0301	.0172	.0070		
.090	.0820	.0765	.0722	.0696	.0670	.0640	.0613	.0581	.0549	.0471	.0287	.0135	.0018		
.100	.0860	.0810	.0762	.0734	.0705	.0672	.0642	.0606	.0570	.0482	.0264	.0089			
.120	.0940	.0880	.0826	.0790	.0758	.0720	.0683	.0640	.0596	.0483	.0195				
.140	.1000	.0935	.0872	.0829	.0792	.0750	.0705	.0654	.0599	.0460	.0101				
.160	.1045	.0980	.0905	.0855	.0812	.0765	.0710	.0651	.0585	.0418					
.180	.1080	.1010	.0927	.0872	.0820	.0766	.0705	.0637	.0559	.0361					
.200	.1105	.1025	.0938	.0877	.0819	.0756	.0688	.0611	.0521	.0292					
.250	.1120	.1035	.0926	.0850	.0773	.0683	.0596	.0495	.0380	.0068					
.300	.1105	.1000	.0850	.0764	.0668	.0559	.0446	.0327	.0174						
.350	.1060	.0930	.0750	.0650	.0540	.0410	.0280	.0125							
.400	.0970	.0830	.0620	.0500	.0365	.0220	.0060								
.450	.0845	.0700	.0450	.0310	.0170	.000									
.500	.0700	.0520	.0250	.0100											
.550	.0520	.0320	.0020												
.600	.0320	.0080													
.650	.0090														

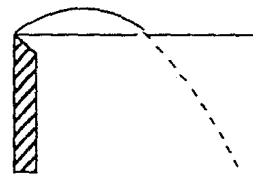


Tabla 1.- Coordenadas de la Superficie Inferior de la Lámina Vertiente para Diferentes Valores de  $H_s/R$  con  $P/R = 2$  (con velocidad de aproximación despreciable y lámina ventilada, USBR Diseño de Presas Pequeñas)

$H_s/R$	0.00	.010	.020	.025	.030	.035	.040	.045	.050	.060	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00	
$Y/H_s$	Para la porción situada abajo de la cresta del vertedor															
$X/H_s$	0.000	0.668	0.615	0.554	0.520	0.487	0.450	0.413	0.376	0.334	0.262	0.158	0.116	0.093	0.070	0.048
-0.20	.705	.652	.592	.560	.526	.488	.452	.414	.369	.293	.185	.145	.120	.096	.074	.051
-0.40	.742	.688	.627	.596	.563	.524	.487	.448	.400	.320	.212	.165	.140	.115	.081	.058
-0.60	.777	.720	.660	.630	.596	.557	.519	.478	.428	.342	.232	.182	.155	.129	.100	.076
-0.80	.808	.752	.696	.662	.628	.589	.549	.506	.454	.363	.250	.197	.169	.140	.111	.084
-1.00	.838	.784	.722	.692	.657	.618	.577	.532	.478	.381	.266	.210	.180	.150	.111	.084
-1.50	.913	.857	.793	.762	.725	.686	.641	.589	.531	.423	.299	.238	.204	.170	.133	.100
-2.00	.978	.925	.860	.826	.790	.745	.698	.640	.575	.459	.326	.260	.224	.184	.144	.107
-2.50	1.040	.985	.919	.883	.847	.801	.750	.683	.613	.490	.348	.280	.239	.195	.151	.110
-3.00	1.100	1.043	.976	.941	.900	.852	.797	.722	.648	.518	.368	.296	.251	.206	.160	.119
-4.00	1.207	1.150	1.079	1.041	1.000	.944	.880	.791	.706	.562	.400	.322	.271	.220	.161	.120
-5.00	1.308	1.246	1.172	1.131	1.087	1.027	.951	.849	.753	.598	.427	.342	.287	.232	.173	.131
-6.00	1.397	1.335	1.260	1.215	1.167	1.102	1.012	.898	.793	.627	.449	.359	.300	.240	.179	.137
-8.00	1.563	1.500	1.422	1.369	1.312	1.231	1.112	.974	.854	.673	.482	.384	.320	.253	.184	.142
-1.00	1.713	1.646	1.564	1.508	1.440	1.337	1.189	1.030	.899	.710	.508	.402	.332	.260	.181	.139
-1.20	1.846	1.780	1.691	1.635	1.553	1.422	1.248	1.074	.933	.739	.528	.417	.340	.266	.187	.145
-1.40	1.970	1.903	1.808	1.748	1.653	1.492	1.293	1.108	.963	.760	.542	.423	.344	.266	.187	.145
-1.60	2.085	2.020	1.918	1.855	1.742	1.548	1.330	1.133	.988	.780	.553	.430	.344	.266	.187	.145
-1.80	2.196	2.130	2.024	1.957	1.821	1.591	1.358	1.158	1.008	.797	.563	.433	.344	.266	.187	.145
-2.00	2.302	2.234	2.126	2.053	1.891	1.630	1.381	1.180	1.025	.810	.572	.433	.344	.266	.187	.145
-2.50	2.557	2.475	2.354	2.266	2.027	1.701	1.430	1.221	1.059	.838	.588	.433	.344	.266	.187	.145
-3.00	2.778	2.700	2.559	2.428	2.119	1.748	1.468	1.252	1.086	.853	.588	.433	.344	.266	.187	.145
-3.50	-----	2.916	2.749	2.541	2.171	1.777	1.489	1.267	1.102	.853	.588	.433	.344	.266	.187	.145
-4.00	-----	3.114	2.914	2.620	2.201	1.796	1.503	1.280	1.102	.853	.588	.433	.344	.266	.187	.145
-4.50	-----	3.306	3.053	2.682	2.220	1.806	1.509	1.280	1.102	.853	.588	.433	.344	.266	.187	.145
-5.00	-----	3.488	3.178	2.734	2.227	1.811	1.509	1.280	1.102	.853	.588	.433	.344	.266	.187	.145
-5.50	-----	3.653	3.294	2.779	2.229	1.811	1.509	1.280	1.102	.853	.588	.433	.344	.266	.187	.145
-6.00	-----	3.820	3.405	2.812	2.232	1.811	1.509	1.280	1.102	.853	.588	.433	.344	.266	.187	.145

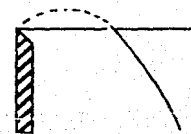


Tabla 2.- Coordenadas de la Superficie Inferior de la Lámina Vertiente para Diferentes Valores de  $H_s/R_s$  cuando  $P/R = 2$  (con velocidad de aproximación despreciable y lámina ventilada, USBR Disco de Presas Pequeñas)

$H_s/R$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$X/H_s$	$Y/H_s$	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
.010	.0130	.0130	.0130	.0125	.0120	.0120	.0115	.0110	.0100
.020	.0245	.0242	.0240	.0235	.0225	.0210	.0195	.0180	.0170
.030	.0340	.0335	.0330	.0320	.0300	.0290	.0270	.0240	.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	.0350	.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	.0380	.0130
.140	.0840	.0790	.0735	.0670	.0615	.0560	.0515	.0355	.0020
.160	.0870	.0810	.0750	.0675	.0610	.0550	.0500	.0310	
.180	.0855	.0820	.0755	.0675	.0600	.0535	.0475	.0250	
.200	.0885	.0820	.0745	.0660	.0575	.0505	.0435	.0180	
.250	.0855	.0765	.0685	.0590	.0480	.0390	.0270		
.300	.0780	.0670	.0580	.0460	.0340	.0220	.0050		
.350	.0660	.0540	.0425	.0295	.0150				
.400	.0495	.0370	.0240	.0100					
.450	.0300	.0170	.0025						
.500	.0090	-.0060							
.550									

Tabla 3.- Coordenadas de la Superficie Inferior de la Lámina Vertiente para Diferentes Valores de  $H_s/R$  cuando  $P/R = 0.30$  (USB, Diseño de Presas Pequeñas)

$H_s/R$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$Y/H_s$	$X/H_s$	Para la porción de la sección situada abajo de la cresta del vertedor							
-0.000	0.519	0.488	0.455	0.422	0.384	0.349	0.310	0.238	0.144
-0.020	.560	.528	.495	.462	.423	.387	.345	.272	.174
-0.040	.598	.566	.532	.498	.458	.420	.376	.300	.198
-0.060	.632	.601	.567	.532	.491	.451	.406	.324	.220
-0.080	.664	.634	.600	.564	.522	.480	.432	.348	.238
-0.100	.693	.664	.631	.594	.552	.508	.456	.368	.254
-0.150	.760	.734	.701	.661	.618	.569	.510	.412	.290
-2.00	.831	.799	.763	.723	.677	.622	.558	.451	.317
-2.50	.893	.860	.826	.781	.729	.667	.599	.483	.341
-3.00	.953	.918	.880	.832	.779	.708	.634	.510	.362
-4.00	1.060	1.024	.981	.932	.867	.780	.692	.556	.396
-5.00	1.156	1.119	1.072	1.020	.938	.841	.745	.595	.424
-6.00	1.242	1.203	1.153	1.098	1.000	.891	.780	.627	.446
-8.00	1.403	1.359	1.301	1.227	1.101	.970	.845	.672	.478
-1.000	1.549	1.498	1.430	1.333	1.180	1.028	.892	.707	.504
-1.200	1.680	1.622	1.543	1.419	1.240	1.070	.930	.733	.524
-1.400	1.800	1.739	1.647	1.489	1.287	1.106	.959	.757	.540
-1.600	1.912	1.849	1.740	1.546	1.323	1.131	.983	.778	.551
-1.800	2.018	1.951	1.821	1.590	1.353	1.155	1.005	.797	.560
-2.000	2.120	2.049	1.892	1.627	1.380	1.175	1.022	.810	.569
-2.500	2.351	2.261	2.027	1.697	1.428	1.218	1.059	.837	
-3.000	2.557	2.423	2.113	1.747	1.464	1.247	1.081	.852	
-3.500	2.748	2.536	2.167	1.778	1.489	1.263	1.099		
-4.000	2.911	2.617	2.200	1.796	1.499	1.274			
-4.500	3.052	2.677	2.217	1.805	1.507				
-5.000	3.173	2.731	2.223	1.810					
-5.500	3.290	2.773	2.228						
-6.000	3.400	2.808							

Tabla 4.- Coordenadas de la Superficie Inferior de la Lámina Vertiente para Diferentes Valores de  $H_s/R_s$  cuando  $P/R = 0.30$  (USBR, Diseño de Presas Pequeñas)

$H_s/R$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$X/H_s$	$Y/H_s$	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
.010	.0120	.0120	.0115	.0115	.0110	.0110	.0105	.0100	.0090
.020	.0210	.0200	.0195	.0190	.0185	.0180	.0170	.0160	.0140
.030	.0285	.0270	.0265	.0260	.0250	.0235	.0225	.0200	.0165
.040	.0345	.0335	.0325	.0310	.0300	.0285	.0265	.0230	.0170
.050	.0405	.0385	.0375	.0360	.0345	.0320	.0300	.0250	.0170
.060	.0450	.0430	.0420	.0400	.0380	.0355	.0330	.0265	.0165
.070	.0495	.0470	.0455	.0430	.0410	.0380	.0350	.0270	.0130
.080	.0525	.0500	.0485	.0460	.0435	.0400	.0365	.0270	.0130
.090	.0560	.0530	.0510	.0480	.0455	.0420	.0370	.0265	.0100
.100	.0590	.0560	.0525	.0500	.0465	.0425	.0375	.0255	.0065
.120	.0630	.0600	.0570	.0520	.0480	.0435	.0365	.0220	
.140	.0660	.0620	.0585	.0525	.0475	.0425	.0345	.0175	
.160	.0670	.0635	.0590	.0520	.0460	.0400	.0305	.0110	
.180	.0675	.0635	.0580	.0500	.0435	.0365	.0260	.0040	
.200	.0670	.0625	.0560	.0465	.0395	.0320	.0200		
.250	.0615	.0560	.0470	.0360	.0265	.0160	.0015		
.300	.0520	.0440	.0330	.0210	.0100				
.350	.0380	.0285	.0165	.0030					
.400	.0210	.0090							
.450	.0015								
.500									
.550									

Tabla 5.- Coordenadas de la Superficie Inferior de la Lámina Vertiente para Diferentes Valores de  $H_s/R$  cuando  $P/R = 0.15$  (USBR, Diseño de Presas Pequeñas)



$H_s/R$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$Y/H_s$	$X/H_s$	Para la porción de la sección situada abajo de la cresta del vertedor							
-0.000	0.454	0.422	0.392	0.358	0.325	0.288	0.253	0.189	0.116
-.020	.499	.467	.437	.404	.369	.330	.292	.228	.149
-.040	.540	.509	.478	.444	.407	.368	.328	.259	.174
-.060	.579	.547	.516	.482	.443	.402	.358	.286	.195
-.080	.615	.583	.550	.516	.476	.434	.386	.310	.213
-.100	.650	.616	.584	.547	.506	.462	.412	.331	.228
-.150	.726	.691	.660	.620	.577	.526	.468	.376	.263
-.200	.795	.760	.729	.685	.639	.580	.516	.413	.293
-.250	.862	.827	.790	.743	.692	.627	.557	.445	.319
-.300	.922	.883	.843	.797	.741	.671	.594	.474	.342
-.400	1.029	.988	.947	.893	.828	.749	.656	.523	.381
-.500	1.128	1.086	1.040	.980	.902	.816	.710	.567	.413
-.600	1.220	1.177	1.129	1.061	.967	.869	.753	.601	.439
-.800	1.380	1.337	1.285	1.202	1.080	.953	.827	.655	.473
-1.000	1.525	1.481	1.420	1.317	1.164	1.014	.878	.696	.498
-1.200	1.659	1.610	1.537	1.411	1.228	1.059	.917	.725	.517
-1.400	1.780	1.731	1.639	1.480	1.276	1.096	.949	.750	.531
-1.600	1.897	1.843	1.729	1.533	1.316	1.123	.973	.770	.544
-1.800	2.003	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	1.690	1.423	1.210	1.049	.827	
-3.000	2.550	2.414	2.105	1.738	1.457	1.240	1.073	.840	
-3.500	2.740	2.530	2.153	1.768	1.475	1.252	1.088		
-4.000	2.904	2.609	2.180	1.780	1.487	1.263			
-4.500	3.048	2.671	2.198	1.790	1.491				
-5.000	3.169	2.727	2.207	1.793					
-5.500	3.286	2.769	2.210						
-6.000	3.396	2.800							

Tabla 6.- Coordenadas de la Superficie Inferior de la Lámina Vertiente para Diferentes Valores de  $H_s/R_s$  cuando  $P/R = 0.15$  (USBR, Diseño de Presas Pequeñas)

#### IV.- DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL MODELO

En el capítulo anterior se explicó cual es el procedimiento para diseñar este tipo de vertedores. En este capítulo se procederá al diseño del modelo y posteriormente se presentará la manera en la que se construyó.

##### IV.1.- DISEÑO DEL MODELO DE VERTEDOR DE EMBUDO

Los datos propuestos para diseñar el vertedor son:

$$H_o = 5.9 \text{ cm.}$$

$$R_s = 10.2 \text{ cm.}$$

$$\frac{P}{R_s} = 2.0$$

$$Q_d = 16.5 \text{ lps.}$$

Los datos anteriores se deben de revisar para ver si se cumplen las relaciones establecidas entre las variables que intervienen en el diseño.

##### 1) Obtención de $H_s$

$$\frac{H_o}{R_s} = 0.5784$$

de la figura 3.8 se obtiene

$$\frac{H_s}{H_o} = 1.037 \Rightarrow H_s = 6.118 \text{ cm.}$$

$H_s = 6.118 \text{ cm}$  y por lo tanto

$$\frac{H_s}{R_s} = \frac{6.118}{10.2} = 0.599$$

2) Revisión de  $R_s$ :

$$\frac{H_o}{R_s} = \frac{0.059}{0.102} = 0.5784$$

de la figura 3.6

$$C = 1.717 \frac{\text{m}^{1/2}}{\text{s}}$$

y por lo tanto

$$Q = (1.717) * (2\pi) * (0.102) * (0.06118)^{3/2} = 0.01665 \text{ m}^3/\text{s} = 16.65 \text{ lps}$$

$$Q \cong 16.5 \text{ lps}$$

por lo cual se aceptan  $R_s$  y  $P$ .

3) Obtención de las Coordenadas del Embudo

Para obtener las coordenadas de la superficie inferior de la lámina vertiente se utilizó la tabla 1 del capítulo III, pues esta es para una relación de  $P/R_s$  de 2.0. Es importante señalar que la

relación  $H_s/R_s$  que se utilizó en este diseño no es la que más se ha estudiado (que es la de 0.3), pero sí representa una relación común en las construcciones de este tipo de vertedores.

Se hicieron dos diseños, uno tomando en cuenta las posibles presiones negativas, y el otro sin considerarlas. El modelo que se construyó fue en el que se despreciaban dichas presiones, de esta manera es posible estudiarlas.

Para considerar las presiones negativas, es necesario aumentar el radio  $R_s$ , este aumento se obtiene de la figura 3.10 del capítulo anterior:

$$\frac{H_0}{R_s} = \frac{5.9}{10.2} = 0.5784 \Rightarrow \frac{R'_s}{R_s} = 1.35 \Rightarrow R'_s = 13.77 \text{ cm.}$$

con este nuevo  $R'_s$  y la relación  $\frac{H'_s}{R'_s} = 0.3$  se obtienen las coordenadas del diseño, estas se presentan en la tabla 4.1. La figura 4.1 muestra este diseño junto con el que se construyó, el cual no considera presiones negativas.

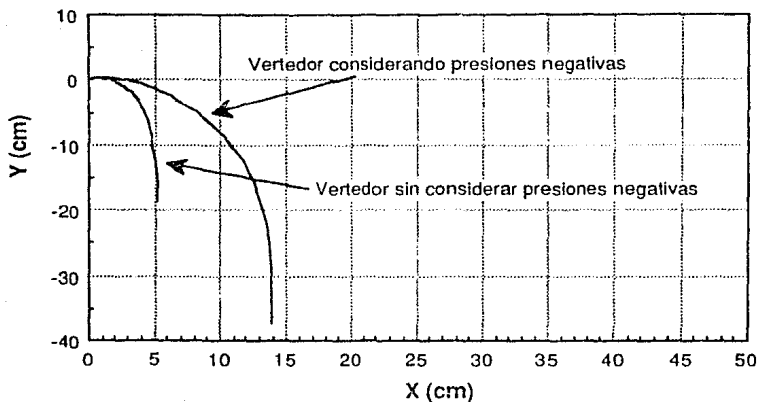


Fig. 4.1.- Diseño de los Vertedores

Las coordenadas para el modelo que sí se construyó se presentan en la tabla 4.2. La tabla 4.3 muestra las coordenadas de la transición, estas se obtienen de acuerdo a la fórmula:

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

y

$$X = 10.2 - R$$

La figura 4.2 muestra la sobreposición del diseño del modelo que se construyó, junto con el diseño de la transición.

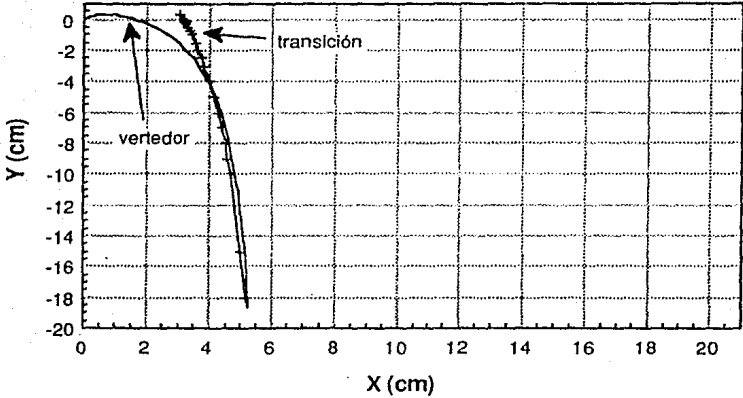


Fig. 4.2.- Diseño del Vertedor y de la Transición (sin considerar presiones negativas)

X	Y
0.0000	0.0000
0.0621	0.0794
0.1241	0.1465
0.1862	0.2092
0.2483	0.2501
0.3104	0.2923
0.4345	0.3625
0.5586	0.4159
0.7448	0.4705
0.9931	0.5040
1.1173	0.5090
1.5518	0.4798
1.8621	0.4146
2.4828	0.2266
2.7932	0.1055
3.0228	-0.0000
3.2649	-0.1241
3.6994	-0.3724
3.8980	-0.4966
4.5001	-0.9311
4.9035	-1.2414
5.5863	-1.8621
6.2070	-2.4828
6.7470	-3.1035
8.1426	-4.9656
8.9381	-6.2070
10.2602	-8.6898
10.8126	-9.9312
11.7374	-12.4140
12.5816	-15.5175
13.4754	-21.7245
13.6616	-24.8280
13.8230	-31.0350
13.8354	-34.9389
13.8540	-37.2420

Tabla 4.1.- Coordenadas de la Superficie Inferior de la Lámina  
 Vertiente Tomando en Cuenta Presiones Negativas (  $\frac{H'_s}{R'_s} = 0.3, \frac{P}{R} = 2.0$  )

X	Y
0.0000	0.0000
0.0621	0.0695
0.1241	0.1254
0.1862	0.1676
0.2483	0.2011
0.3104	0.2284
0.3724	0.2508
0.4345	0.2681
0.4966	0.2824
0.5586	0.2923
0.6207	0.2992
0.7448	0.2998
0.8690	0.2855
0.9931	0.2595
1.1173	0.2241
1.5518	0.0422
1.6262	-0.0000
1.8187	-0.1241
1.9862	-0.2483
2.1228	-0.3724
2.2531	-0.4966
2.3649	-0.6207
2.6256	-0.9311
2.8490	-1.2414
3.0414	-1.5518
3.2152	-1.8621
3.4883	-2.4828
3.7118	-3.1035
3.8918	-3.7242
4.1773	-4.9656
4.4070	-6.2070
4.5870	-7.4484
4.7173	-8.6898
4.8415	-9.9312
4.9470	-11.1726
5.0277	-12.4140
5.2015	-15.5175
5.2946	-18.6210

Tabla 4.2.- Coordenadas de la Superficie Inferior de la Lámina  
 Vertiente sin Tomar en Cuenta Presiones Negativas (  $\frac{H_s}{R_s} = 0.6, \frac{P}{R} = 2.0$  )



X	Y
3.1024	0.3070
3.1919	0.0000
3.2198	-0.1000
3.2472	-0.2000
3.2741	-0.3000
3.3263	-0.5000
3.3766	-0.7000
3.4488	-1.0000
3.5610	-1.5000
3.6645	-2.0000
3.7605	-2.5000
3.8497	-3.0000
4.0113	-4.0000
4.1543	-5.0000
4.2821	-6.0000
4.3974	-7.0000
4.5023	-8.0000
4.5984	-9.0000
4.6869	-10.0000
5.0453	-15.0000
5.2130	-18.0000

$$R = 0.275 \frac{Q^{1/2}}{H_a^{1/4}} = \frac{(0.275) * (0.016)^{1/2}}{H_a^{1/4}} = \frac{0.0348}{H_a^{1/4}}$$

$$X = 10.2 - R$$

Tabla 4.3.- Coordenadas de la Transición sin Tomar en Cuenta

Presiones Negativas (  $\frac{h_s}{R_s} = 0.6$ ,  $\frac{P}{R} = 2.0$ ,  $Q = 16$  lps)

#### 4) Conducto de Salida

Para el diseño del conducto de salida se consideró el diámetro comercial de 4" (10.16 cm.), con esta medida se tiene que revisar si es posible que circule el gasto de diseño trabajando a un 75% de su capacidad. Primeramente se determina la posición de la garganta, esta se localiza en donde se alcanza el radio requerido para el conducto, en este caso está 13.0 cm. debajo de la cresta del vertedor. Considerando el área efectiva del conducto tenemos:

$$\text{Area} = (0.75) * \pi * (0.0508)^2 = 0.006080 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = \frac{Q}{A} = \frac{0.016}{0.006080} = 2.63 \text{ m/s}$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(2.63)^2}{19.62} = 0.3525$$

de Sotelo (1984) obtenemos:

$$\text{para } \frac{A}{D^2} = \frac{0.006080}{(0.1016)^2} = 0.5890 \Rightarrow \frac{h}{D} = 0.702 \text{ y}$$

$$\frac{R_h}{D} = 0.2962 \text{ con lo que}$$

$$h = (0.702) * (0.1016) = 0.071 \text{ m}$$

$$R_h = (0.2962) * (0.1016) = 0.03 \text{ m}$$

La manera en la que sabremos si el diámetro propuesto es capaz de conducir la descarga, es proponer una cota de salida para la plantilla del conducto, calcular las pérdidas por fricción, entrada etc. y utilizando la Ecuación de Bernoulli, ver que cota sería necesaria. Si el resultado obtenido es igual o mayor al propuesto, quiere decir que el conducto es apropiado, o posiblemente sobrado. Si el resultado es por debajo de lo propuesto, quiere decir que necesitamos un conducto mayor.

Las pérdidas se cuantificarán utilizando la formula de Manning, tomando a "n" como 0.009, que es el valor para la lucita normal. La longitud del conducto será de 2.0 m horizontal, más 1.0 m de caída vertical, más el desarrollo del embudo (0.13 m) y finalmente la carga encima de la cresta (0.059 m), de tal forma que:

$$L = 2.0 + 1.0 + 0.13 + 0.059 = 3.189 \text{ m}$$

y las pérdidas por fricción serán:

$$h_f = \left( \frac{(2.63) * (0.009)}{(.03)^{2/3}} \right)^2 * 3.189 = 0.192 \text{ m}$$

Ahora bien, supondremos que la cota en la plantilla del conducto a la salida es de 0.0 m, y tendremos:

Elev. =  $1.0 + \frac{1}{1.1} * (1.186 - 1.0) - 0.3525 - 0.192 - 0.0713 = 0.553 \text{ m}$   
 (el valor de 1.1 es para considerar las pérdidas a la entrada del embudo).

Como se puede observar, el diámetro escogido es adecuado. La figura 4.3 muestra el croquis de la instalación en el cual se puede observar lo explicado anteriormente.

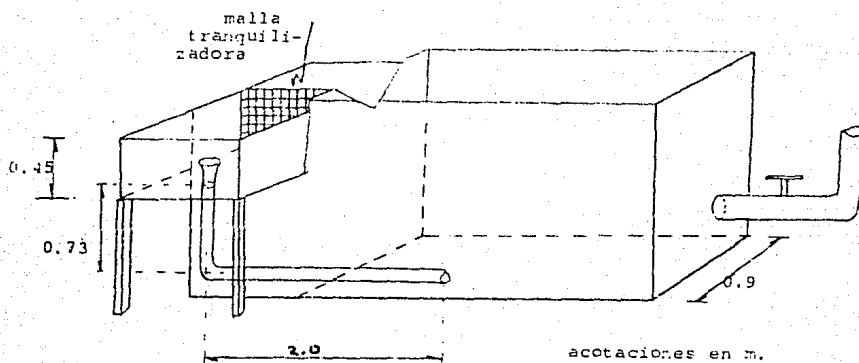


Fig. 4.3.- Croquis de la Instalación.

#### IV.II.- CONSTRUCCION E INSTALACION DEL MODELO DE VERTEDOR DE EMBUDO

El modelo que se iba a construir necesitaba cumplir basicamente tres condiciones:

- 1.- Ser liso.
- 2.- Ser transparente para poder visualizar su funcionamiento y
- 3.- Apegarse al diseño.

El material que puede satisfacer las dos primeras condiciones es el acrílico, pero el poder construir el modelo de acuerdo al diseño es lo que más dificultades presentaba debido a la falta del equipo adecuado.

En un principio se intentó construir un molde de yeso y posteriormente hacer el vaciado de la resina. Este trabajo se realizo con la ayuda del personal de la Unidad Académica de Diseño Industrial de la UNAM, pero el resultado que se obtuvo, si bien se ajustaba con gran precisión al diseño, no cumplía con las dos primeras condiciones. El molde de yeso cumplía perfectamente con el diseño y con la rugosidad necesaria, pero no era transparente. La figura 4.4 muestra los moldes que se tuvieron que hacer para poder construir el modelo. La figura 4.5 muestra el embudo de yeso que se obtuvo al hacer el vaciado.



Fig. 4.4.-

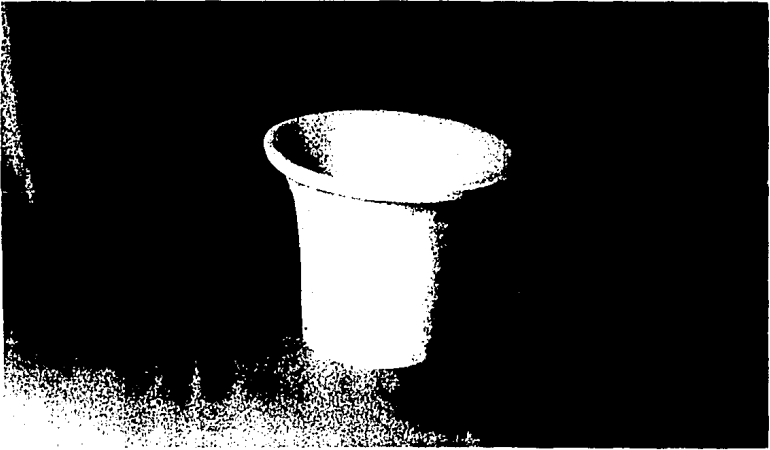


Fig. 4.5.-

En un segundo intento, lo que se hizo fue el pegar recortes de lucita, de tal manera que se formaba un sólido, y después tornearlo para que cumpliera con el diseño requerido. Este trabajo lo realizó en las instalaciones del Instituto de Ingeniería el señor Leonardo Flores Guevara, jefe de sección del Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería. El resultado que se obtuvo fue muy satisfactorio y es el modelo que posteriormente se instaló en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería UNAM.

Para poder instalar el modelo, era necesario contar también con la estructura que proporcionaría el agua necesaria para realizar las pruebas. Se aprovechó un tanque de carga constante que no se estaba utilizando en el Laboratorio de Hidráulica, esta estructura se modificó para que pudiera abastecer al modelo del vertedor de embudo (ver figs. 4.6 a 4.9). La figura 4.3 muestra el arreglo que se utilizó. Antes de que el agua llegara al tanque de llegada, se tranquilizó por medio de una malla con piedras, de esta manera se aseguraba que el vaciado en el vertedor fuera uniforme alrededor del embudo. Para saber el gasto que iba a estar pasando por el vertedor de embudo, se medía primero al salir del tanque de carga constante. La estructura que se utilizó para realizar el aforo fue un vertedor triangular, cuyo diseño se presenta en la siguiente sección.

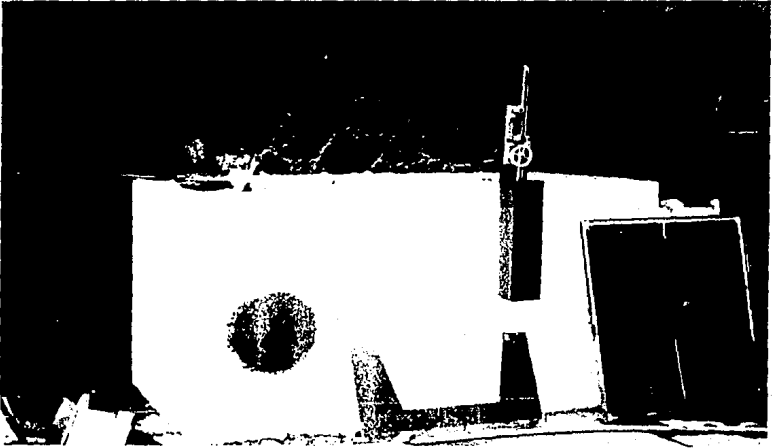


Fig. 4.6.-



Fig. 4.7.-



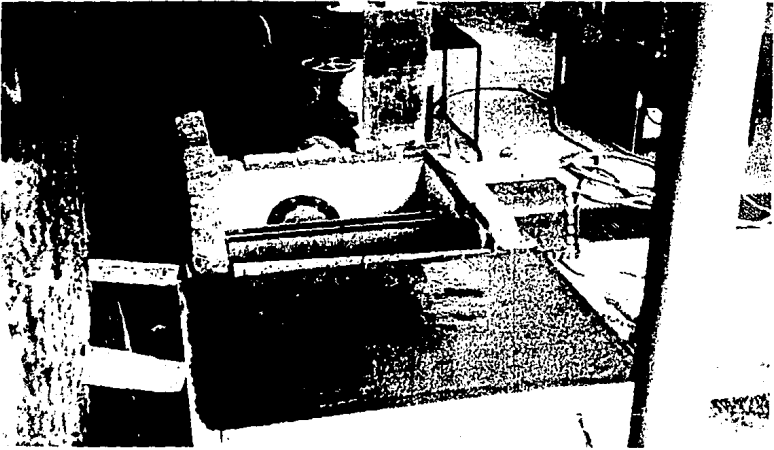


Fig. 4.8.-

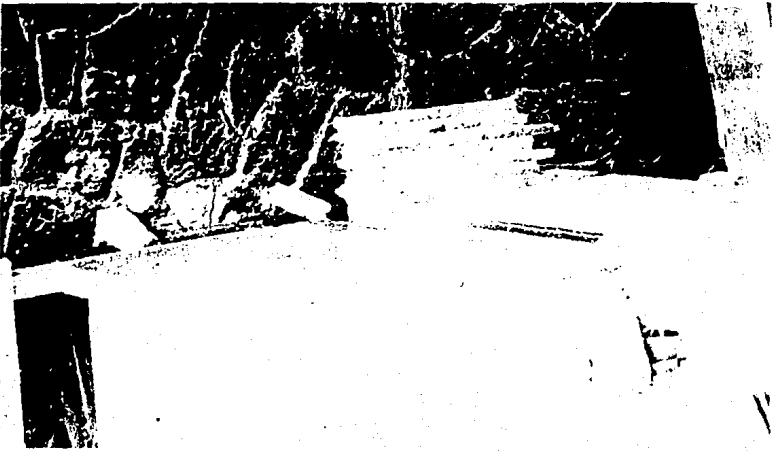


Fig..4.9.-

En un principio el codo que se utilizó para pasar de la caída vertical al conducto de descarga fue recto de  $90^\circ$ , esto provocaba una gran turbulencia que afectaba a la descarga (figura 4.10). Posteriormente, y con motivo de realizar pruebas para el IX Congreso Nacional de Hidráulica, se modificó el codo, haciendolo más suave. Los diferentes resultados que se obtuvieron serán comentados en el siguiente capítulo.

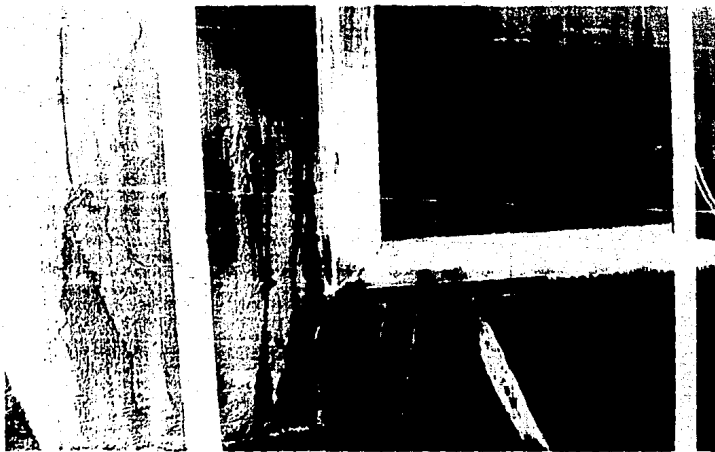


FIG. 4.10.-

### IV.3.- DISEÑO DEL VERTEDOR DE AFORO

Como se tiene un  $Q = 16.5$  lps, conviene usar un vertedor triangular, pues estos se recomiendan para gastos menores de 30 lps (Sotelo 1976), pero deben de tener una carga superior a los 6 cm.

El vertedor triangular visto en corte es de la siguiente forma:

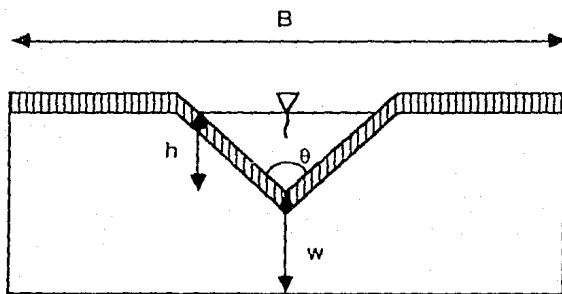


Fig. 4.11.- Croquis de Definición de un Vertedor Triangular

De acuerdo a la figura anterior, la ecuación del gasto que pasa por esta estructura es:

$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \mu h^{5/2}$$

o

$$Q = Ch^{5/2}$$

existen varias fórmulas experimentales para calcular la  $\mu$  o la C, aquí utilizaremos la fórmula propuesta por la Universidad Católica de Chile puesto que es de las más usadas en México, y en la que no influye la velocidad de llegada.

En esta fórmula, el coeficiente C está dado por:

$$C = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \mu K$$

donde  $\mu$  depende de  $\theta$  y  $h$ ; y K depende de la relación  $\frac{B}{h}$ . Los coeficientes anteriores se obtuvieron de Sotelo (1976).

Después de analizar varios diseños, se concluyó que un vertedor triangular con ángulo en el vertice de  $90^\circ$  sería conveniente, con este vertedor la carga de diseño para poder pasar los 16 lps es de 16.8 cm. La curva de gastos de este vertedor está dada por las siguientes relaciones:

h (cm)	Q (lps)
6.0	1.25
7.0	1.834
8.0	2.555
9.0	3.423
10.0	4.445
11.0	5.617
12.0	6.953
13.0	8.457
14.0	10.135
15.0	12.048
16.0	14.152
16.8	15.989
17.0	16.468

18.0	18.997
19.0	21.747
20.0	24.722

La figura 4.12 muestra esta curva.

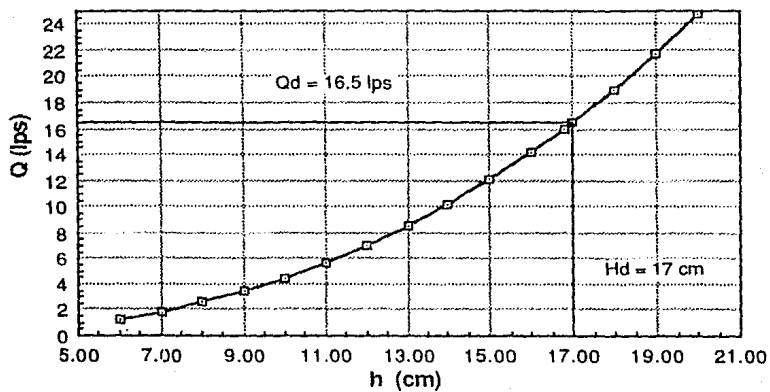


Fig. 4.12.- Curva de Gastos del Vertedor Triangular de Aforo

## V.- MEDIDAS EXPERIMENTALES Y RESULTADOS

El objetivo de realizar las medidas experimentales era el de poder construir la curva de gastos del modelo. También era importante poder observar el funcionamiento de este tipo de estructuras, ya que hidráulicamente son muy complejas y presentan comportamientos muy variados.

Se realizaron en un principio dos series de medidas. Como se mencionó en el capítulo anterior, al poner en funcionamiento el modelo se contaba con un codo recto de  $90^\circ$ . Esto provocaba un comportamiento muy inestable cuando se acercaba la carga a la de diseño. Posteriormente se cambió el codo por uno más suave y la M.I. Adriana Cafaggi realizó una tercera serie de medidas.

Las figuras 5.1, 5.2 y 5.3 muestran las curvas de gastos experimentales que se obtuvieron durante las diferentes series de medidas. La figura 5.4 muestra la sobreposición de las tres series. Como se puede observar, las tres curvas se comportan de una manera muy parecida, excepto al acercarse a la carga de diseño. De hecho solo la serie realizada con el codo modificado alcanza dicha carga.

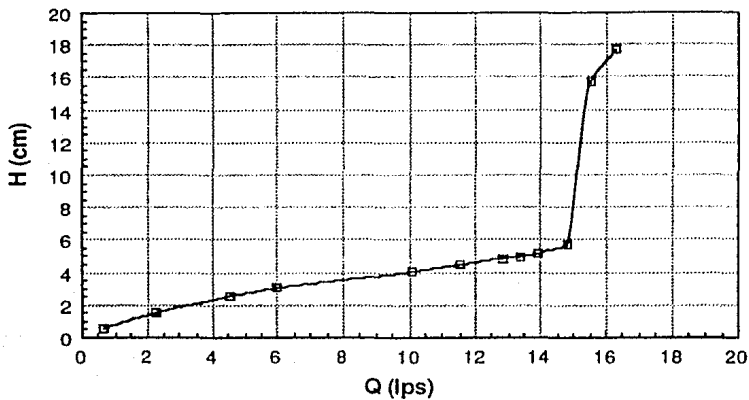


Fig. 5.1.- Curva de Gastos Experimental Obtenida el 23-VIII-86

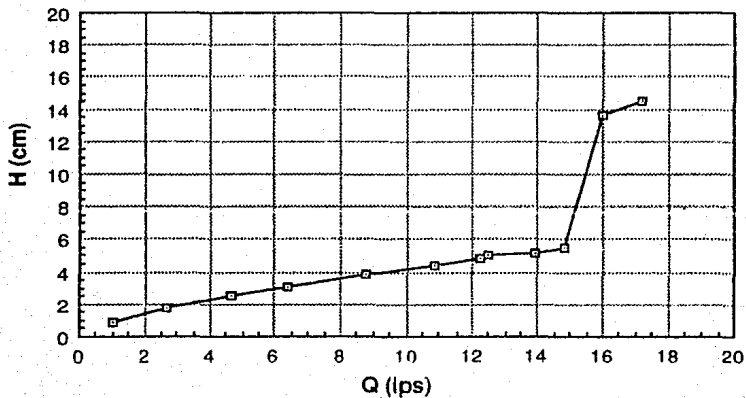


Fig. 5.2.- Curva de Gastos Experimental Obtenida el 26-VIII-86

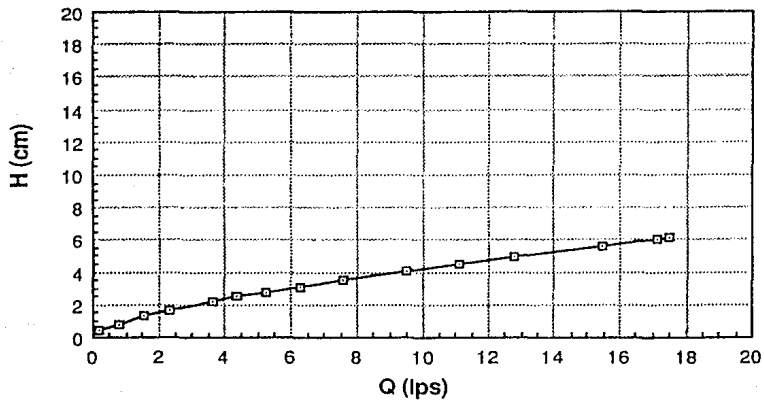


Fig. 5.3.- Curva de Gastos Experimental Obtenida por Cafaggi (1986)

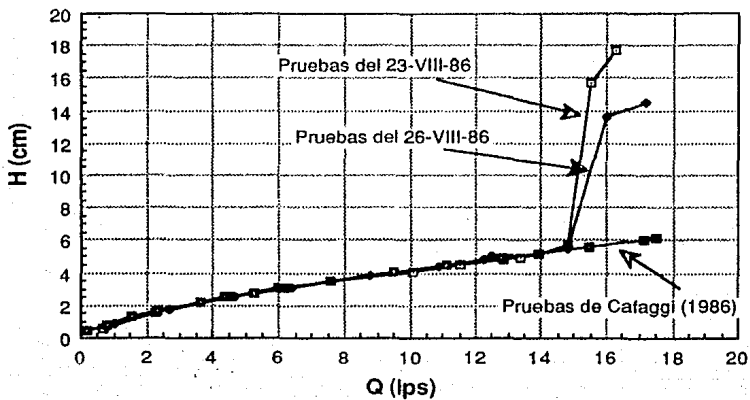


Fig. 5.4.- Curvas de Gastos Experimentales



Entre las dos primeras series hay diferencia cuando ya se tiene control de tubo lleno, esto puede ser debido a los factores de tipo externo que se presentaron durante las pruebas. Estos factores consistieron básicamente en la influencia del aire. El modelo estaba localizado en donde termina la parte techada del Laboratorio de Hidráulica. Ocasionalmente se presentaron corrientes de aire considerables y se notó que el aire ayudaba tanto a la creación como a la destrucción de vórtices, así como al movimiento de los mismos. Al haber remolinos, el vertedor no se ahogaba por completo, esto provocaba también que la carga aumentará algunas veces pero sin que aumentará la descarga considerablemente. Si se rompía el remolino con algún obstáculo, entonces el vertedor se ahogaba por completo. El comportamiento descrito anteriormente se empezaba a presentar con cargas de aproximadamente 5.5 cm. (que representa el 88% de la carga de diseño). En un momento dado se dejó el vertedor con una descarga de 14.73 lps (90% del gasto de diseño) por un espacio de 8 minutos y se tuvieron fluctuaciones en la carga de casi 9 cm., empezando en 5.6 cm., alcanzando 14.19 cm. y estabilizándose en 13.49 cm. con fluctuaciones constantes de aproximadamente  $\pm 4$  mm.

La obtención de los coeficientes de descarga experimentales se dejará para el capítulo siguiente, ya que con estos coeficientes se compararán los resultados experimentales con los resultados teóricos.

Las figuras siguientes muestran el diferente comportamiento de la estructura de acuerdo a las cargas utilizadas (figs. 5.5 a 5.10). En las figuras 5.11 y 5.12 se puede observar como el flujo hacia el vertedor es radial.



Fig. 5.5.-

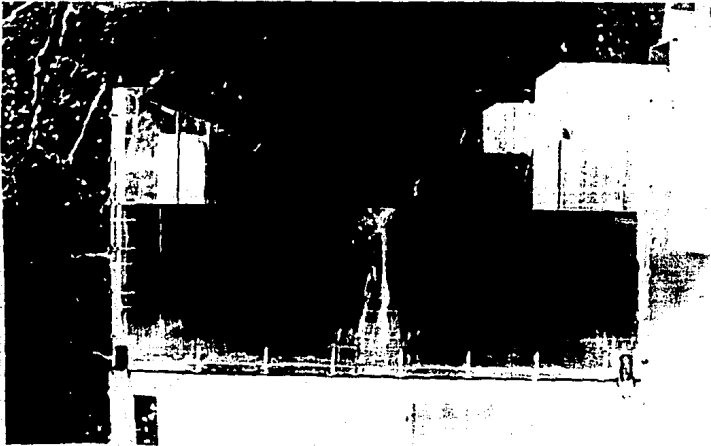


Fig. 5.6.-



Fig. 5.7.-

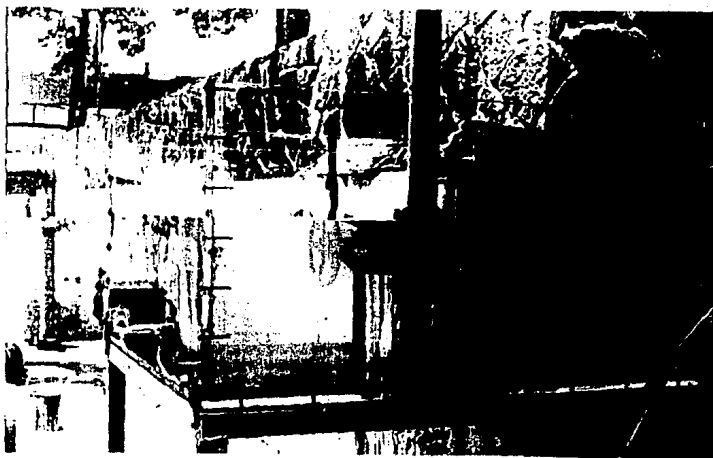


Fig. 5.8.-



Fig. 5.9.-

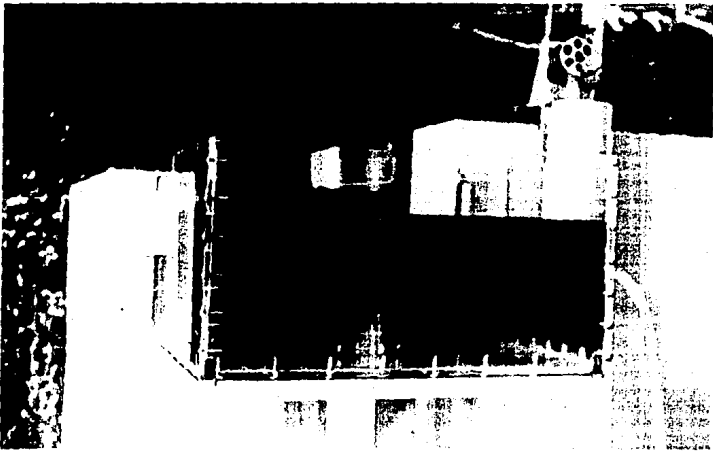


Fig. 5.10.-



Fig. 5.11.-

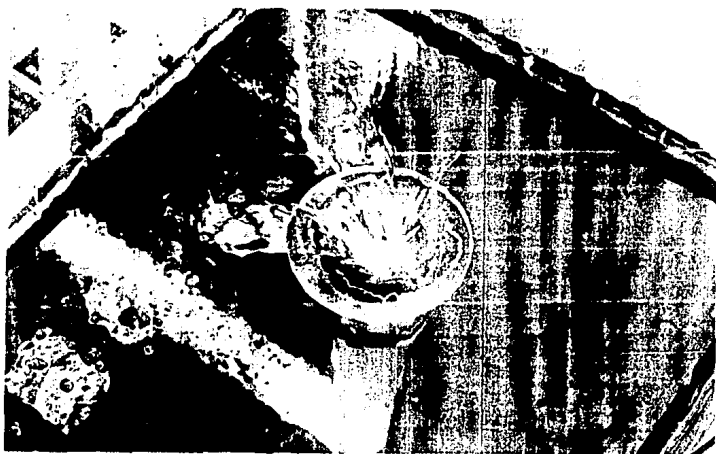


Fig. 5.12.-

## VI.- COMPARACION TEORICA

Como se mencionó en el capítulo anterior, la comparación teórica se hará por medio de los valores del coeficiente de descarga, tomado adimensionalmente como  $C/C_o$ , donde  $C_o$  será el valor del coeficiente de descarga para la carga de diseño.

El valor que se utilizará para el coeficiente de descarga experimental será el de  $1.815 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$  que se obtuvo en las pruebas realizadas por Cafaggi y Gallegos en octubre de 1986, ya que fue en la única serie en la que se pudo llegar a la carga de diseño. El valor del coeficiente de descarga teórico será el de  $1.717 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$  que es el obtenido de la figura 3.6 para la relación  $H_s/R_s$  utilizada en este modelo. Es importante notar que el valor del coeficiente experimental difiere del valor del coeficiente teórico, esto puede ser debido a las presiones negativas que es posible que estén presentes, otro factor que puede influir es que este modelo es muy liso, por lo tanto hay facilidad para que el agua circule libremente, finalmente también es posible que los valores de los coeficientes teóricos sean un poco conservadores pues son los que en realidad se utilizan para diseño.

La figura 6.1 muestra los valores de  $H/R_s$  contra  $C/C_o$  para las tres series de medidas y utilizando el  $C_o$  teórico. La figura 6.2 es similar pero utiliza el  $C_o$  experimental. La figura 6.3 es la sobreposición de las figuras 6.1 y 6.2 pero sólo para las pruebas del 23 de agosto de 1986, la figura 6.4 para las pruebas del 26 de agosto de 1986 y la figura 6.5 para las pruebas efectuadas por Cafaggi y

Gallegos en octubre del mismo año. En estas figuras hay que notar el cambio en la forma de la curva para cargas mayores a las de diseño, la relación  $C/C_0$  disminuye drásticamente, esto demuestra la ineficiencia de esta estructura para cargas grandes (en el sentido de que son mayores a las de diseño). Esto sólo se nota en las medidas de Agosto de 1986 pues fueron en las únicas en las que se midieron cargas mayores a la de diseño. También se puede observar que no existen medidas entre valores de 0.6 y 1.3 para la relación  $H/R_s$ , esto es debido a que es muy difícil poder controlar la descarga en ese rango, pues el comportamiento es muy inestable. Esto puede ser un caso particular de la relación  $H_s/R_s$  de este modelo (o sea la de diseño).



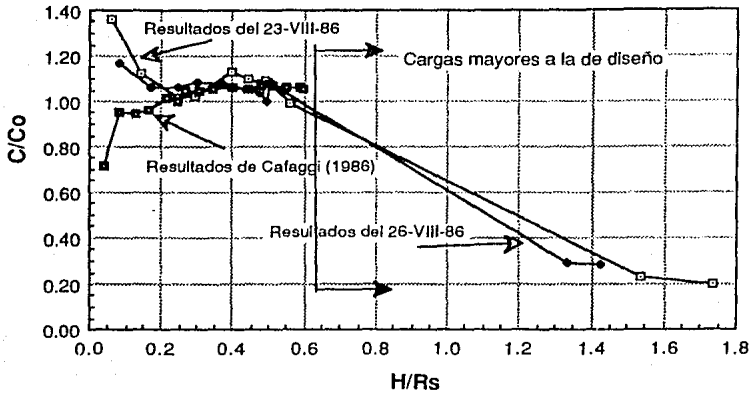


Fig. 6.1.-  $C/C_o$  vs.  $H/R_s$  Tomando  $C_o$  Teórico para las Diferentes Series de Experimentos

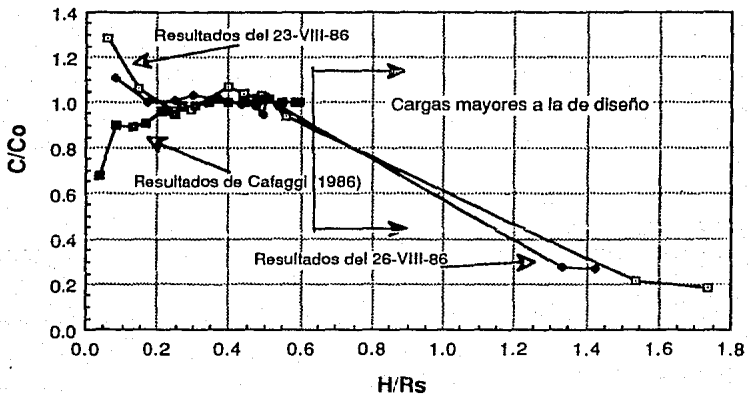


Fig. 6.2.-  $C/C_o$  vs.  $H/R_s$  Tomando  $C_o$  Experimental para las Diferentes Series de Experimentos

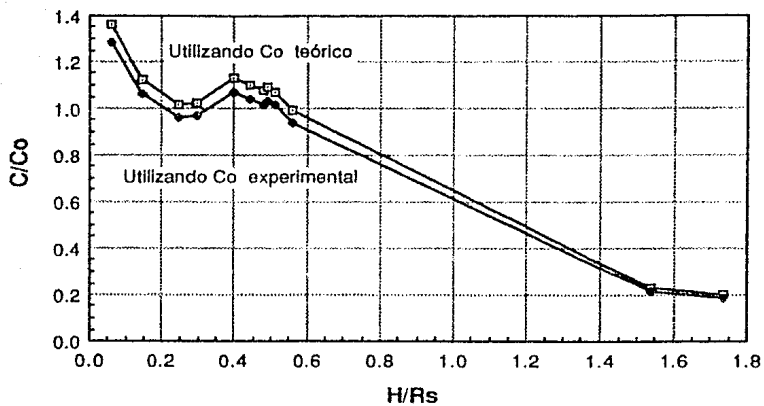


Fig. 6.3.- Comparación de  $C/Co$  utilizando  $Co$  Teórico y  $Co$  Experimental para las Pruebas del 23-VIII-86

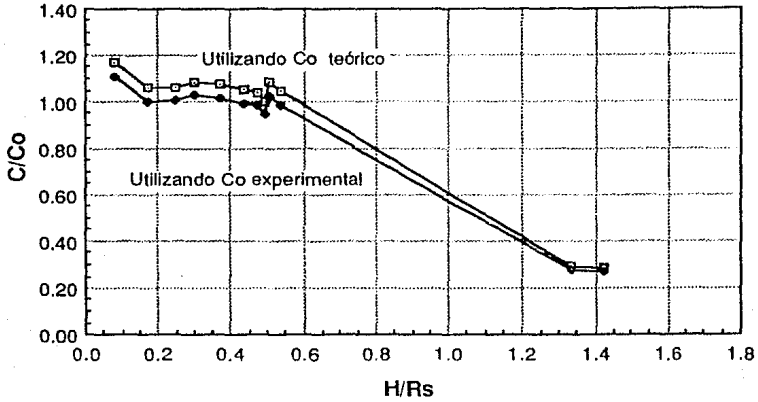


Fig. 6.4.- Comparación de C/Co utilizando Co Teórico y Co Experimental para las Pruebas del 26-VIII-86

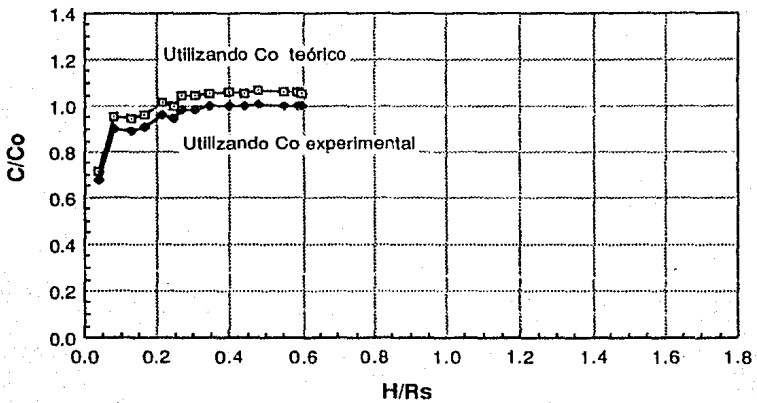


Fig. 6.5.- Comparación de C/Co utilizando Co Teórico y Co Experimental para las Pruebas Realizadas por Cafaggi y Gallegos (1986)

Si recordamos en el capítulo III se mencionó como es la variación del coeficiente de descarga cuando no se tiene la carga de diseño, la figura 3.7 muestra dicho cambio pero solo para la relación  $H_s/R_s$  de 0.3, esto es que para el valor de  $H_s/R_s$  de 0.3, la relación  $C/Co$  vale 1.0. La figura 6.6 muestra la curva de la figura 3.7 y los resultados de las medidas del 23 de agosto de 1986 y las de Cafaggi y Gallegos. Se puede observar que las curvas difieren notablemente, puesto que para los resultados experimentales se utilizó una relación de  $H_s/R_s$  de 0.6, por lo cual es aquí donde la relación  $C/Co$  vale 1.0. Siguiendo una idea propuesta por Cafaggi (1986) se procedió a multiplicar el valor de las ordenadas de la figura 3.7 por 2, ya que el valor de  $H_s/R_s$  experimental es del doble del de la figura 3.7. La figura 6.7 muestra la figura 3.7 y la figura 3.7 alterada, finalmente la figura 6.8 muestra lo mismo que la figura 6.6 pero utilizando la curva alterada. Se puede notar que las dos curvas experimentales se ajustan considerablemente bien a la curva alterada. En la figura 6.8 se puede notar que la curva 3.7 alterada se ajusta mejor en los valores medios de  $H/R_s$ , y que para los valores extremos es en donde mayor diferencia hay. En el caso de las medidas efectuadas por Cafaggi y Gallegos, para los valores pequeños puede ser debido a problemas de tensión superficial, puesto que la relación  $C/Co$  es menor que la teórica. Difieren de las medidas de Agosto de 86 pues ahí se obtuvieron valores más altos de  $C/Co$ , el aire pudo haber sido el causante del aumento en la descarga. Lo importante es señalar que

para cargas pequeñas es necesario tener un mejor control del experimento pues es más factible el tener problemas.

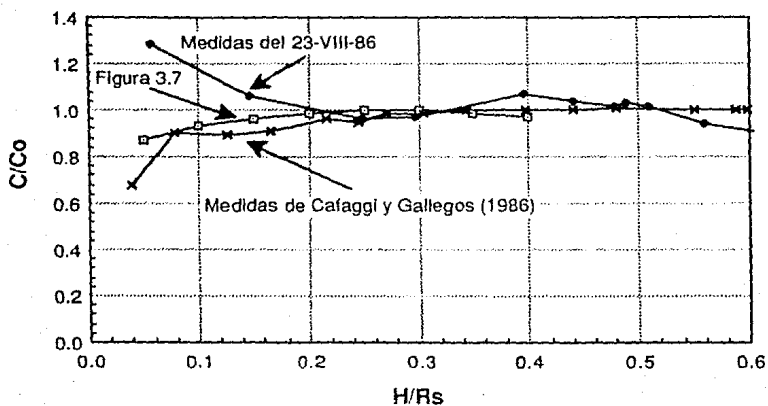


Fig. 6.6.- Comparación de Coeficientes de Descarga con la Figura 3.7

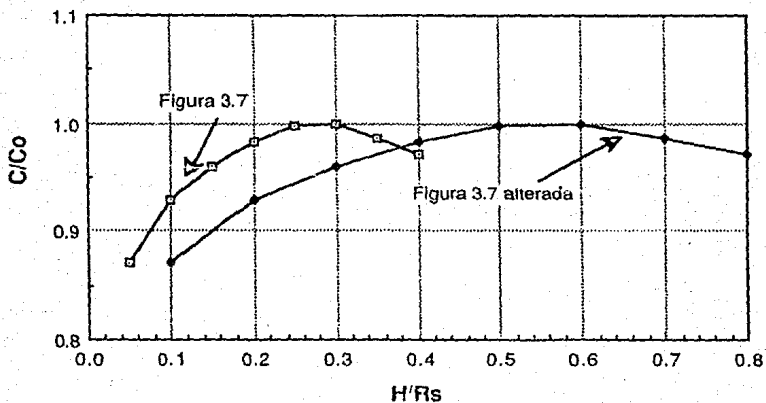


Fig. 6.7.- Figura 3.7 Original y Alterada

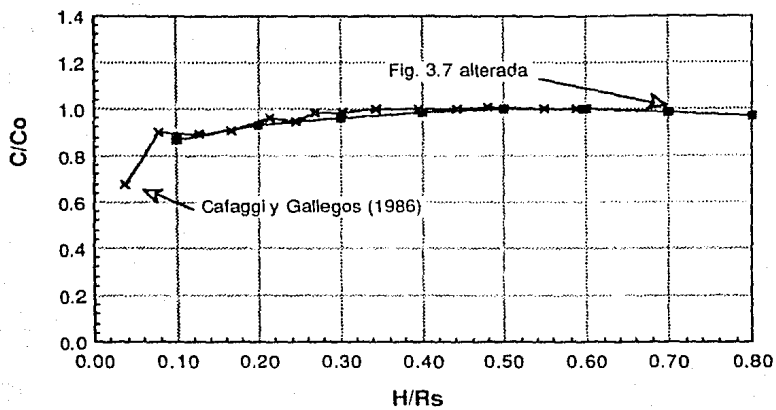


Fig.6.8.- Comparación de Coeficientes de Cafaggi y Gallegos (1986) con la Fig. 3.7 alterada

## VII.- PROPUESTA DE PRACTICA DE LABORATORIO

En este capítulo se propondrá una práctica de laboratorio para que sea utilizado el modelo del vertedor de embudo, se presentará con el formato que normalmente se utiliza en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

La práctica corresponde a la asignatura de Obras Hidráulicas, que es obligatoria para los alumnos de la carrera de Ingeniería Civil.

**OBJETIVO:** Observar el funcionamiento de un vertedor de embudo. Determinar los coeficientes de descarga y construir la curva de coeficientes de descarga en forma adimensional. Construir la curva de gastos-carga para este vertedor.

**INSTRUMENTOS DE MEDICION:** Limnímetros.

**DATOS:**

Carga de Diseño	$H_s = 6.118 \text{ cm}$
Radio de la Cresta	$R_s = 10.2 \text{ cm}$
Paramento	$P = 20.4 \text{ cm}$
Angulo del Vertedor de Aforo	$\Theta = 90^\circ$



## PROCEDIMIENTO

- 1.- Medir la tara del vertedor triangular y la del vertedor de embudo.
- 2.- Abrir la válvula de alimentación.
- 3.- Fijar en el vertedor de embudo cuatro cargas menores a la de diseño, la de diseño y dos cargas mayores a la de diseño. Para dichas cargas mida la carga en el vertedor triangular.
- 4.- Cerrar la válvula de alimentación.

## INFORME

- 1.- Calcular el gasto correspondiente a cada carga para el vertedor triangular.
- 2.- Graficar en papel milimétrico la curva de gastos (Q vs. H) empleando los gastos obtenidos en el punto 1 y las cargas correspondientes al vertedor de embudo. Indicar si se presentan cambios en la forma de la curva.
- 3.- Obtener los coeficientes de descarga del vertedor de embudo de acuerdo a la fórmula:

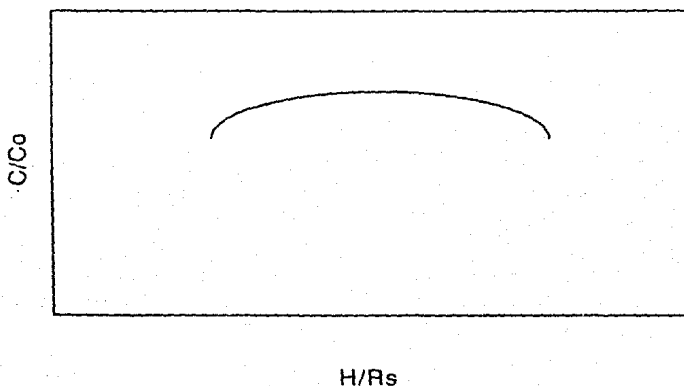
$$C = \frac{Q}{2\pi R_s H_s^{3/2}}$$

- 4.- Utilizando la figura 1.50 de la referencia 1, obtener el coeficiente de descarga correspondiente a la carga de diseño ( $H_s$ ) y compararlo

con el coeficiente de descarga experimental obtenido en el punto anterior.

5.- Con el coeficiente de descarga teórico, calcular la descarga teórica y compararla con la obtenida en el laboratorio.

6.- Graficar en papel milimétrico y en forma adimensional los coeficientes obtenidos en el laboratorio de acuerdo a la siguiente forma:



7.- Comparar la gráfica obtenida en el inciso anterior con la gráfica 1.51 de la referencia 1, dé sus comentarios notando que la gráfica 1.51 está hecha para una relación  $H_s/R_s = 0.3$ , y la que se obtuvo anteriormente es para una relación  $H_s/R_s = 0.6$ .

8.- Presente sus resultados en una tabla como la mostrada a continuación:

$$\begin{aligned} \text{Tara vertedor triangular (T}_{vt}) &= & ; H_t &= h_{lt} - T_{vt} \\ \text{Tara vertedor de embudo (T}_{ve}) &= & ; H_e &= h_{vt} - T_{ve} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{cccccccc} h_{lt} & h_{le} & H_t & H_e & Q & C & C/C_0 & H/R_s \\ (\text{cm}) & (\text{cm}) & (\text{cm}) & (\text{cm}) & (\text{lps}) & (\text{m}^{1/2}/\text{s}) & & \end{array}$$

donde "h" es la lectura del limnómetro, "H" es la carga correspondiente, "Q" es el gasto,  $C_0$  es el coeficiente de descarga para la carga de diseño, "C" es el coeficiente de descarga obtenido para la carga que se este trabajando, "H/R<sub>s</sub>" se refiere a la carga del embudo.

9.- Dé sus comentarios y conclusiones.

#### REFERENCIA

- 1.- C.F.E., Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. Sección A.2.10. "Obras de Excedencia".

## VIII.- CONCLUSIONES

En este trabajo se ha cumplido con el objetivo principal que se planteó: contar con un modelo experimental de vertedor de embudo en el cual se pudiera visualizar el funcionamiento de este tipo de estructuras. Cabe señalar que este tipo de modelo de vertedor de demasías era uno de los que faltaban en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería, UNAM, por lo que es significativo señalar que en el Laboratorio ya se cuentan con todos los modelos de vertedores.

Se ha comprobado que el funcionamiento de este tipo de estructuras es muy complejo, pero aún queda trabajo por delante. Sería muy interesante poder estudiar como es que se presentan las presiones negativas dependiendo la carga que se tenga, y el ver el efecto de estas en la descarga. El poder estudiar diferentes configuraciones para la relación  $H_s/R_s$  sería también de interés, así como estudiar el efecto de la velocidad de llegada (relacion  $P/R_s$ ). Para estudiar diferentes configuraciones se necesitarían diferentes embudos, pero otra cosa importante que se logró con este trabajo fue el que se aprendió el como hacerlos. Es importante recalcar que el costo del modelo no es muy alto, pues se utiliza pedacería de acrílico que va sobrando de la construcción de otros modelos.

Algo que también es importante señalar es que muy pocas pruebas se han hecho en este tipo de vertedores. Toda la información teórica se obtuvo en modelos de vertedores circulares de pared

delgada (Wagner, 1956), a partir de ahí los modelos de vertedor de embudo que se han construido han sido para casos específicos de algunas presas (Peterka, 1956; Haszpra et al 1982).

Los vertedores de embudo no son de las estructuras hidráulicas más comunes, pero sí pueden ser las más convenientes para algunos casos. En los años 50 se publicó una lista de las diferentes presas que tenían este tipo de estructura (Bradley, 1956), ahí se publicaron sus principales características hidráulicas. A partir de esa década se empezaron a dejar de construir estos vertedores, pero en los años 70 otra vez se empezaron a utilizar, principalmente en diseños hechos por gente proveniente de países del bloque socialista (Haszpra et al, 1982, Cabelka y Novak, 1981), aunque en Italia también se han hecho algunos estudios pero más bien de índole teórico (Castorani et al, 1986).

En cuanto al funcionamiento hidráulico del modelo (para la relación  $H_s/R_s$  de 0.6), quedó demostrado que para cargas menores a la de diseño, el comportamiento es más bien estable, al acercarse a la carga de diseño se empiezan a presentar problemas, y para cargas mayores a las de diseño el comportamiento es muy inestable. Sería interesante hacer más pruebas tratando de tener un mejor control en la descarga para poder tener tener más medidas cerca del rango crítico. Quedó también demostrada la importancia que tiene el codo por el cual se pasa de la caída vertical al tunel horizontal. La literatura también coincide en que este es un punto que se tiene que cuidar (Peterka, 1956). En el caso particular de este modelo, el aire

tiene un papel importante pues crea y destruye vortices que influyen en el funcionamiento hidráulico de la estructura, otra vez, esto es para cargas cercanas a la de diseño.

Finalmente, aunque este tipo de vertedores no sean muy comunes en México (el que había ya no está en funcionamiento), es de fundamental importancia que el alumno pueda observar en el laboratorio los problemas que sí se presentan cuando están en funcionamiento las diferentes estructuras hidráulicas. También hay que recalcar que las condiciones en un laboratorio se pueden controlar, el modelo se puede construir de tal manera que las observaciones sean fáciles de hacer y además que se estudien cosas que en el prototipo serían muy complicadas de ver, y es definitivamente más fácil poder operar el modelo en el laboratorio, que esperar a que el prototipo esté en funcionamiento.

**BIBLIOGRAFIA**

Alvarez del Rio Enrique

Diseño de Vertedores de Embudo

Tesis Profesional presentada en la Fac. de Ingeniería, UNAM  
México, 1986.

Bradley N. Joseph

Prototype Behavior (Morning-Glory Shaft Spillways, a  
Symposium)

Transactions of ASCE, Vol. 121, 1956, 312-333

Cabelka J., Novak P.

Models in Hydraulic Engineering

Pitman Advanced

London, 1981

Cafaggi Adriana, Gallegos Jesus

"Coeficientes de Descarga en un Modelo de Vertedor de  
Embudo" en El Agua y su Uso Eficiente, Tomo III,

Publicaciones del 9o. Congreso Nacional de Hidráulica,  
Queretaro Qro., 1986

Castorani A., Di Santo A., Piccinni A.F.

Alcune Considerazioni sul Proporzionamento degli Sfiatori a Calice

L' Energia Elettrica, Vol. 63, 1986, 230-246

Comisión Federal de Electricidad

Manual de Diseño de Obras Civiles

Hidrotecnia, A.2.10 Obras de Excedencia

México, 1981

Haszpra O., Kalina E., Papp G.

"A 70 m. High Morning Glory Spillway and its Broken Axis Stilling Basin System", Proceedings of the International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures

Coventry, England, 1982

León Vizcaino Luis Fco.

Notas Sobre Modelos Hidráulicos

DICTG, Lab. Hid., Fac. Ingeniería, UNAM

Peterka J. Alvin

Performance Tests in Prototype and Model (Morning-Glory Shaft Spillways, a Symposium)

Transactions of the ASCE, Vol. 121, 1956, 385-405



**Sotelo Avila Gilberto**

**Hidráulica General, Vol.1, Fundamentos**

**Editorial Limusa, México 1979**

**Sotelo Avila Gilberto**

**Apuntes de Hidráulica II**

**DICTG, Fac. Ingeniería, UNAM**

**México, 1984**

**United States Bureau of Reclamation**

**Diseño de Presas Pequeñas**

**Editorial C.E.C.S.A.**

**México, 1983**

**Wagner E. William**

**Determination of Pressure Controlled Profiles (Morning-Glory  
Shaft Spillways, a Symposium)**

**Transactions of the ASCE, Vol. 121, 1956, 345-368**