

100 25

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



OBRAS DE CONTROL Y EXCEDENCIAS

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ELOY MONDRAGON AGUILAR

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.

INDICE

Pág.

CAPITULO 1 INTRODUCCION

1.1 Finalidad	1
---------------------	---

CAPITULO 2

OBRAS DE CONTROL Y EXCEDENCIAS EN ALMACENAMIENTO Y SUS ESTRUCTURAS

2.1 Obras de Control y Excedencias en Almacenamiento y sus Estructuras	3
2.2 Vertedores de Servicio y Auxiliares	4
2.3 Estructuras Componentes de las Obras de Excedencias	5
2.4 Tipos de Obras de Excedencias	10

CAPITULO 3

GASTO DE DISEÑO

3.1 Gasto de Diseño	20
---------------------------	----

CAPITULO 4

DISEÑO HIDRAULICO Y GEOMETRICO DEL CIMACIO VERTEDEDOR: LIBRE Y CONTROLADO

4.1 Diseño Hidráulico y Geométrico del Cimacio Vertedor: Libre y Controlado	23
4.2 Longitud Efectiva	24
4.3 Coeficiente de Descarga	24
4.4 Cimacios Controlados	33

CAPITULO 5
CONDUCTO DE DESCARGA

Pág.

5.1 Conducto de Descarga	38
5.2 Bordo Libre en el Canal de Descarga	40
5.3 Cavitación	41
5.4 Procedimiento de Revisión	49

CAPITULO 6

ESTRUCTURAS EYECTORAS O DISIPADORAS
DE ENERGIA

6.1 Estructuras Eyectoras o Disipadoras de Energía	51
6.2 Diseño Hidráulico de las Cubetas Disipadoras Tipo Lievi-Chertousov	54
6.3 Diseño Hidráulico de las Cubetas de Lanzamiento	56
6.4 Diseño Hidráulico de la Cubeta Dentada Tipo U.S.S.R	61
6.5 Diseño de Tanques Amortiguadores	64
6.6 Bordo Libre	67

CAPITULO 7

SISTEMA DE DRENAJE EN OBRAS DE CONTROL
Y EXCEDENCIAS EN ALMACENAMIENTO

7.1 Sistema de Drenaje en Obras de Control y Excedencias en Almacénamiento	71
Conclusiones	75
Ejemplos	78
Bibliografía	90

INTRODUCCION

1.1 Finalidad. La finalidad de los vertedores de demasías en las presas de almacenamiento y en las de derivación es dejar salir el agua excedente o de avenidas que no se pueden guardar en el espacio destinado para almacenamiento, y en las presas derivadoras dejar salir los excedentes que no se envían al sistema de derivación.

Ordinariamente, los volúmenes en exceso se toman de la parte superior del embalse creado por la presa y se conducen por un conducto artificial de nuevo al río o algún canal de drenaje natural.

La importancia que tiene un vertedor seguro no se puede exagerar; muchas de las fallas de las presas se han debido a vertedores mal proyectados o de capacidad insuficiente. La magnitud de la capacidad es de extraordinaria importancia en las presas de tierra y en las de enrocamiento, que tienen el riesgo de ser destruidas si son rebasadas; mientras que, las presas de concreto pueden soportar un rebasamiento moderado. Generalmente, el aumento en el costo no es directamente proporcional al aumento de capacidad.

Con frecuencia el costo de un vertedor de amplia capacidad es sólo un poco mayor que el de uno que evidentemente es muy pequeño.

Además de tener suficiente capacidad, el vertedor debe ser hidráulica y estructuralmente adecuado y de estar localizado de manera que las descargas del vertedor no erosionen ni socaven el talón de aguas abajo de la presa. Las superficies que forman el canal de descarga del vertedor deben ser resistentes a las velocidades erosivas creadas por la caída desde la superficie del vaso a la del agua en la descarga y, generalmente, es necesario algún medio para la disipación de la energía al pie de la caída.

La frecuencia del uso del vertedor la determinan las características de escurrimiento de la cuenca y la naturaleza del aprovecha-

miento. Ordinariamente, las avenidas se almacenan en el vaso , se derivan por las tomas o se descargan y no es necesario que funcione el vertedor. Las descargas por el vertedor se pueden producir durante las avenidas o periodos de escurrimiento elevado sostenido, cuando las capacidades de las demás salidas se exceden. Cuando la capacidad del vaso es grande o cuando las otras de descarga o de derivación son grandes, el vertedor se utilizará rara vez. En las presas derivadoras en las que el almacenamiento es limitado y los volúmenes derivados son relativamente pequeños, comparados con el gasto normal del río, el vertedor se usará casi constantemente.

OBRAS DE CONTROL Y EXCEDENCIAS EN ALMACENAMIENTO Y SUS ESTRUCTURAS

2.1 OBRAS DE CONTROL Y EXCEDENCIAS EN ALMACENAMIENTO Y SUS ESTRUCTURAS.

Se puede preparar un proyecto compuesto considerando debidamente los diferentes factores que influyen en el tamaño y tipo de vertedor, y correlacionando los elementos elegidos en las alternativas. Se pueden usar muchas combinaciones de los componentes para formar el proyecto completo del vertedor. Después de que se han determinado el tamaño hidráulico y las características de descarga de un vertedor mediante el estudio de la variación de niveles producida por la avenida de proyecto, se puede elegir las dimensiones generales del sistema de control. Entonces, se puede elaborar el proyecto específico tomando en cuenta la topografía y las condiciones de la cimentación, y adaptando la estructura de control y los diferentes componentes a las condiciones que imperan.

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

La adopción de un tamaño especial o arreglo para los componentes del vertedor pueden influir en la selección de los demás componentes. Por ejemplo, una estructura de control ancha con la cres-

ta en posición normal a la línea central del vertedor requerirá una transición larga, convergente para unirla a un canal de descarga angosto o a un túnel; una alternativa mejor pudiera ser la selección de una estructura de control más angosta con compuertas o una instalación lateral de control en el canal. De la misma manera, puede no ser posible un estanque amortiguador ancho para usarse en un canal cubierto o túnel, debido a la larga transición divergente que es necesaria.

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

2.2 VERTEDORES DE SERVICIO Y AUXILIARES.

Se denominan vertedores de servicio, aquella estructura que sirve para descargar con mayor frecuencia y desde los niveles altos de una presa los volúmenes excedentes; debido a este hecho en su diseño debe considerarse el factor frecuencia de descarga.

Es recomendable el empleo de vertedores auxiliares cuando las descargas por un solo vertedor sean de consideración, cuando uno solo resulte incosteable, cuando un sitio sea insuficiente, etc. Cuando aguas abajo del sitio de descarga no se permitan gastos extraordinarios, es alternativo construir un vertedor auxiliar que descargue a otro cañon o valle.

2.3 ESTRUCTURAS COMPONENTES DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

2.3.1 CANAL DE ACCESO.- Los canales de acceso o 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, no son necesarios los canales de acceso. Sin embargo, en el caso de vertedores colocados en las laderas en que se apoya la presa o en puertos o cuchillas, puede ser necesario canales que lleven el agua al control del vertedor y para alejar el agua de su estructura terminal.

Las velocidades de entrada deberán limitarse y las curvaturas y transiciones deberán hacerse graduales, con objeto de disminuir las pérdidas de carga en el canal (lo que tiene el efecto de reducir la descarga del vertedor) y para uniformar el gasto sobre la cresta del vertedor. La mala distribución del agua en el canal de entrada puede persistir a lo largo de la estructura y hasta puede ser del vertedor, y hasta puede ser la causa de erosiones perjudiciales en el cauce. La falta de uniformidad en la cresta puede también producir una reducción en la descarga.

2.3.2 ESTRUCTURA DE CONTROL.- Uno de los componentes principales de un vertedor es la estructura de control, porque regula y gobierna las descargas del vaso. Este control limita o evita las descargas cuando el nivel del vaso llega a niveles predeterminados, y también regula las descargas cuando el nivel del vaso alcanza niveles mayores a los ya fijados. La estructura de control puede consistir en una cresta, vertedor, orificio, boquilla o tubo. La relación entre la carga hidráulica y la descarga puede fijarse como en el caso de un simple vertedor sin regulación, o puede ser variable como en el caso de un controlado con compuertas, o de un

tubo controlado por una válvula. Las características de control de un conducto cerrado pueden cambiar en el tirante. En un vertedor con alcantarilla, por ejemplo, la entrada funcionará como vertedor para las cargas pequeñas cuando no está ahogado y como orificio cuando lo está. Al aumentar la profundidad a la que está ahogado, el gasto se controlará por el tubo funcionando como tubo y, finalmente, cuando esta más sumergido, el conducto funcionará como tubo forzado.

Las estructuras de control pueden tomar varias formas tanto en su posición como en su figura. En planta, los vertedores pueden ser rectos, curvos, semecirculares, en forma de U o redondos.

Los orificios pueden ser horizontales, inclinados o verticales. El orificio puede ser circular, cuadrado, rectangular o de forma irregular.

2.3.3 CANAL DE DESCARGA.- Los volúmenes descargados por la estructura de control generalmente se conducen al cauce, abajo de la presa, por un canal de descarga o cauce. 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 en la misma. La estructura de conducción puede ser el paramento de aguas abajo de una presa de concreto, 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. El perfil puede tener tramos con poca pendiente o muy inclinados; la sección transversal puede variar de rectangular a trapezoidal, circular o ser de cualquier otra forma; y el canal de descarga puede ser ancho o angosto, largo o corto.

Las dimensiones del canal de descarga dependen principalmente de los requisitos hidráulicos, pero la selección del perfil, de la forma de las secciones transversales, ancho, longitud, etc., depen-

den de las características geológicas y topográficas del terreno. Los canales abiertos excavados en las laderas generalmente siguen el perfil de la superficie del terreno; cuando las laderas forman un cañon puede ser conveniente un túnel. En planta los canales abiertos pueden ser rectos o curvos, con los costados paralelos, convergentes, divergentes o una combinación de estas formas. Un conducto cerrado puede consistir en un tiro vertical o inclinado descargando en un túnel casi horizontal atravesando una ladera o en un conducto constituido por un canal cubierto debajo o através de la presa. Ocasionalmente, se puede adoptar una combinación de un conducto cerrado a un canal abierto, como sería una alcantarilla debajo de un terraplén descargando a un canal abierto que condujera a lo largo de la ladera. Los canales de descarga deben cortarse en material resistente o revestirse con uno que lo sea al efecto de erosión de las grandes velocidades, y que sea estructuralmente adecuado para soportar las fuerzas producidas por rellenos, subpresión, cargas producidas por el peso del agua, etc.

2.3.4 ESTRUCTURA TERMINAL.- Cuando el agua que pasa por el vertedor 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 trata de disminuirlas producen grandes presiones. Por lo tanto, generalmente deben disponerse medios que permitan descargar el agua en el río sin erosiones o socavaciones peligrosas en el talón de la presa y que no produzcan daños a las estructuras adyacentes.

En algunos casos, la descarga se puede hacer a altas velocidades directamente en la corriente en la que se absorbe la energía a lo largo del cauce por impacto, turbulencia y rozamientos. Este método es satisfactorio cuando existe roca firme con tirantes con poca profundidad en el canal y a lo largo de las laderas o donde la

salida del vertedor: está suficientemente alejada de la presa o de otras estructuras auxiliares para evitar daños por socavación, arrastre, o reblandecimiento de las laderas. El canal de descarga puede terminarse bastante arriba del nivel del cauce o puede continuarse abajo del mismo.

Se puede utilizar tanques amortiguadores, cubetas de lanzamiento para lanzar el chorro a alguna distancia aguas abajo del extremo de la estructura. Con frecuencia, se puede disminuir la erosión en el cauce en el punto de contacto del chorro, dando a este la forma de lámina o abanico usando un deflector abocinado.

Cuando se prevé que se van a producir fuertes arrastres en el punto en que va a caer el chorro, se puede excavar un tanque en el cauce, revistiendo sus costados y el fondo con enrocamiento o concreto. En las instalaciones pequeñas, puede resultar conveniente hacer la excavación mínima y permitir que la descarga forme un estanque natural; después se reviste de enrocamiento o de concreto para evitar el arrastre. En estos casos debe construirse un dentellón adecuado, u otra protección en el extremo de la estructura del vertedor para evitar que se socave.

Cuando se quieren evitar erosiones intensas en el cauce, se debe disipar la gran energía de la corriente antes de descargarla al cauce del río. Lo que se puede efectuar usando un dispositivo para disipar la energía, como tanques para la formación del resalto, un lavadero con dados, una fosa con deflectores amortiguadores y muros, o algún amortiguador o disipador de energía. En el capítulo de diseño se vera con más detalle lo referente al diseño.

2.3.5 CANAL DE SALIDA.- Los canales de salida o descarga conducen el agua que pasa por la estructura terminal al cauce del río abajo de la presa. En algunos casos solamente se construye un canal piloto, haciendo la suposición de que por arrastre se ampliará la sección durante los mayores gastos. Donde el canal se hace en material que no se erosiona, debe excavar-se hasta que tenga la sección adecuada para que pase el gasto previsto sin que constituya una estrangulación que afecte el tirante en la estructura amortiguadora.

Las dimensiones del canal de descarga y la necesidad de protegerlo con revestimientos o enrocamientos, depende de la posibilidad de erosionarse. Aunque se construyan estructuras amortiguadoras puede ser imposible reducir las velocidades resultantes por debajo de la velocidad natural en la corriente original y, por lo tanto, no se podrá evitar que se produzcan algo de erosión en el cauce. Además en las condiciones naturales, los lechos de muchas corrientes se socavan al aumentar el tirante en las avenidas y se azolvan cuando desciende por los depósitos que se producen con el material que arrastra la corriente. Después de la creación de un vaso el vertedor normalmente descargará agua clara y el material deslavado por las altas velocidades no será remplazado con azolves. En consecuencia, se producirá un retroceso gradual del cauce del río de aguas abajo en el cauce, lo que disminuirá la relación del tirante al gasto del agua de descarga. Inversamente, el deslave, cuando se construye solamente un canal piloto, puede formar barras e islas aguas abajo efectuando una agradación aguas abajo en el cauce del río, lo que elevará el nivel del agua de descarga con relación a los gastos. Las dimensiones y medidas para evitar la erosión en el canal de descarga pueden estar influidas por estas consideraciones.

2.4 TIPOS DE OBRAS DE EXCEDENCIAS.- Los vertedores de demasías generalmente se clasifican de acuerdo con sus características más importantes, ya sea con respecto al sistema de control, al canal de descarga, o a otro componente. Con frecuencia los vertedores se clasifican en controlados y no controlados, según tengan o no compuertas. Comúnmente se clasifican como tipos los de descarga libre, de cimacio, de canal lateral de canal abierto, en túnel, embudo, de alcantarilla, de sifón etc.

2.4.1 VERTEDOR DE DESCARGA LIBRE.- Los vertedores de descarga libre son aquellos en los que el agua cae libremente de la cresta. Este tipo es el conveniente para las presas formadas por arcos delgados o para las presas vertedoras o cuando la cresta del vertedor tiene su paramento del lado de aguas abajo vertical o casi vertical. 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.

Ocasionalmente, la cresta se prolonga en la forma de boquilla volada para alejar el agua del paramento de la sección vertedora. En los vertedores de caída libre el lado inferior de la lámina se ventila suficientemente para evitar pulsaciones en ella.

Cuando no se construye una protección artificial en la base de la caída, se producen erosiones en los cauces formándose estanques profundos. El volumen y la profundidad del estanque están relacionados a la variación de las descargas, a la altura de la caída, y a la profundidad del agua de descarga. La resistencia a la erosión del material del cauce, incluyendo la roca fija, tienen poca influencia en el tamaño del estanque, en lo único que influye es en el tiempo necesario para excavarlo en toda su profundidad.

Cuando no se pueda tolerar la erosión, se puede hacer un estanque artificial, construyendo una presa auxiliar aguas abajo de la estructura principal o excavando un estanque que se revista de concreto.

Si los tirantes del agua de descarga son suficientes se formará un resalto hidráulico cuando la lámina libre cae sobre un zameado plano. Se ha demostrado que la ecuación de la cantidad de movimiento para el salto hidráulico se puede aplicar en las condiciones hidráulicas en la base de la caída, para determinar los elementos del resalto hidráulico.

Se puede proyectar para utilizarse con una amplia variación de tirantes en el agua de descarga un vertedor de caída libre para las presas bajas de tierra.

2.4.2 VERTEDORES DE CIMACIO.- Los vertedores de cimacio tienen una sección en forma de S. La curva superior del cimacio ordinariamente se hace que se ajuste rigurosamente al perfil de la superficie inferior de una lámina de agua con ventilación cayendo de un vertedor de cresta delgada. La lámina de agua se adhiere al paramento del perfil, evitando el acceso de aire a la cara inferior de la lámina. Para las descargas efectuadas con la carga de proyecto, el agua se desliza sobre la cresta sin interferencia de la superficie que la limita y alcanza casi su eficiencia máxima de descarga. El perfil en la parte que sigue de la curva superior del cimacio se continúa en tangente a lo largo de un talud para soportar la lámina de agua sobre la superficie de derrame. Una curva inversa al pie del talud desvía el agua hacia el lavadero de un tanque amortiguador o dentro del canal de descarga del vertedor.

La curva superior de la cresta puede hacerse más ancha o más aguda que la de la lámina de agua. Las más anchas hacen que la lámina de agua se apoye produciéndose una presión hidrostática positiva a lo largo de la superficie de contacto. En esta forma, la lámina crea un efecto de remanso y reduce la eficiencia de la descarga. Cuando las curvas son más agudas, la lámina tiende a separarse de la cresta y a producir una presión inferior a la atmosférica a lo

largo de la superficie de contacto. Esta presión negativa tiene por efecto aumentar la carga hidráulica efectiva, aumentando, por lo tanto la descarga.

La cresta del cimacio y el lavadero pueden construir todo el vertedor de demasías, mientras que en otros tipos de vertedores como la porción vertedora de una presa de concreto del tipo de gravedad; o la cresta de cimacio puede ser solamente la estructura de control de algún otro tipo de vertedor. Debido a su elevada eficiencia, la sección de cimacio es la que se usa en la mayor parte de las crestas de control de los vertedores de demasías.

2.4.3 VERTEDOR DE CANAL LATERAL.— Los vertedores con canales laterales 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. El agua que se vierte sobre la cresta cae en un conducto angosto opuesto al vertedor, gira, aproximadamente un ángulo recto, y luego continúa hasta caer dentro del canal de descarga principal. El proyecto del canal principal que en este caso es el lateral está supeditado solamente a las condiciones hidráulicas que imperan en el tramo de aguas arriba del canal de descarga y es, más o menos independiente de los detalles elegidos para los otros componentes del vertedor. Las descargas de los canales laterales pueden conducirse directamente a un canal de descarga abierto, a un conducto cerrado o un túnel inclinado. El agua puede entrar al canal lateral en un solo de los lados del conducto en el caso de que esté localizado en una ladera empinada, o por ambos lados y por el extremo si está ubicado en la cumbre de una loma o en una ladera suave. El vertedor lateral del tipo de "tina de baño" en el que el agua entra por ambos lados.

Las características de descarga de un vertedor lateral son semejantes a la de los vertedores ordinarios y dependen del perfil ele-

gido para la cresta. Sin embargo para las descargas máximas, el funcionamiento hidráulico del canal puede diferir del de los vertedores ordinarios en que su circulación puede estar restringida en el conducto y por que su cresta puede quedar ahogada.

En este caso, las características de funcionamiento se controlarán por una construcción en el canal aguas abajo del conducto.

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

2.4.4 VERTEDORES CON CANAL DE DESCARGA.- Los vertedores cuya carga 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, se le puede llamar vertedor de canal de descarga, de canal abierto o de cubeta. Estas designaciones se pueden aplicar sin tomar en cuenta el mecanismo de control usado para regular el gasto. Así un vertedor que tenga un canal del tipo de descarga, aunque esté controlado por un vertedor, un orificio con compuertas, un vertedor canal lateral, o alguna otra estructura de control, puede todavía llamársele 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 vertedores de demasías con canal de descarga se han usado en las presas de tierra más que los de cualquier otro tipo. Los factores que influyen en la selección de los vertedores con canales de

descarga son la sencillez de su proyecto y construcción, su adaptabilidad o casi cualesquiera condiciones de la cimentación, y a la economía en general que con frecuencia se obtiene por el uso del material de excavación en el terraplén de la presa. Los vertedores de demasías se han construido con éxito en todos los tipos de materiales de cimentación, que varían desde la roca sólida a la arcilla blanda.

Los vertedores de canal de descarga ordinariamente consta de un canal de entrada, una estructura de control, un canal de descarga, una estructura terminal y un canal de salida. La forma más sencilla del vertedor de canal de descarga es la que tiene su línea central recta y es de anchura uniforme. Con frecuencia, el eje del canal de entrada o del canal de descarga debe ser curvo para adaptar su alineamiento a la topografía. En estos casos, se confía la curvatura al canal de entrada, si es posible, debido a la pequeña magnitud de las velocidades de llegada. Cuando el canal de descarga debe ser curvo, con frecuencia se le da sobre-elevación a su plantilla para guiar el agua a alta velocidad en la curva, evitando que se acumule en el costado exterior de la misma.

Los perfiles de los vertedores con canal de descarga, por lo general, dependen de la topografía del emplazamiento y de las condiciones subterráneas de la cimentación. La estructura de control generalmente, se coloca en línea con la línea central de la presa o aguas arriba de ella. Generalmente, la porción superior del canal de descarga se lleva con la pendiente mínima hasta que sale a la superficie de la ladera, para disminuir la excavación. La porción muy inclinada del canal de descarga sigue el talud de la ladera.

La circulación del agua aguas arriba de la cresta, generalmente se efectúa a velocidad subcrítica, que luego es crítica al pasar por el control. Las velocidades en el canal de descarga ordinariamente se mantienen en el régimen supercrítico, siendo constantes

o aceleradas, hasta llegar a la estructura terminal.

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. De la misma manera, la convergencia o divergencia en planta debe ser gradual con objeto de evitar la formación de ondas transversales, rotaciones en las paredes, turbulencia excesiva o distribución irregular del agua en la estructura terminal.

2.4.5 VERTEDORES DE CONDUCTO Y DE TUNEL.- En los que se usa un canal cerrado para conducir la descarga alrededor o debajo de la presa con frecuencia el vertedor se llama de conducto o de túnel, según corresponda. 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 puede usar la mayor parte de las formas de estructuras de control, incluyendo crestas vertedoras, orificios de entrada verticales o inclinados, pozos verticales y vertedores laterales en los vertedores de demasías de conducto y de túnel.

Con la excepción de los que tienen entradas de orificio o de pozo, los vertedores de demasías de tuneles y de conducto se proyectan para funcionar parcialmente llenos en toda su longitud. En los de control de pozo o de orificio el tamaño del túnel o conducto se elige de manera que funcione lleno en un tramo corto en el control y luego parcialmente en el resto de su longitud. En los vertedores de túnel o de conducto cerrado se debe prever una ventilación abundante para evitar la formación e interrupción de efectos sifónicos que se produzcan en parte del túnel o conductos, 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.

Para garantizar la circulación libre en el túnel, la relación del área hidráulica en el túnel al área total del túnel se limita, con frecuencia, a, aproximadamente, el 75%. 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 en el vertedor.

Los vertedores de demasías de túnel pueden tener ventajas en los emplazamientos situados en los 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.

2.4.6 VERTEDORES DE DEMASIAS DE POZO O EMBUDO.- Un vertedor de pozo o embudo, como lo indica su nombre, es uno en el que el agua entra sobre un bordo en posición horizontal, cae un tiro vertical o inclinado y luego corre al cauce del río de aguas abajo por un entubamiento horizontal. Se puede considerar la estructura formada por tres elementos; que son: Un vertedor de control, una transición vertical y un canal de descarga cerrado. Cuando la entrada tiene forma de embudo, en este tipo, con frecuencia se le llama vertedor de demasías de bocina.

Las características de descarga de los vertedores de demasías de pozo pueden cambiar al variar la carga hidráulica. El control también variará de acuerdo con las capacidades relativas de descarga del vertedor, de la transición y del conducto o túnel.

Los vertedores de pozo se pueden usar ventajosamente en los emplazamientos de las presas en los cañones muy angostos, en los que las laderas son muy inclinadas, o en donde se dispone de un túnel de derivación o de un entubamiento, para usarse como ramal de aguas abajo. Otra ventaja de este tipo de vertedor es que casi se alcanza la máxima capacidad con cargas relativamente pequeñas; esta caracterís-

tica hace que el vertedor sea ideal para usarse cuando su gasto está limitado. Estas características también se pueden conciderar una desventaja, porque aumenta poco su capacidad cuando las cargas son mayores que las de proyecto, si ocurriera una avenida mayor que la de proyecto.

Lo que no sería una desventaja si este tipo de vertedor se fuera a usar como un vertedor de servicio, en combinación con un vertedor auxiliar o de emergencia.

2.4.7 VERTEDEDOR DE DEMASIAS DE SIFON.- Los vertedores de demasias de sifón son sistemas de conductos cerrados con la forma de una U invertida, colocada en tal posición que el interior de la curva del pasaje superior tenga la altura del nivel normal de almacenamiento en el vaso. Las descargas iniciales del vertedor, al subir el nivel del vaso arriba de lo normal, tiene un funcionamiento como sifón tiene lugar después de que se a 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.

La mayor parte de los vertedores de sifón están formados de cinco componentes. Incluyendo una entrada, una rama superior, una garganta o control, una rama inferior y una salida. Se instalará también 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 pase por la entrada. La entrada generalmente se coloca bastante abajo del nivel normal de la superficie del agua, para impedir la entrada de hielo y basuras, y para evitar la formación de vórtices y desembalses que pueden interrumpir el efecto sifónico. La rama superior está formada por una transición curva convergente para unir la entrada a una sección vertical de la garganta. La garganta o sección de controles, generalmente,

de sección rectangular y está situada en la cresta de la curva superior del sifón. Luego la curva superior continúa para unir un tubo vertical o inclinado que forma la rama inferior del sifón.

La rama inferior puede terminarse de manera que descargue verticalmente o a lo largo del paramento de una presa de concreto. La descarga puede ser libre o ahogada, según la disposición que tenga la rama inferior y de las condiciones de las descargas.

La ventaja principal de un vertedor de sifón en su cualidad dentro de estrechos límites de aumentos de la carga. Otra ventaja es su operación efectiva y automática sin mecanismos ni partes móviles.

Además de su elevado costo, en comparación con otros tipos, el vertedor de demasías de sifón tiene otras numerosas desventajas, incluyendo las siguientes:

- 1.- Incapacidad del sifón para dar paso al hielo y a las basuras.
- 2.- La posibilidad de que se obstruyan los pasajes del sifón y los tubos de ventilación para interrumpir el efecto sifónico con basuras u hojas.
- 3.- La descarga gastos mayores que las aportaciones cuando opera el sifón, si se usa uno solo. Se puede obtener una regulación mejor con la que se equilibren con mayor aproximación las aportaciones y las descargas construyendo una serie de sifones de menor tamaño, con las ventilaciones para interrumpir su funcionamiento ajustadas para que ceben los sifones en forma progresiva al aumentar las cargas hidráulicas en el vaso.
- 4.- La construcción de cimentaciones más resistentes que se requieren para soportar el efecto de las vibraciones, que son mayores que en otros tipos de estructuras de control.
- 5.- La ocurrencia de aumentos bruscos y detenciones de la descarga como resultado de la interrupción y reanudación del efecto sifónico, produciendo así fluctuaciones radicales en el gasto del río aguas abajo.

Como en el caso de otros tipos de conductos cerrados, una de las desventajas principales de los vertedores de sifón es la imposibilidad que tiene para manejar gastos mucho mayores que el de la capacidad de proyecto, aunque la carga del vaso exceda el nivel de proyecto. Por lo tanto, el vertedor de sifón está mejor adaptado al funcionamiento de vertedor de servicio, en combinación con una estructura auxiliar o de emergencia.

GASTO DE DISEÑO

3.1 GASTO DE DISEÑO.- Cuando ocurre una avenida en el cauce de una corriente sin obstáculos, se concidera un suceso natural del cual ningún individuo o grupo asume ninguna responsabilidad. En embargo, cuando se colocan obstáculos en el cauce, es responsabilidad de los promotores, que los riesgos a que están sujetos los intereses situados aguas abajo no aumenten apreciablemente, o responder por los daños que pudieran producirse por la operación o falla de dichas estructuras.

Para determinar la avenida de diseño de una obra en particular, esto es la avenida máxima que dicha obra deberá manejar sin que le ocurran daños.

Para diseñar una obra de excedencias se necesita determinar las avenidas con las que supuestamente va a trabajar, ya sea las que se presentan únicamente en condiciones extraordinarias, a las que frecuentemente se tendrán que manejar. Para determinar las avenidas existen diferentes métodos alternativos de cálculo. Para determinar tales avenidas se requiere, en primer término definir las avenidas que pueden ocurrir en el río, independientemente de la posición presa que regula su comportamiento.

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

La determinación de la avenida de diseño requiere de la informa-

ción hidrológica. Brevemente, puede decirse que esta información consiste de registros de la variación del gasto con el tiempo en el sitio donde estará la presa, así como en registros de la variación en el tiempo de las alturas de lluvia en la cuenca que drena en ese sitio, esto es, de hidrogramas y hietogramas, de preferencia obtenidos simultáneamente.

Los métodos más empleados en el medio son:

Método estadístico de Gumbel.

Método de relación lluvia-escorrimento utilizando el hidrograma unitario.

Método de envolventes de Creager.

Dentro de estos métodos el de Gumbel es el de uso más frecuente en México; es por ello que a continuación se describe ya que los otros se podran ver en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, en la sección de Hidrotecnia en "Avenidas de diseño".

Método estadístico de Gumbel.

En él método se parte de la hipótesis de que los valores de los gastos máximos anuales pueden representarse estadísticamente con una función de distribución de probabilidades de la forma

$q = a + c \ln \ln T_m / T_m - 1$ donde:

q Variable que representa a los gastos máximos anuales.

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

T_m Periodo de retorno en años, asociado al gasto q, cuyo recíproco es la probabilidad de que en un año cualquiera ocurra ese gasto o una mayor.

En seguida se describe el procedimiento para el ajuste por mínimos cuadrados de la función anterior, conocido como método de Nash.

1) Los picos máximos de n años sucesivos de muestra se ordenan de mayor a menor y se les designa con la letra q_i ; tambien se les asig-

na un valor que corresponde al número de orden del arreglo descrito.

2) Se estima para cada gasto un periodo de retorno definido por $T_m = n+1/r_i$ y, sucesivamente se calcula, para cada gasto, el cociente T_m/T_{m-1} , y el logaritmo natural del logaritmo natural de dicho cociente, el cual se designa como $X_i = \text{LnLn}(T_m/T_{m-1})$. T_m es una estimación del parámetro de la distribución teórica de la población de gastos máximos.

3) Para cada gasto se calculan los cuadrados de q_i , X_i , y el producto $X_i q_i$.

4) Se hace la suma de los valores q_i , q_i^2 , X_i , X_i^2 , y $X_i q_i$ desde $r=1$ hasta $r=n$

5) Se calculan las medias de \bar{q} y \bar{x}

6) se determinan las constantes $c = \text{sum}(X_i q_i) - n \bar{x} \bar{q} / \text{sum} X_i^2 - n \bar{x}^2$ y "a"

7) El gasto correspondiente a cualquier periodo de retorno T_m , en años, se determina con la siguiente expresión

$q(T_m) = a + c \text{LnLn } T_m/T_{m-1}$ donde

$q(T_m)$ gasto con periodo de retorno T_m .

$\text{Sum} = \text{sumatorias desde } i=1 \text{ hasta } n$

$a = \bar{q} - c \bar{x}$

DISEÑO HIDRAULICO Y GEOMETRICO DEL CIMACIO VERTEDEDOR: LIBRE Y CONTROLADO

4.1 DISEÑO HIDRAULICO Y GEOMETRICO DEL CIMACIO VERTEDEDOR; LIBRE Y

CONTROLADO.- Como se dicutio anteriormente las secciones de las crestas cuya forma se aproxima a la de la superficie inferior de la lámina que sale por un vertedor de pared delgada, constituye la forma ideal para obtener óptimas descargas. La forma de esta sección depende de la carga, de la inclinación del paramento de aguas arriba de la sección vertedora sobre el piso del canal de llegada (que influye en la velocidad de llegada a la cresta). Se ha estudiado en forma extensa las secciones de las crestas en los laboratorios hidráulicos de Bureau of Reclamation, y se han publicado datos sobre la forma en que se pueden determinar las secciones para las crestas vertedoras.

La descarga sobre una cresta de cimacio se obtiene por medio de la formula $Q=CLH^{1.5}$ donde

C Coeficiente de descarga, en m^5/s

H Carga total sobre la cresta, en m

L Longitud efectiva de cresta, en m

Q Gasto en m^3/s

En el coeficiente de descarga influyen numerosos factores como:

- 1.- La profundidad de llegada
- 2.- La relación de la forma real de la cresta en la de la lámina ideal
- 3.- Pendiente del paramento aguas arriba
- 4.- Interferencia del lavadero de aguas abajo y
- 5.- El tirante de la corriente aguas abajo

En la carga total sobre la cresta H no se toma en cuenta las pérdidas por rozamiento en el canal de llegada ni otras debidas a la curvatura del canal aguas arriba, las pérdidas al pasar por la sección de la entrada, ni las pérdidas en la entrada o en la transición. Cuando en el proyecto del canal de llegada se producen pérdidas importantes, deben añadirse a H para determinar las elevaciones correspondientes a las descargas dadas por la ecuación anterior.

4.2 LONGITUD EFECTIVA.- Para definir la longitud efectiva, cuando existen pilas y estribos en la cresta las cuales tienen una cierta geometría, producen contracciones laterales sobre la descarga, por lo tanto la longitud efectiva L_e será menor que la longitud neta de la cresta. El efecto de las contracciones en los extremos puede tomarse en cuenta reduciendo la longitud neta de la cresta como sigue: $L_e = L - 2(NK_p + K_a)H$ donde

H Carga total sobre la cresta.

K_a Coeficiente de contracción por estribo (ver fig 1 y 2).

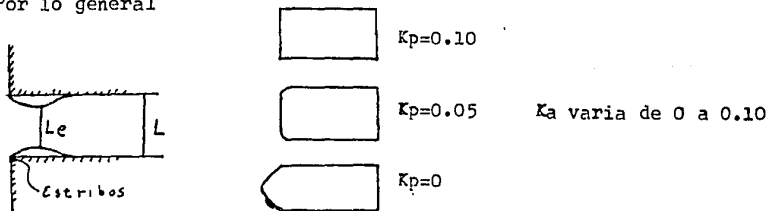
K_p Coeficiente de contracción con pilas (ver fig 3).

L Longitud total neta de la cresta, en m.

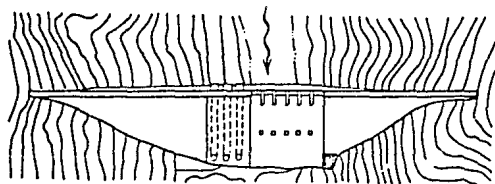
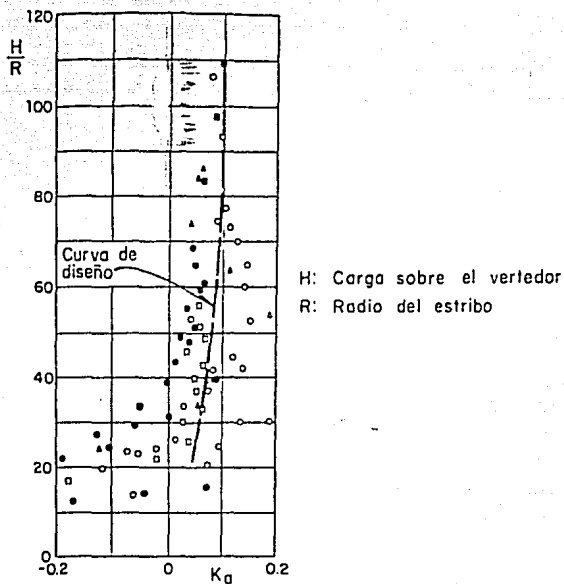
L_e Longitud efectiva de la cresta, en m.

N Número de pilas.

Por lo general

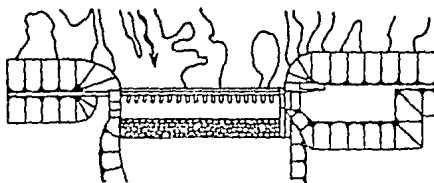
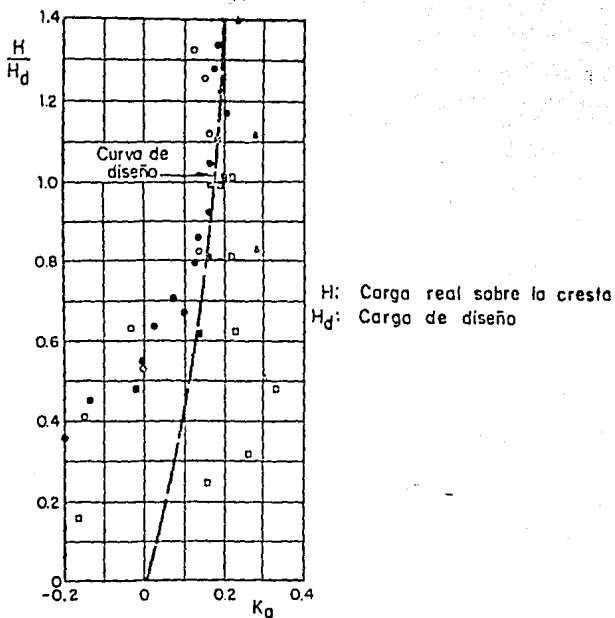


4.3 COEFICIENTE DE DESCARGA C .- El valor del coeficiente se obtiene de la figura 4, este coeficiente esta en función de los cocientes H entre carga de diseño H_d y profundidad del canal de acceso p entre



Sección gravedad vertedora, con
 secciones adyacentes de concreto

FIG. 1 Coeficientes de contracción por estribo



Sección gravedad vertedora, con secciones adyacentes de enrocamiento

FIG. : 2 Coeficientes de contracción por estribo

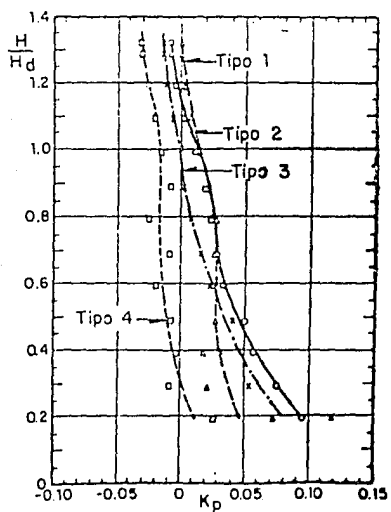
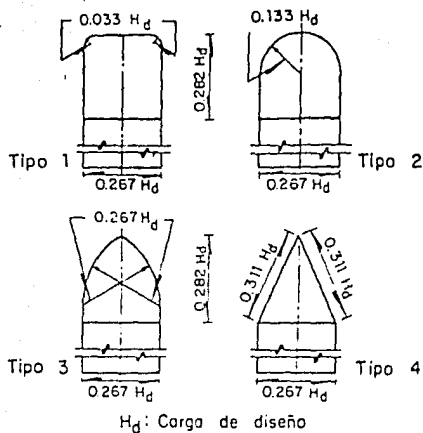
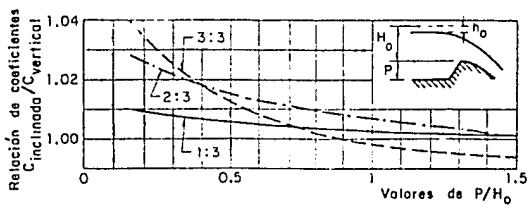
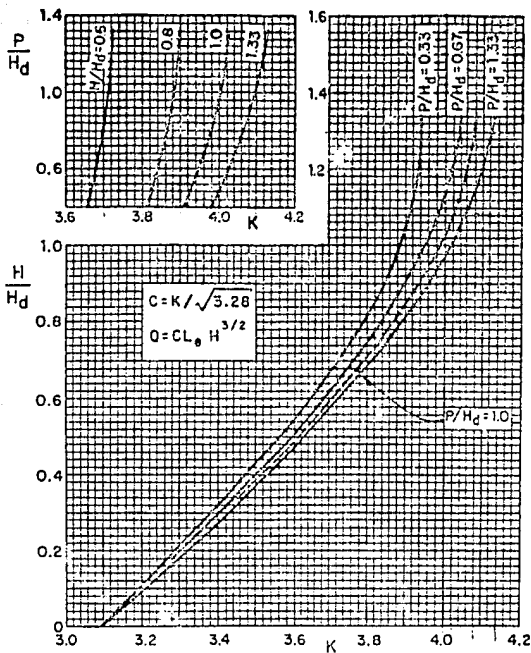


FIG. 3 Coeficiente de contracción por pilas



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

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

FIG. 4 Coeficientes de descarga para cimacio de cresta libre

carga de diseño Hd.

Si el tulud del o el paramento del cimacio es diferente al vertical, debe corregirse el coeficiente anterior por la relación dada en el cuadro inferior de la misma gráfica.

El efecto de ahogamiento, consiste en que cuando el tirante de aguas abajo por ser sato hidráulico aumenta la carga sobre el cimacio para el mismo gasto o bien disminuye el gasto para la misma carga, esto se toma en cuenta reduciendo el coeficiente en el porcentaje mostrado en la figura 5.

Para diseños preliminares en cimacios bajos se usa la figura 6 la cual muestra el coeficiente de descarga a diferentes profundidades del canal de acceso para una carga igual a la de diseño.

Los coeficientes que se obtienen de la figura 6 son válidos cuando se tengan cargas desde 0.13 a 1.0 Hd; así mismo, sirven cuando el radio del pie del cimacio es del orden 0.0, 0.5 y 1.0 Hd.

Existen presiones sobre los cimacios, debido a que se tienen perfiles propuestos la distribución de presiones sobre la cresta de un cimacio con o sin pilas bajo diferentes cargas se muestran en el Chow V.T de Hidráulica de los Canales Abiertos con base en pruebas desarrolladas por el U.S.B.R y la oficina del Weterways Experimental Station, se han valuado las presiones resultantes que se muestran en el libro anteriormente mencionado operando con la carga de diseño (ver V.T Chow Fig 14-13.). Adeás se utilizan en el análisis de estabilidad del cimacio.

En los cimacios se presentan fuerzas tanto vertical como horizontal, en las primeras son las presiones que actúan en toda la superficie curva de la cresta del cimacio, la segunda, son las presiones horizontales que actúan solo en la superficie curva de la cresta hacia aguas abajo, de estas fuerzas se sacan dos principales que vendrian siendo las resultantes, también la presión hidrostática que siempre se deberá conciderar, para tomar en cuenta el efecto

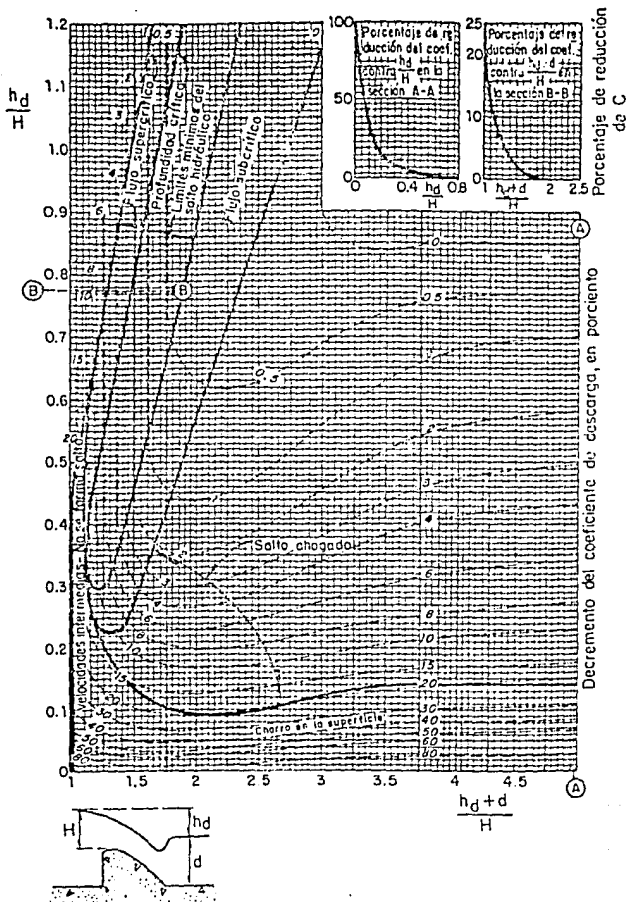
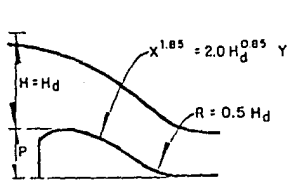
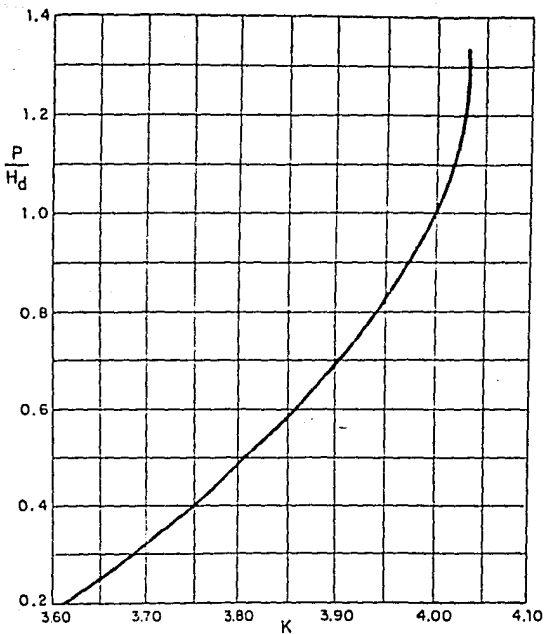


FIG. 5 Disminución del coeficiente C de descarga, en porcentaje por efecto de ahogamiento



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

$$Q = C L_e H^{3/2}$$

$$P/H_d \leq 1.4$$

$$H = H_d$$

FIG. 6 Coeficiente de descarga para cimacios bajos y carga de diseño

horizontal que actua desde la cresta del cimacio hasta la base del mismo, pero conciderando la carga aguas arriba del cimacio y desde la misma cresta.

Para los perfiles del agua sobre los cimacios consultar el V.T Chow Fig 14-8 donde se muestra este tipo de perfiles, tomando en cuenta pilas intermedias y sin ellas, para diferentes profundidades del canal de acceso y cargas sobre el vertedor.

Cuando se diseña un cimacio para una carga de diseño menor a la máxima de operación, se dice que es un cimacio deprimido. Debido a que la lámina vetiente tiende a separarse de un perfil deprimido, la carga máxima no debe ser mayor de 1.33 veces la carga de diseño. Para evitar el efecto de cavitación, las presiones negativas que se desarrollan en el perfil deprimido no deben llegar a la presión de vaporización del agua.

debemos resumir que para cargas más pequeñas a las de diseño, aumenta la fricción y disminuye el coeficiente de descarga C y se presentan presiones mayores a la atmosferica. Para cargas más grandes a las de diseño, disminuye la fricción y aumenta el coeficiente C y se presentan problemas de erosión por cavitación.

Un perfil normal se presenta cuando Hmax entre Hd es igual a la unidad. Para definir el perfil del cimacio se utiliza la siguiente ecuación $Y/Hd=1/K(X/Hd)^n$ ó $Y=1/k X^n Hd^{1-n}$ la cual como se indica depende de K y n que acontinuación se dan dichos valores

Pendiente	K	n
Vertical	2	1.85
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.810
3:3	1.873	1.776

Para valores intermedios del paramento aguas arriba se hace una interpolación para conocer K y n.

4.4 CIMACIOS CONTROLADOS.- Para cimacios controlados se adoptaran los perfiles recomendados para el caso de cimacios de cresta libre con una carga de diseño igual a la carga máxima para compuertas totalmente abiertas. En los cimacios controlados cuando se dan aberturas pequeñas en las compuertas, aparecen presiones negativas que no sobrepasan los valores de 0.10 y 0.13 Hd, cuando las cargas aguas arriba de la compuerta son Hd y 1.33 Hd respectivamente.

Para evitar las presiones negativas en el cimacio, el perfil del mismo aguas abajo de la compuerta deberá coincidir o debe coincidir con el perfil del chorro de un orificio ya que la compuerta al estar parcialmente abierta estaria trabajando como si fuera un orificio lo cual se dice que se forma un orificio vertical ya que la compuerta se apoya en la cresta del cimacio, y la normal trazada al perfil del cimacio en el punto de apoyo de la compuerta es vertical por eso es que se forma un orificio vertical. Para este caso la curva del chorro y por tanto del perfil del cimacio se presenta por la ecuación de la parábola $-Y=X^2/4H$ donde

H Es la carga sobre el centro de la abertura, en m

X, Y Coordenadas, en m ver Fig 7

Si se presenta el caso de un orificio inclinado un ángulo t, medido a partir de la normal del perfil del cimacio, en el punto de apoyo de la compuerta la ecuación de la curva del chorro será $-Y=XT \tan t + X^2/4H \cos^2 t$ (ver fig 9)

Cuando se proyecta un cimacio controlado por compuertas, con los criterios de un cimacio de cresta libre para la carga máxima y si se quieren tener presiones negativas pequeñas; menores de 0.10Hd aguas abajo de la compuerta, lo más recomendable es que se coloque el umbral de la compuerta aguas abajo de la cresta del cimacio para propiciar un orificio inclinado para tratar de aproximar la trayectoria del chorro en la forma del perfil del cimacio.

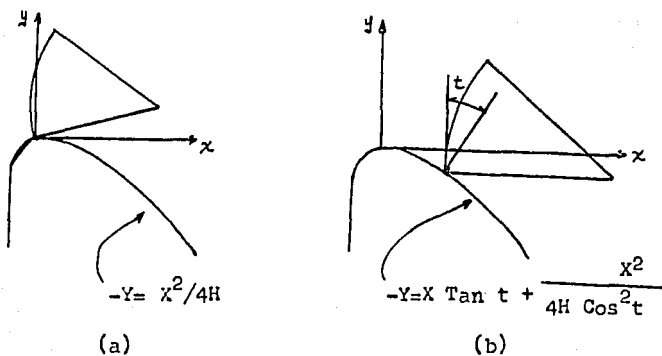


FIG. 7 Cimacios controlados por compuertas.

Perfiles para evitar presiones negativas, cuando el orificio es vertical (a) ($t=90^\circ$ porque la compuerta se apoya en la cresta) y cuando el orificio es inclinado (b) ($t=90^\circ$ porque la compuerta se apoya aguas abajo de la cresta).

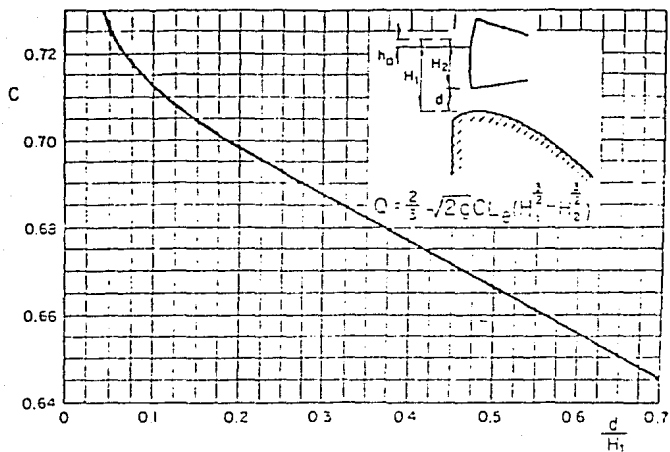


FIG. 8 Coeficientes de descarga para compuertas parcialmente abiertas

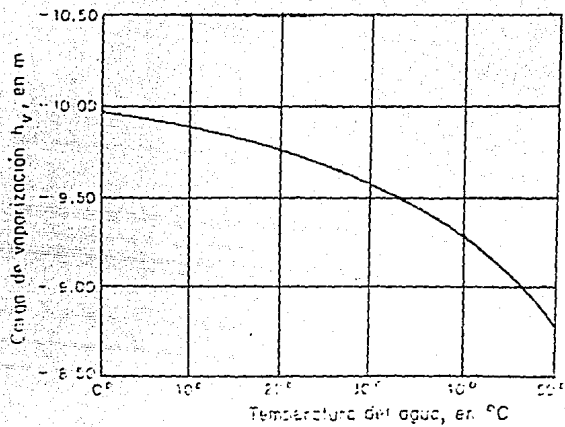


FIG. 9 Variación de h_v con la temperatura

El coeficiente de descarga para compuertas, se usa como primera aproximación y para anteproyectos de cimacios se recomienda la figura 8 aplicados a la siguiente fórmula $Q=2/3\sqrt{2g} CLe(H_1^{1.5}-H_2^{1.5})$ donde

C Coeficiente de descarga, recomendado en la fig 8.

g Aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

H_1 Carga al fondo del orificio, en m.

H_2 Carga al labio inferior de la compuerta, en m

Le Ancho efectivo del orificio igual a la longitud de cresta efectiva, en m

Para proyectos definitivos en compuertas radiales debe aplicarse el método propuesto por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos.

Este método proporciona una discrepancia al gasto real de un dos por ciento para relaciones de abertura de compuerta a carga, menores que 0.6.

CONDUCTO DE DESCARGA

5.1. CONDUCTO DE DESCARGA.- La descarga generalmente, pasa con el tirante crítico en la estructura de control del vertedor y entra en el canal de descarga con régimen supercrítico o turbulento. Para evitar la formación de un salto hidráulico abajo del control, el régimen debe permanecer siendo supercrítico en toda la longitud del canal. El flujo en el canal puede ser, uniforme, acelerado o retardado, según las pendientes y dimensiones del canal y la caída total. Cuando se desea disminuir la pendiente para reducir la excavación en la parte de aguas arriba del canal, el flujo puede ser uniforme o retardado, seguido de un flujo acelerado en la parte más inclinada que conduce al nivel del río. El gasto en cualquier punto a lo largo del canal dependerá de la energía específica, disponible en ese punto. Esta energía será igual a la caída total desde el nivel del agua del vaso hasta el piso del canal en el punto que se considera, menos la carga acumulada debido a las pérdidas en ese punto. Las velocidades y tirantes a lo largo del canal se pueden fijar eligiendo la pendiente y las dimensiones de las secciones transversales del canal.

Para el cálculo de velocidades y tirantes a todo lo largo del conducto, ya sea a cielo abierto o en túnel se debe aplicar el teorema de Bernoulli aplicado por tramos.

Cuando un canal de descarga presenta un perfil curvo, la fuerza centrífuga ejerce presiones que hace necesaria la modificación del término que representa la carga de presión. En el caso de que se presenten curvas debe tomarse en cuenta esta modificación siempre y cuando el radio de la curva sea mayor que $0.125yv^2$ (y tirante en

metros y v velocidad en m/s).

Para canales de gran pendiente la carga de presión vale

$$H = y \cos t + \frac{v^2}{gR} \text{ donde}$$

H Carga de presión en m

y Tirante medio en dirección perpendicular a la plantilla del canal,
en m

R Radio de curvatura vertical de la plantilla, en m

t ángulo entre la plantilla y la horizontal, en grados

V Velocidad media, en m/s

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

Cuando la velocidad en el canal es mayor a los $5m/s$ se considera que existe inclusión de aire lo cual al presentarse este fenómeno aumentan los tirantes. Este incremento de tirante, respecto al calculado teóricamente puede determinarse por medio de la fórmula siguiente $U = 10 \sqrt{0.2V^2/gr - 1}$ que es la fórmula de Douma la cual nos indica el porcentaje de aire incluido.

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

U porcentaje de aire incluido en volumen.

V velocidad del escurrimiento.

r radio hidráulico, en m .

Entonces los tirantes se obtendrán con la expresión siguiente.

$$Y_1 = (1 + U/100)^{1/3} Y \text{ donde}$$

Y_1 Tirantes reales con aire incluido, en m

Y Tirante teóricamente, en m

El perfil del conducto de descarga debe adaptarse a las condiciones que se tengan en tanto a las geológicas como las topográficas del sitio si el canal es a superficie libre. El canal siempre debe estar excavado y en lo posible en roca competente. De preferencia el tramo inicial se escogera por cada pendiente hasta intersectar con el perfil del terreno y a partir de ese punto se sigue con la topo-

gráfica del terreno natural, el perfil debe de definirse por tramos rectos unidos entre sí y si es necesario por curvas verticales según se requiera. Para evitar la tendencia de separación de la plantilla de una curva convexa esta deberá ser más tendida que la trayectoria de un chorro libre bajo una carga igual a la energía específica a la entrada de la curva. La curva de la plantilla debe seguir la ecuación $Y = X \tan \alpha + \frac{X^2}{6(y \cos \alpha + H \bar{v})}$ donde $y \cos \alpha + H \bar{v}$ Energía específica del escurrimiento al principio de la curva, en m

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

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

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

$$r = 0.125yV^2$$

$$r = 10y \text{ donde}$$

r radio de curvatura, en m

y tirante medio en dirección perpendicular a la plantilla del canal, en m

V velocidad del escurrimiento, en m/s

Para la liga entre el pie de un cimacio y el canal de descarga se debe hacer con una curva circular con un radio no menor de cinco veces el tirante $\geq 5y$

5.2 BORDO LIBRE EN EL CANAL DE DESCARGA.- El U.S. Bureau of Reclamation ha elaborado una relación empírica para el cálculo del bordo libre en terminos de la velocidad y la energía del escurrimiento. Bordo libre = $0.60 + 0.37V(y)^{1/3}$; en m donde

y tirante, en m

V velocidad, en m/s

En las obras hidráulicas de alta caída, las cuales están expuestas a la erosión, la cual es debido a las altas velocidades que se generan en la rápida, la cavitación puede ocurrir aguas abajo de cualquier obstáculo o cambio de dirección y por rugosidad de la conducción. Una vez que ocurra la cavitación en la mayoría de los casos el daño es progresivo. Cuando la erosión se debe a la existencia de un obstáculo, la solución puede ser muy sencilla, lo cual consiste en quitar, cambiar el obstáculo, limpiar la zona y reforzar con placas de acero, o bien con concretos más resistentes o también se pueden usar resinas especiales; en cambio cuando la erosión es debido a la rugosidad o a malos colados, la solución puede ser más complicada y costosa.

5.3 CAVITACION.- La cavitación aparece cuando se forma alguna cavidad que contiene vapor dentro de un medio líquido; esta cavidad se genera porque la presión se vuelve menor que la presión de evaporización del líquido; este fenómeno es proporcionado por las irregularidades o la alta rugosidad en las paredes de la conducción.

El parámetro que se emplea para describir las condiciones del escurrimiento relacionado a la cavitación es el número de Thoma o índice de cavitación

$$\sigma = \frac{h_p - h_v}{\frac{V^2}{2g}}$$

σ número de Thoma o índice de cavitación, adimensional

h_p carga de presión en la zona de interés, en m

h_v carga de vaporización del líquido, en m (ver fig 9)

$V^2/2g$ carga de velocidad en la zona de interés, en m

Para estimar que en un cierto punto de la obra existe el riesgo de que se presente la cavitación, debe conocerse el índice de cavitación

ción incipiente V_{L_1} de una superficie o irregularidad que se asemeje a la de la obra (este se obtiene experimentalmente de las características del flujo cuando empieza a aparecer manchas blancas que nos indica el inicio de la cavitación) y compararlo co el índice de cavitación V_L que se tiene en la rápida desde luego con las condiciones de operación. Para el escurrimiento donde $V > V_L$ no habrá vavita: $\sigma_{\bar{n}}$, para $V < V_L$ si lo habrá.

De acuerdo a las investigaciones que se han realizado debido a este fenomeno de la cavitación se introduce el concepto de índice de cavitación local \bar{V}_k , el cual se calcula con el número de Thoma con una velocidad $V = vk$ que se toma a una distancia k de la pared que es su rugosidad equivalente, o bien, para obstáculos, con velocidad $V = vb$ a una distancia b igual a la altura del obtáculo. Si dicho índice se compara con el índice de cavitación local \bar{V}_{k_1} ó \bar{V}_{b_1} , según sea el caso obtenido experimentalmente ya que es característico de cada rugosidad, protuberancia o irregularidad en una superficie; si V es mayor V_L no habrá cavitación y si lo habra en caso contrario. En los siguientes subcapítulos se dan los valores encontrados experimentalmente para diversas irregularidades de las paredes de una conducción.

Accontinuación se indica la forma de evaluar h_p , h_v , V_k , y V_b para ser usados en el índice de cavitación.

1.- Carga de presión h_p .- La carga de presión h_p , en un punto de la obra, sera la proyección vertical h_p , de la longitud de la normal a la pared de la conducción desde la pared hasta la superficie del agua esto es para tramos donde la obra sea prismatica. Si se presenta el caso donde hubiere curvatura vertical a ese valor se le deberá añadir un termino correctivo para obtener la carga de presión h_p . (ver fig 10).

$$h_p = h_{p_1} \pm \frac{vV^2}{g}$$

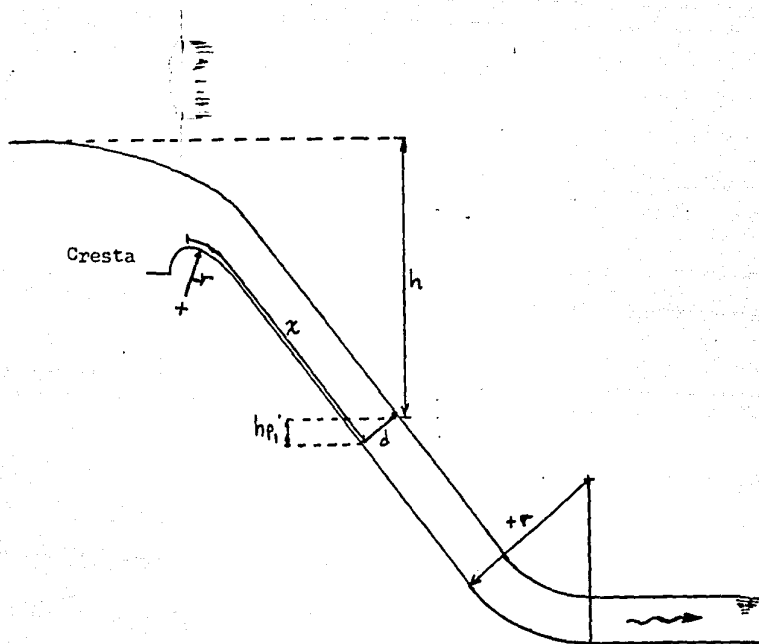


FIG . 10 Esquema para mostrar la medición de h , X y h_p .

+ curvatura cóncava

- curvatura convexa

r radio de curvatura de la línea de corriente, en el punto considerado (practicamente igual a la de la superficie de la conducción) en m

V velocidad media en la sección transversal que pase por el punto concic r_{ado}, en m/s

2.- Carga de evaporización h_v .- La carga de evaporización h_v depende del grado de pureza del agua y de su temperatura, para fines practicos se utiliza la figura 9 para obtenerla.

3.- Velocidad local V_k .- Se determina con la expresión siguiente:

$$V_k = \frac{1.68 \sqrt{2gh}}{0.33 + \log K/k} \text{ donde}$$

V_k velocidad local, en m/s

h diferencia entre el nivel del agua en el vaso y el nivel de la superficie libre del escurrimiento intersectada por una normal de la pared de la conducción en la sección considerada, en m

K rugosidad equivalente en la superficie, en mm. Se estima de dos formas una con la figura 11 si se conoce el coeficiente de Manning n representativo de la superficie y la otra por medio de la tabla de la figura 12; finalmente se escoge la mayor de las dos.

X distancia medida sobre la superficie de la rápida que va desde la cresta del vertedor hasta el punto de interés, en mm.

4.- Velocidad local V_b .- Si se tiene el caso de protuberancias en la pared del conducto se debe emplear en el cálculo de \sqrt{V} una velocidad V_b mayor que V_k que se obtiene de la manera siguiente:

$$V_b/V_k = 0.68 \log b/K + 1 \text{ dode}$$

V_b velocidad local, en m/s

b altura de la protuberancia, en mm

Al hacer la evaluación de la posible cavitación en una curva cóncava

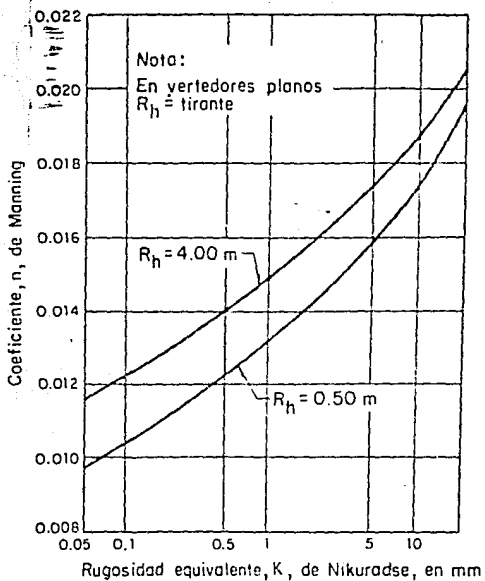


FIG. 11. Relación entre n y K para radios hidráulicos, R_h , comprendidos entre 0.5 y 4.0 m

M A T E R I A L	K (mm.)
Vidrio	0.05 a 0.90
Cemento	
Muy bien terminado	0.20 a 1.20
Mortero	0.30 a 2.20
Concreto	
Bien terminado	0.30 a 1.50
Aplanado con llana	0.50 a 2.20
Aplanado con plana	0.90 a 3.20
Sin terminar	1.50 a 12.00
Cimbra de acero	0.60 a 1.50
Cimbra de madera cepillada	0.60 a 3.20
Cimbra de madera sin cepillar	2.20 a 14.0
Gunita	3.20 a 15.0
Muy maltratado	5.0 a 20.0

FIG. 12 Valores de K para diversos materiales.

vertical el índice de Thoma local \sqrt{K} ó \sqrt{b} deberá afectuarse de un coeficiente que vale 0.76, esto se hace para tomar en cuenta el hecho de que la velocidad local aumenta en estas curvas

$$\sqrt{K_p} = 0.76 \sqrt{K} \quad \sqrt{b_p} = 0.76 \sqrt{b}$$

donde índice de cavitación local en el piso para curvas verticales cóncavas.

Para cavitación por rugosidad natural de una superficie según su acabado.

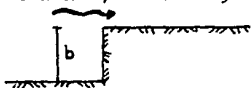
Para $0 < K < 5 \text{ mm}$ $\sqrt{K_i} = 1.3$ en superficies de concreto

Para $0 < K < 10 \text{ mm}$ $\sqrt{K_i} = 1.5$ en superficies de concreto

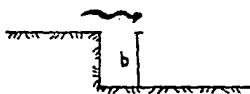
K se determina como ya se indicó anteriormente

Para cavitación tras irregularidades locales de la superficie de la conducción. De acuerdo a estudios que se han realizado para diferentes tipos de obstáculos bidimensionales normales al flujo que son

escalones, ranuras y topes.



Escalón contra el flujo



Escalón en favor del flujo



Ranura rectangular



Ranura triangular



Tope circular



Tope triangular

Los escalones se pueden presentar en el caso entre la unión de dos colados o en lugares donde la cimbra sufra algún movimiento vertical. Si el escalón presenta el frente al flujo $\sqrt{K_i} = 2.4$ y se debe de calcular \sqrt{b} con una velocidad V_b a la altura b del escalón, calculada con la relación V_b/\sqrt{K} mencionada con anterioridad.

Si el escalón es a favor del flujo $V_{K_i} = 1.1$ y V_K se calcula como para el caso de rugosidad distribuida.

De acuerdo a los estudios en las ranuras que son de dos tipos rectangular y triangular para las primeras $V_{K_i} = 1.5$ y para las segundas $V_{K_i} = 1.4$. Por ultimo los topes estudiados son con dos formas: Circulares y triangulares; para las circulares $V_{b_i} = 1.4$ y para los triangulares $V_{b_i} = 1.6$

V_b debe evaluarse con la V_b a la altura b del tope como se indica antes.

Para cavitación por deslizamientos .- Por deslizamiento se entiende un cambio en la dirección en la conducción. La característica más sobresaliente es que el tamaño con relación a lo que se a definido como obstáculo local es más grande. Se han estudiado dos tipos de deslizamientos bidimensionales los cuales son normales al flujo. Estos tipos de deslizamiento son debidos a cimbras mal alineadas y los otros a que la cimbra cedio; a la vez los debidos a cimbras mal alineadas pueden tener su rama aguas arriba de la horizontal figura a, o en subida figura b



a) Deslizamiento con acceso horizontal

b) Deslizamiento con acceso en subida

Deslizamientos comunes en las obras vertedoras debidos a mala alineación de la cimbra.

Para cuando se tiene su rama aguas arriba horizontal $V_{K_i} = 1.05$ y debe calcularse V_K como para el caso de rugosidad distribuida.

Si la rama aguas arriba sube $V_{b_i} = 1.0$ y debe calcularse V_b con la velocidad V_b a la altura b del desalineamiento calculada con la

relación V_b/V_k .

Para los desalineamientos debidos a que la cimbra cedio $\sqrt{b_i}=1.4$ y \sqrt{b} se obtiene con V_b a la altura b del desalineamiento calculada con la relación V_b/V_k .

Para cavitación por protuberancias.- Debido a que cuando se hacen los colados al quitar la cimbra quedan protuberancias las cuales no corresponden a los desalineamientos ni a los obstáculos ya mencionados, sino que son de forma irregular. Se ha experimentado con estas irregularidades, normales al escurrimiento y perimetrales y para otros casos.

$$\sqrt{K_i}=1.8 \text{ para } 0 < K < 5\text{mm}$$

$$\sqrt{K_i}=2.2 \text{ para } 5 \leq K < 10\text{mm}$$

La \sqrt{K} debe calcularse empleando como valor de K la altura de la protuberancia en relación con la superficie de concreto.

5.4 PROCEDIMIENTO DE REVISIÓN.- Para la revisión se conoce la geometría de la obra, acabado, gasto y tirante de escurrimiento.

a) Se seleccionan tramos a distancias convenientes, por ejemplo a cada 15 m, y se determina:

X distancia desde la cresta

h altura desde el nivel del vaso hasta la superficie libre del escurrimiento en esa sección

y tirante medido perpendicular al flujo (ver fig 10)

b) Se determina la carga de presión h_p , en cada sección con la ecuación de la figura 10, corrigiendo por curvatura si existe.

c) Se encuentra la carga de evaporización h_v , igual a -9.75 para temperaturas entre 20° y 25° grados centigrados. Si se desea afinar este valor ver figura 9.

d) Se fija u na rugosidad K , para la superficie mediante uno de los siguientes criterios:

1.- Seleccionar una n de Manning y estimar K mediante la figura 11

2.- Con la figura 12

e) Para cada sección se encuentra X/K , y con la ecuación que da V_k se determina $V_k/\sqrt{2gh}$. Este valor se eleva al cuadrado y se multiplica por "n" para obtener la carga de velocidad local.

f) Con la carga de velocidad local y los valores obtenidos en los incisos b y c se determina el índice de cavitación V_K en cada una de las secciones escogidas.

g) Estos valores se comparan con V_{K_i} dados en cavitación por rugosidad natural. Para estimar la posibilidad de tras irregularidades, se sustituye este paso por el siguiente.

h) Se compara la V_K obtenida con la V_{K_i} o en su caso, se calcula V_b con ayuda de la ecuación que da V_b y se compara con la V_{b_i} recomendada en el inciso de cavitación por rugosidad natural.

si $V_K > V_{K_i}$, no se tendrá problemas de cavitación.

si $V_K < V_{K_i}$, hay riesgo de que se presenta cavitación

si $V_b > V_{b_i}$, no se tendrá problemas de cavitación

si $V_b < V_{b_i}$, hay riesgo de que se presente cavitación

i) Para tomar en cuenta el aumento de la velocidad local en las curvas cóncavas. Se recomienda multiplicar, a partir del inicio de la curva, V_K o V_b por 0.76 a fin de obtener la V_K o V_b , correspondiente al piso.

ESTRUCTURAS EYECTORAS O DISIPADORAS DE ENERGIA

6.1 ESTRUCTURAS DISIPADORAS DE ENERGIA.- Para disipar la energía de las descargas de los vertedores se selecciona adecuadamente la estructura terminal. Puede ser que la obra de excedencias descargue al río directamente, sin el empleo de una estructura disipadora de energía. Si es necesario empleará alguna estructura para disipar la energía antes que descargue al río, se empleará como estructura disipadora un tanque amortiguador o una cubeta disipadora.

La selección del tipo de estructura terminal depende de las elevaciones al final del canal de descarga; en la selección de la estructura debe determinarse el efecto de remanso en la zona donde se presenta la descarga. Este efecto se determina mediante una comparación entre la curva de tirantes en el río contra gastos, en la descarga y la curva de tirantes conjugados mayores contra gastos, estas gráficas obtenidas para un salto hidráulico formado en un tanque amortiguador de ancho igual al canal de descarga y colocado en la elevación de la plantilla del río en la descarga.

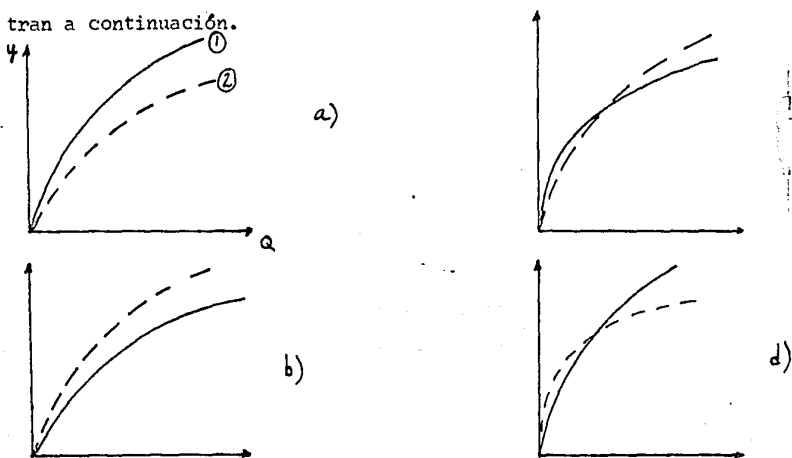
Para la obtención del salto hidráulico se emplea la siguiente fórmula para la curva de los conjugados mayores contra gastos:

$$Y_2 = Y_1/2 (1 + 8Fr_1^2 - 1)^{.5} \text{ donde}$$

Y_2 Tirante conjugado mayor de un salto que se forma con un conjugado menor Y_1 , en m

Y_1 Tirante conjugado menor del conjugado mayor Y_2 que corresponde al tirante del flujo al final de la rápida e inicio del resalto, m
 Fr_1 Número de Froude que corresponde a la sección de la rápida donde se tiene el Y_1 y precisamente para las características hidráulicas correspondientes a Y_1 , es decir $Fr_1 = V_1 / \sqrt{gY_1}$.

Al comparar las curvas de tirantes del río contra gastos en la descarga de la estructura terminal y la curva de tirantes conjugados mayores se pueden tener cuatro casos principales que se ilustran a continuación.



Curvas de gastos del río y de los conjugados mayores .

1 Tirante en el río

2 Tirante conjugado mayor

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

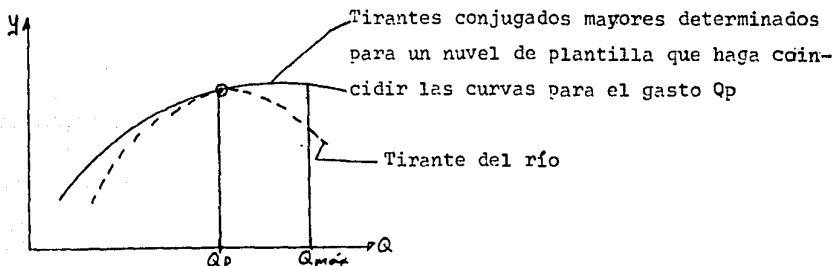
Si se tiene una curva tipo "a", que por lo general se presenta en ríos caudalosos de planicies, para disipar la energía se recomienda el uso de tanques amortiguadores con plantilla inclinada, podría ser si la topografía lo permite, a causa de los grandes volúmenes de concreto que se requerirían, si no es así. Otra alternativa es en caso de tener condiciones propias elevar el tanque amortiguador

y diseñar segun los casos "c" ó "d".

Si se tiene una curva tipo "b" o tipo "c", que por lo general se presenta en ríos de alta pendiente, y en este caso si es necesario un tanque amortiguador, el cual deberá tener una excavación bajo el cauce o bien colocar un umbral terminal, con el proposito de asegurar el salto hidráulico para todas las descargas que se presenten. El gasto que determina en estos casos la profundidad del tanque, es el gasto máximo de la obra, de excedencias. Si se aumenta el ancho del tanque amortiguador con respecto al ancho del canal de descarga, la profundidad del desplante tiende a disminuir y la curva de tirantes conjugados se aproxima a la curva de tirantes del río.

Cuando es posible en estos casos, la solución más adecuada es la de una cubeta de lanzamiento, la cual no debe ser ahogada por los tirantes del río para ningun gasto.

Si se tiene una curva del tipo "d", la mejor solución para asegurar el salto hidráulico es proporcionar un tanque amortiguador con el nivel de plantilla determinado por un gasto inferior al máximo de descarga como lo indica la figura



Curva de gastos Q_p es el gasto de diseño del tanque amortiguador.

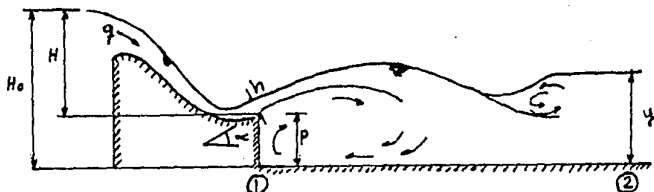
Al variar en estos casos los anchos de plantilla del tanque amortiguador, el gasto y el nivel de la plantilla pueden variar; en consecuencia implica consideraciones del tipo económico de los tipos

de estructuras; deberá reversarse la necesidad de proteger la zona de descarga porque puede haber erosión debido a las velocidades.

Tanto para el diseño de cubetas y tanques amortiguadores se requiere de la determinación de los tirantes de la rápida y evaluar las pérdidas por fricción. Existen nomogramas que se emplean para calcular aproximadamente las pérdidas por fricción, tirantes-gastos, el nivel de la plantilla etc.

Para la selección definitiva de la profundidad del tanque amortiguador, debe de estudiarse con detalle el escurrimiento a lo largo del canal de descarga.

6.2 DISEÑO HIDRAULICO DE LAS CUBETAS DISIPADORAS TIPO LIEVI - CHERTOUSOV



Para este diseño de cubetas las variables que se seleccionan son el ángulo α y la elevación P del fondo de la cubeta respecto al fondo del río.

Para el diseño se recomienda seguir el siguiente procedimiento.

- 1.- Se supone un ángulo α de salida del deflector entre 8° y 20° , también que el radio de la cubeta sea igual o mayor que cinco veces el tirante de salida, el cual se obtiene con el gasto máximo de descarga.

- 2.- Para un cierto gasto mínimo se aplican las siguientes ecuaciones.

$$\frac{2q^2}{gh^3} (\cos \alpha - h) = y^2 - (P + h \cos \alpha)^2 \quad \frac{q}{h} = 0.9 \sqrt{h(H_0 - P - h)} \quad \text{donde}$$

H_0 Diferencia entre el nivel del agua en el embalse y la cota del

fondo, en m

h Tirante a la salida del deflector, en m

q Gasto unitario del Q_{\min} considerado, en $m^3/s/m$

y Tirante en el río para el gasto Q_{\min} reducido a un 10%, en m

α Ángulo de salida seleccionado, en grados

θ Coeficiente que toma en cuenta la pérdida de carga hasta el extremo del deflector. Este valor se obtiene de las gráficas o bien aplicando Bernoulli para valuarlas.

De las ecuaciones anteriores se obtienen P y h por aproximaciones sucesivas ensayando valores de P.

3.- Una vez determinado el valor de P se construye una curva de tirantes teóricos mayores a Y_0 en el río, contra gastos unitarios, los cuales se pueden obtener con el valor de P calculado, se escoge una serie de gastos Q entre el Q_{\max} y el Q_{\min} y que a su vez dara una serie de gastos q.

Las formulas que a continuación se presentan son para calcular los tirantes teóricos mayores a Y_0 son:

$$\frac{2q^2}{gh^3 Y_0} (Y_0 \cos \alpha - h) = Y_0^2 - (P+h \cos \alpha)^2 - h_0^3 (2P+h \cos \alpha)$$

$$q/h = \theta \sqrt{g/2} (\sqrt{H-h} + \sqrt{H-h_0^3})$$

$$h_0^3 = h(1-\theta^2) + \sqrt{h^2(1-\theta^2)^2 + h(2\theta^2 H - \text{Sen}^2 \alpha (q/h)^2/q)}$$

Donde las variables que no han sido definidas son:

H Diferencia de nivel entre la superficie libre del agua en el embalse y el labio del deflector, en m

q Gasto unitario correspondiente al gasto Q considerado, en $m^3/s/m$

Y_0 Tirante teórico mayor en el río con el que se ahoga la cubeta, m

h_0^3 Carga de sustentación límite del chorro, con la que estará a punto de ahogarse la cubeta, en m.

De las ecuaciones anteriores por aproximaciones sucesivas se obtienen h , h_0^i , y Y_0 ; y para un gasto q se suponen valores de h hasta lograr que se cumplan las dos últimas ecuaciones; y después se obtiene Y_0 de la primera.

Los valores calculados de Y_0 que se hayan obtenido para los distintos gastos unitarios supuestos q se grafican y se obtiene una curva de tirantes límites de ahogamiento Y_0 contra gastos unitarios q en el mismo sistema de ejes se grafican tirantes reales del río "y" contra los gastos unitarios q . Si la curva de tirantes del río aguas arriba de la curva de tirantes teóricos y se insiste en la posibilidad en una cubeta de este tipo se procede a repetir el cálculo pero con un valor del ángulo α menor y si todavía la curva sigue siendo mayor que la de tirantes teóricos se tiene la opción de construir una cubeta tipo U.S.B.R o de subir la cubeta y diseñarla como cubeta de lanzamiento, ya sea para gastos pequeños o para todo el largo de gastos y con funcionamiento descrito como para el de los mayores.

6.3 DISEÑO HIDRAULICO DE LAS CUBETAS DE LANZAMIENTO

6.3.1 Determinación de la geometría.— Una cubeta de lanzamiento es una estructura que se coloca al final de la obra de excedencias, para que el agua que conduce y debido a que el agua lleva una alta velocidad sea lanzada libremente para que disipe su energía por choque. La geometría de estas cubetas es muy variada; pero si embargo; se debe tener precaución con la erosión en la salida que es donde se disipa la energía y ponga en peligro la estabilidad de la obra de excedencias lo cual podría ocurrir si la erosión en la zona de disipación deje sin apoyo algún elemento estructural del vertedor y, sobre todo, si no se ha proyectado algún apoyo que prevea la posible erosión.

Una cubeta de lanzamiento deberá diseñarse para cualquier gasto que este descargando la obra de excedencias, ya que para cada gas

to, la zona de disipación de energía cambia.

Se recomienda, sobre todo para vertedores sin control que la cubeta deberá diseñarse para que trabaje con el gasto mínimo y que funcione como tal, esto es lanzando el chorro del agua a una cierta distancia del pie de la estructura.

Una cubeta de lanzamiento por lo general se recomienda que esta se coloque lo más bajo, evitando el peligro de cavitación debido a las altas velocidades en la rápida y de los tirantes aguas abajo de la cubeta que impidan su descarga libre. Para la estimación del gasto de una cubeta de lanzamiento se recomienda el siguiente procedimiento.

1) Se supone un cierto gasto, si existe resalto dentro de la cubeta en su extremo se presenta régimen crítico. Aguas arriba del extremo de la cubeta habrá régimen subcrítico y en el canal aguas arriba de ella se tiene régimen supercrítico. Para el régimen supercrítico se calcula en cada sección la energía que se tendría si se presentara el salto hidráulico; también en el régimen subcrítico se calcula la energía desde el extremo de la cubeta hacia aguas arriba, en cada sección, de manera que en forma gráfica se dibujan los dos gradientes. Si las dos líneas de gradientes se cortan esto indica que si habrá resalto para el gasto supuesto.

2) Si esto sucede se procede a aumentar el gasto y repetir el procedimiento. Si esto se repite se tendrá que ir aumentando el gasto hasta llegar con un gasto con el cual las dos líneas de gradientes no se corten, por lo tanto no hay resalto, esto significa que el gasto de despegue quedara comprendido entre este último y el anterior. Si por lo contrario se inicia con un gasto para el cual al seguir el procedimiento no se cruzan las líneas de gradientes, se deberá repetir el procedimiento suponiendo un nuevo gasto menor, hasta que se presente el resalto y por consiguiente el gasto será entre el último y el anterior.

Debido a que cuando el agua es lanzada llega con una cierta fuer-

za produciendo socavación en su caída, para estimar la profundidad de socavación al pie de la cubeta se utiliza la fórmula de Veronese, basada en estudios experimentales $ds = 1.9Ht^{0.225}q^{0.54}$ donde ds Profundidad máxima del colchón formado abajo del nivel de agua del remanso, en m igual al colchón inicial más la socavación final. Nótese que es independiente del diámetro de las partículas Ht Caída desde el vaso al nivel del remanso, en m q Gasto unitario, en $m^3/s/m$

6.3.2 Determinación de las presiones.- Para la determinación de las presiones en una cubeta de lanzamiento se recomienda el método del U.S. Corps of Engineers de los Estados Unidos por su sencillez, este método está basado en observaciones experimentales de laboratorio y de prototipos. En este método se utilizan dos gráficas una que es para determinar la presión máxima que se presenta en la parte más baja de la cubeta, y la otra que se utiliza para obtener la distribución de presiones en lo largo de la cubeta. El parámetro básico en la presión que produce la fuerza centrífuga:

$$P_c = \frac{\gamma V^2 Y}{gR} ; \text{ donde}$$

P_c Presión centrífuga en cada sección de la cubeta, en Ton/m^2

Y Espesor del agua en cada sección medido en dirección radial, en m

V Velocidad media del flujo en cada sección, en m/s

g Gravedad, en m/s^2

γ Peso volumétrico del agua, en Ton/m^3

R Radio de la curvatura de la cubeta, en m

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

$h_p/H_T = f(q/R \sqrt{2gH_T}, \frac{\alpha}{\alpha_T})$ donde

h_p Carga de presión en cualquier punto de la cubeta, en m

H_T Carga total real en cada sección, o bien, diferencia de nivel entre la plantilla de la cubeta en cada sección y el gradiente hidráulico correspondiente, en m

q Gasto unitario, en $m^3/s/m$.

α Ángulo comprendido entre la normal a la plantilla del canal al inicio de la cubeta y la normal de la plantilla en la sección considerada de la propia cubeta, en grados

La gráfica de la figura 13 muestra tres curvas, dos de ellas corresponden a los valores fijos de $\frac{\alpha}{\alpha_T}$ y la otra a un rango de valores de $\frac{\alpha}{\alpha_T}$; este último es debido a que los valores de la carga de presión h_p es muy pequeña y se puede considerar como constante. Las tres curvas que se muestran en la grafica 13 relacionan a $\frac{\alpha}{\alpha_T}$ con los parámetros adimensionales:

$$\frac{q}{R \sqrt{2gH_T}} \text{ y } \frac{h_p}{H_T}$$

Para determinar la presión P_c en cualquier punto de la cubeta se valúa $\frac{q}{R \sqrt{2gH_T}}$, se hace referencia a la curva de valores $\frac{\alpha}{\alpha_T}$ correspondiente h_p/H_T ; con este valor se determina h_p y finalmente este valor multiplicado por el peso volumetrico del agua determinamos la presión buscada.

6.3.3 Determinación de la trayectoria..- La trayectoria del agua al descargar de la cubeta sigue una ecuación de tipo

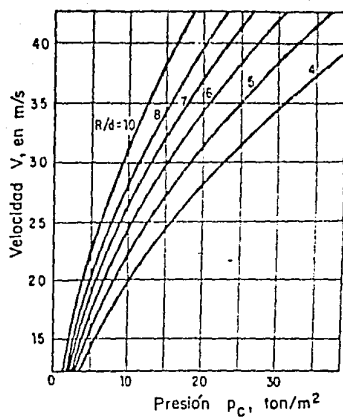
$$Z = X \tan \pm \frac{X^2}{3.6(y+Hv) \cos^2 \alpha}$$

Los signos \pm se refieren al ángulo de salida de la cubeta.

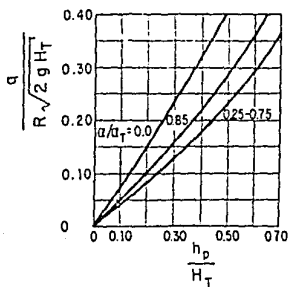
Negativo cuando el ángulo es por arriba de la horizontal y el positivo cuando es por abajo.

Donde:

y Tirante a la salida, en m



(a)



(b)

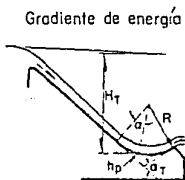


FIG. 13 Cálculo de presiones

Hv Carga de velocidad a la salida de la cubeta, en m
 X, Z Coordenadas referidas a un sistema de ejes cartesianos rectangulares con origen en el labio de salida de la cubeta, en m
 α ángulo que forma el labio de la cubeta con la horizontal, en grados.
 Se recomienda que el ángulo no sea mayor que 25 y que el radio de curvatura de la cubeta R cumpla con las condiciones siguientes:
 $R \geq 5y$ $R \geq 0.043yV^2$ donde
 R Radio de la cubeta, en m
 V Velocidad de salida, en m/s
 y Tirante a la salida, en m

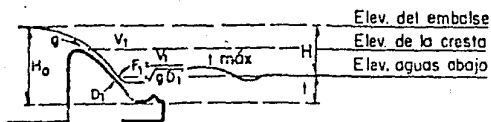
6.4 DISEÑO HIDRAULICO DE LA CUBETA DENTADA TIPO U.S.B.R.- Para este tipo de cubeta, la finalidad es que para su diseño se debe seleccionar el radio mínimo de la cubeta. Para este tipo de cubeta es recomendable que el labio respecto al fondo sea de 0,2R y el ángulo de salida de 16°. En este tipo de cubeta no es conveniente una elevación menor del labio respecto al fondo por que se presentaría la entrada de pedruscos en la cubeta lo cual dañaría la estructura. El procedimiento de diseño es referido a las tablas y figuras consignadas en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. (ver obras de excedencias)

El procedimiento consiste en lo siguiente:

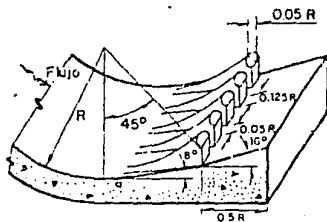
1.- En un perfil longitudinal de proyecto del eje del vertedor, se determina el punto que tenga la misma elevación que corresponda a la elevación de la superficie del agua en el río, para el caso en que se presente el gasto máximo de proyecto del vertedor.

Para una sección que pase por el punto en donde se tenga la misma elevación se calcula el número de Froude Fr, y con la figura 14 y gráfica "a" se determina el valor del radio mínimo, Rmín.

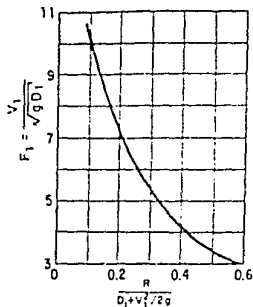
2.- Se toma una serie de valores de gastos; que van desde gastos pequeños hasta el gasto máximo, para el mismo punto del parrafo



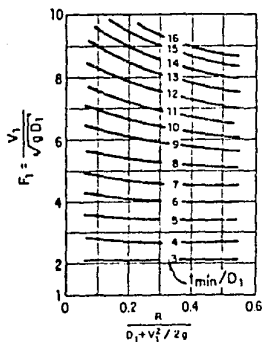
PARA USO EN
VERTEDORES,
CAIDAS, RAPIDAS,
ETC.



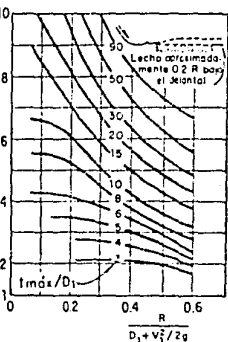
Cubeta tipo Angostura



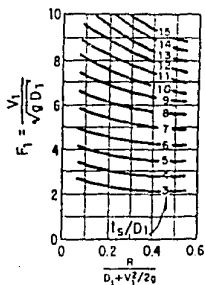
Radio mínimo de la cubeta
(a)



Tirante mínimo
(b)



Lecho 0.2 R bajo la nariz
Tirante máximo
(c)

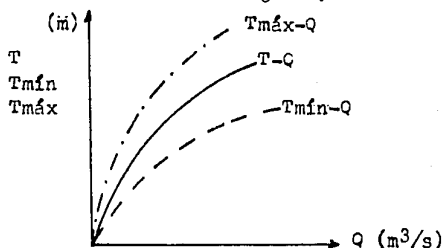


Tirante de barrido
(d)

FIG. 14 Cubeta dentada tipo U.S.B.R.

anterior se determinan V_1, D_1 , y F_{r1} . Con el nomograma "b" y con el $R_{mín}$ obtenido anteriormente se determina para cada uno de los gastos un $T_{mín}$, que sería el tirante teórico mínimo que puede haber en el río para que la cubeta trabaje en buenas condiciones. Ahora con el nomograma "c" con el valor del $R_{mín}$ encontrado anteriormente se determina para cada gasto de los escogidos, un $T_{máx}$ que corresponda a un tirante teórico máximo que puede presentarse en el río, para el cual trabaje la cubeta en buenas condiciones.

Para esto conviene construir tres gráficas que nos relacionen para cada gasto-tirante mínimo, tirante real t tirante máximo del río, estas gráficas son de la forma siguiente



T es el tirante real del río para cada gasto Q .

Para el diseño de este tipo de cubeta si la curva de gastos contra tirantes queda en medio de las curvas $T_{máx}-Q$ y $T_{mín}-Q$ esto querrá decir que es conveniente este tipo de cubeta y por lo tanto se procederá a dimensionar la cubeta de acuerdo a la figura 14.

Si la curva $T-Q$ queda por arriba de la curva $T_{mín}-Q$ deberá elevarse la cubeta y diseñarla como de lanzamiento.

Si la curva $T-Q$ queda por debajo de la curva $T_{mín}-Q$ o cuando se presente un cruce de las curvas conviene optar por una cubeta de lanzamiento ya que el U.S.B.R. solo contempla que la curva $T-Q$ quede en medio de las otras dos. Si se opta por la cubeta tipo U.S.B.R. debe hacerse un modelo hidráulico de la solución para ajustar los

posibles errores o discrepancias entre el diseño teórico y el experimental.

6.5 DISEÑO DE TANQUES AMORTIGUADORES.- Por lo general los tanques amortiguadores son de sección rectangular, pero por razones de economía se utilizan tanques de sección trapecial se sugiere también que la inclinación de los taludes tomen un valor como máximo de 0.5:1. Tanques tipo S.A.F. Este tipo de tanques se utilizan para estructuras menores, como pueden ser obras de excedencias pequeñas, obras de toma y caídas de canales en donde el número de Froude $Fr=1.7$ a 17 . Tanques tipo U.S.Bureau of Reclamations (I). Este tipo de tanque amortiguador es aplicable para cuando se tiene número de Froude $Fr=2.5$ a 4.5 ; este caso se presenta por lo general cuando se tienen grandes caídas de canales o presas derivadoras. El diseño de este tipo de tanques amortiguadores ayuda a que las ondas creadas en el salto hidráulico queden reducidas para este intervalo de número de Froude (ver fig 15).

Los tanques amortiguadores tipo U.S.B.R. Números (II) y (III) son casi parecidos pero para obras de excedencias mayores en donde el número de Froude es mayor a 4.5 (ver fig 16 y 17).

Siempre que se piense construir un tanque amortiguador, es recomendable probar su diseño hidráulico en un modelo hidráulico.

6.5.1 DISEÑO DE TANQUES AMORTIGUADORES RECTANGURALES TIPO S.A.F.

Se dan algunas fórmulas en donde se especifican sus dimensiones. Para la longitud L , del tanque amortiguador debe ser $L=4.5(Y_2/Fr_1^{0.76})$ en donde Y_2 es el conjugado teórico del salto claro. La altura de los dientes de la rápida y del tanque deben ser iguales a Y_1 , y su ancho y separación aproximadamente de $0.75Y_1$. La distancia del principio del tanque a los dientes del mismo debe ser $L/3$.

El ancho de plantilla de este tipo de tanque puede ser constante o

variable. Los valores de Y_2 se calculan con la fórmula siguiente:

$$Y_2 = Y_1 / 2 (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1) \text{ donde}$$

Y_1 Conjugado menor

Fr_1 Número de Froude $Fr = V \sqrt{gY}$

Para el diseño de este tipo de tanque amortiguador se debe de despreciar el efecto de inclusión de aire.

Los dientes del tanque deben estar separados del muro lateral a un mínimo de $(3Y_1/8)$ y deben estar colocados aguas abajo de las aberturas dejadas por los dientes de la rápida. Deben ocupar de un 40 a un 55% del ancho del tanque.

Los anchos y separación de los dientes del tanque, cuando esté de ancho divergente, debe incrementarse en proporción al incremento en el ancho del tanque en la zona donde se localizan los dientes.

La altura del umbral de salida está dada por $C = 0.70Y_2$.

La profundidad de la plantilla del tanque respecto al nivel de la descarga debe ser:

$$Y_2' = (1 - 1.10.Fr_1^2/120)Y_2 \quad \text{Para } Fr_1 = 1.7 \text{ a } 5.5$$

$$Y_2' = 0.85Y_2 \quad \text{Para } Fr_1 = 5.5 \text{ a } 11.0$$

$$Y_2' = (1.0 Fr_1/800)Y_2 \quad \text{Para } Fr_1 = 11.0 \text{ a } 17.0$$

La altura de los muros laterales sobre el máximo nivel de agua de la descarga esperado sobre la vida útil de la estructura debe ser $z = Y_2/3$.

Los muros laterales pueden ser paralelos o pueden ser divergentes como una extensión de los muros laterales de la transición (ancho y plantilla variables). Ver figura 18.

6.5.2 DISEÑO DE TANCUES AMORTIGUADORES TIPO U.S.B.R (I).- De acuerdo con la figura 15 en número de dientes mostrado es el mínimo requerido para cumplir consu proposito. Este tipo de tanque para que tenga un mejor funcionamiento se recomienda que los dientes al construirlos sean más angostos que los indicados, de preferencia $0.75Y_1$

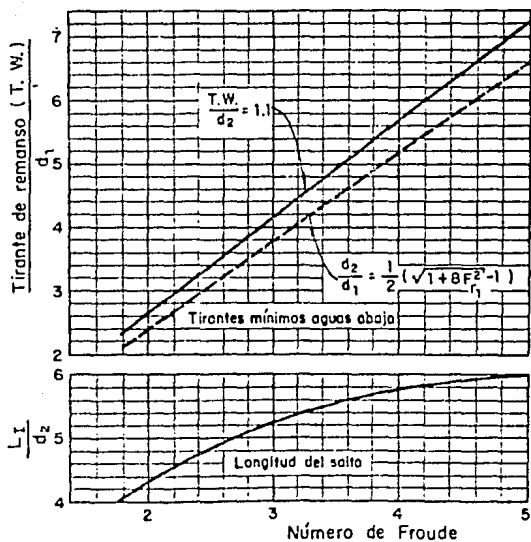
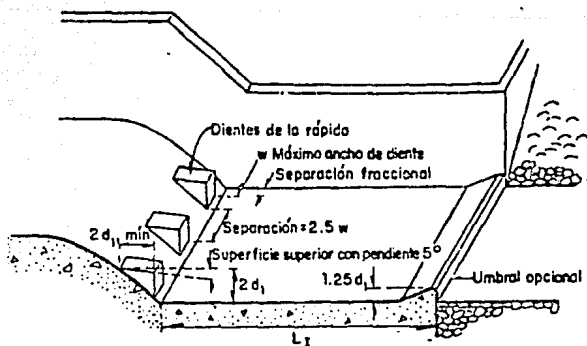


FIG. 15 Tanque amortiguador tipo U.S.B.R.(I)

y fijar el nivel de plantilla a una profundidad respecto al nivel de descarga de 5 a 10 por ciento mayor que el conjugado mayor teórico. La longitud del tanque puede determinarse por la figura 15

6.5.3 DISEÑO DE TANQUES AMORTIGUADORES TIPO U.S.B.T. (II) y (III).

El dimensionamiento del tanque tipo U.S.B.R (II) se efectúa como se indica en la figura 16. Para este tipo de tanque de amortiguamiento la profundidad requerida de la plantilla estará dada por el valor del conjugado mayor Y_2 teórico. Para el diseño del tanque tipo (III) se debe utilizar la figura 17.

La plantilla del tanque debe diseñarse de tal manera que se tenga un ahogamiento del cinco por ciento del conjugado mayor teórico. Con un ahogamiento menor al recomendado el salto tiende a salir del tanque. El ancho y separación recomendados para los dientes de la rápida, si en el cálculo no se obtuvieron resultados exactos de números de dientes se pueden modificar un poco. La separación de la rared recomendada, debe respetarse para reducir la difusión y mantener presiones aceptables.

6.6 BORDO LIBRE.- El bordo libre para tanques amortiguadores tipo U.S.Bureau of Reclamation se determina mediante la siguiente expresión.

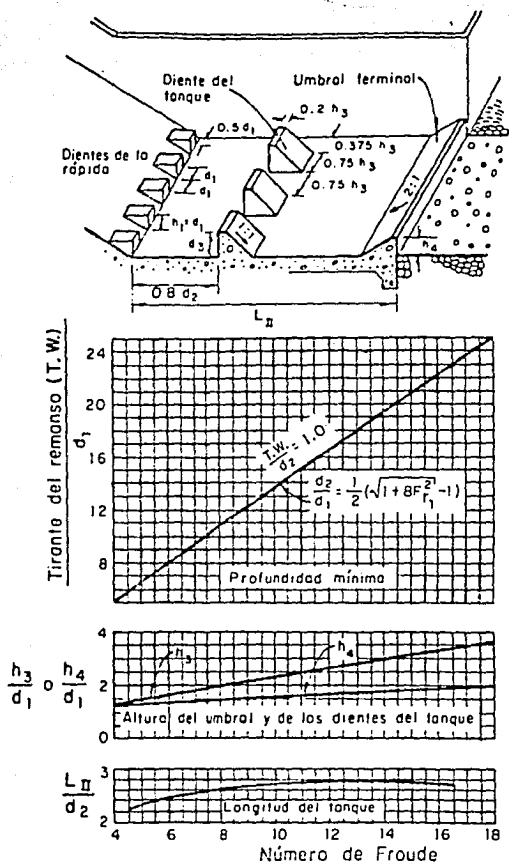
Bordo Libre = $0.1(V_1 + Y_2)$ donde

Y_2 Tirante conjugado mayor, en m

V_1 Velocidad del conjugado menor, en m/s

Bordo libre en m

Los tanques amortiguadores de sección trapezoidal, con base a las normas para tanques rectangulares, el diseño de la profundidad, geometría de los dientes, la longitud del tanque etc. Se aceptan esos valores a la geometría de la sección trapezoidal, con la salvedad de que en todos los casos deberá hacerse un modelo del proyecto.



Para números de Froude mayores de 4.5 y velocidades de llegada menores de 15 m/s

FIG. 16 Tanque amortiguador tipo U.S.B.R. (II)

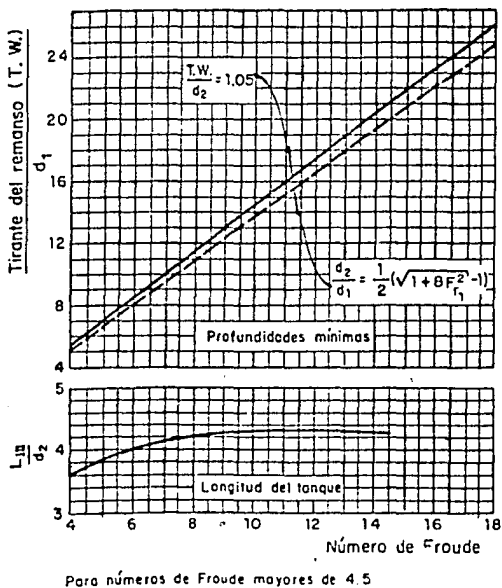
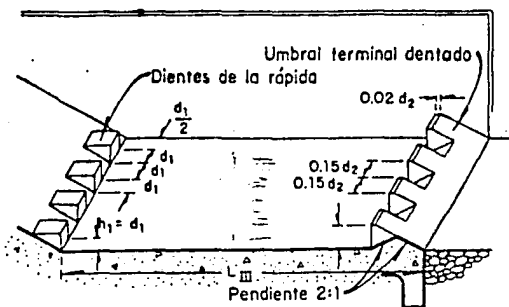
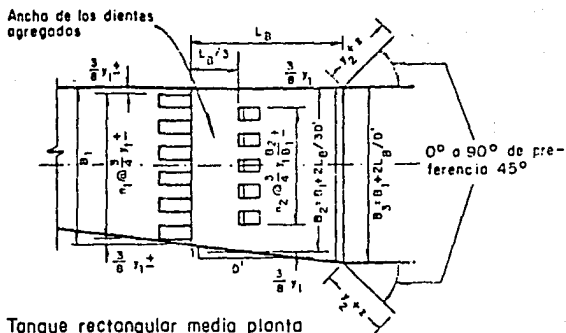
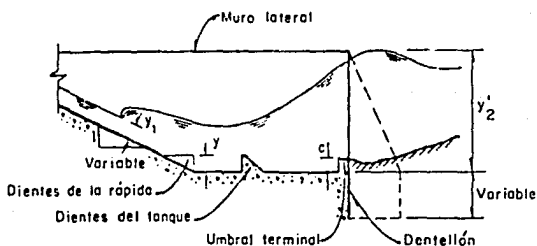


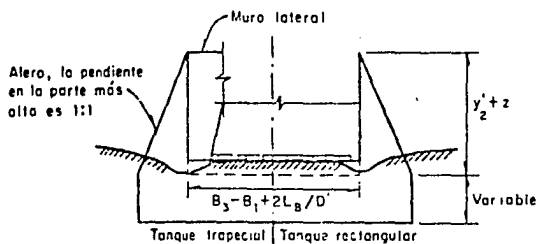
FIG. 17 Tanque amortiguador tipo U.S.B.R. (III)



Tanque rectangular media planta



Tanque trapecial media planta



Elevación vista de aguas abajo

FIG. 18 Tanque amortiguador rectangular tipo S.A.F.

SISTEMA DE DRENAJE EN OBRAS DE CONTROL Y EXCEDENCIAS EN ALMACENAMIENTO

7.1 SISTEMA DE DRENAJE EN OBRAS DE CONTROL Y EXCEDENCIAS Y ALMACENAMIENTO.- Los vertedores se pueden construir sobre casi cualquier cimentación capaz de sostener cargas aplicadas sin que se deformen perjudicialmente. Aunque generalmente no es aconsejable, los vertedores se pueden colocar sobre el paramento de una presa de tierra a través de ella, siempre que se tomen precauciones en la selección de los detalles de proyecto para permitir el asentamiento y para evitar las filtraciones de la estructura. El tipo de paredes, revestimientos y de las estructuras asociadas de un vertedor y los detalles del proyecto dependerán de la naturaleza de la alimentación.

En los vertedores durante la descarga, el revestimiento queda sujeto a fuerzas hidrostáticas debidas al peso del agua contenidas en el canal, a las fuerzas de arrastre debidas a las resistencias producidas por los rozamientos, a las fuerzas dinámicas debidas al choque del agua, a las fuerzas de la subpresión debidas a la reducción de presión a lo largo de la superficie exterior de la corriente, o la subpresión producida por las juntas o grietas. Cuando no hay escurrimiento, el revestimiento está sujeto a la acción de los elementos incluyendo la dilatación y contracción debido a las variaciones de la temperatura, a las alternativas de congelación y fusión, y el deterioro químico y el producido por el intemperismo; a los efectos de los asentamientos y del pandeo; y a la subpresión producida por las filtraciones subterráneas o por elevados niveles freáticos. Como no siempre es posible evaluar las diferentes fuerzas que puedan estar presentes, ni construir el revestimiento lo sufi-

cientemente grueso para que las resista, su espesor se determina, más generalmente con un criterio más o menos arbitrario; y se utilizan drenes subterráneos, anclajes, dentellones etc. Paraestabilizar el revestimiento.

Para obtener un revestimiento relativamente impermeable que soporte, en forma razonable, bien el intemperismo y el desgaste, y que soporte las fuerzas normalmente producidas por la dilatación, contracción, aumentando el volumen del terreno producido por los asentamientos de la cimentación, se recomienda un espesor nominal mínimo de 3 pulgadas en los vertedores pequeños, cuando el revestimiento se va a colocar directamente sobre la roca. Cuando el revestimiento se coloca sobre la tierra o sobre una capa intermedia de grava, debe construirse una losa algo más gruesa que soporte el agrietamiento o el pandeo, si la dilatación y la contracción pueden mover o dislocar la losa. Cuando se excava un canal para un vertedor en la roca, la losa del revestimiento se cuela directamente sobre la superficie excavada. Se puede utilizar barras de anclaje encajadas en barrenos llenos de lechada de cemento para unir el revestimiento a la cimentación. Una losa que está unida a la cimentación puede ser que no se mueva como resultado de la contracción y de la dilatación. Pero una vez que se mueve se forman numerosas grietas, que en efecto dividen la losa en una serie de bloques pequeños individuales. Por lo tanto, deberá ponerse un refuerzo que mantenga unidos estos bloques separados, distribuir el agrietamiento y disminuir la abertura de las grietas.

Los detalles típicos de las losas de revestimiento para usarlas sobre roca se deben considerar.

Los anclajes que se les pongan, aumentan el peso efectivo de la losa contra el movimiento por el volumen de la roca de la cimentación a las que se unan los anclajes. La profundidad y separación de las anclas dependen de la naturaleza de la roca, de su estratificación, fisuración, intemperismo, etc. Las anclas deben tener un ta-

maño suficiente para soportar el peso de la cimentación a la que esté anclada, sin exceder el límite elástico del material, una red de tobos de subdrenaje, con las juntas abiertas colocados en zanjas llenas de grava se construye para evitar que se formen subpresiones debajo del revestimiento.

Cuando se deben disminuir las filtraciones por las juntas, se usan cubrejuntas metálicas o empaques de hule. Cuando se excava en tierra un canal para un vertedor, la losa debe colocarse directamente sobre la superficie excavada, o puede ser necesario usar un colchon intermedio impermeable, según la naturaleza de la cimentación con respecto a la permeabilidad, susceptibilidad a hincharse. Debido a que la losa no está sujeta a los movimientos producidos por la dilatación y la contracción, y deberá evitarse que se corra cuando se construye en un talud. Lo que se puede lograr por medio de dentellones, que podrán mantenerse en una posición más o menos fija con respecto a la losa y a la cimentación, o uniendo la losa a los muros, pilas o miembros rígidos semejantes de la estructura del vertedor. Cuando la losa está relativamente libre para moverse sobre la cimentación, el movimiento tendrá lugar a partir de los extremos fijos y el revestimiento tiene que reforzarse lo suficiente para que pueda deslizarse sin que se agriete el concreto o que falle el refuerzo. Para ayudar a mantener la losa unida a la cimentación, algunas veces se emplean anclajes de bulbo.

En efecto el anclaje en este caso une la losa a un cono de tierra, cuyo volumen depende de la profundidad del anclaje y del ángulo de fricción interno del suelo.

Con frecuencia se coloca una capa de grava entre la losa y cimentación cuando ésta es suficientemente impermeable para impedir el drenaje, o cuando ésta sujeta a capilaridad que atraiga la humedad a la cara inferior del revestimiento. Una red de drenes subterráneos tendidos con las juntas abiertas sobre una cama de mortero para

evitar que el material de la cimentación sea deslavado y arrastrado dentro del tubo, sirve como sistema evacuador de las filtraciones. La red de drenaje descarga en uno a más drenes colectores, que llevan las filtraciones a las salidas através del piso del canal o de los muros.

Cuando es necesario que el revestimiento sea impermeable a las cargas hidráulicas exteriores, se instalan cubrejuntas de metal o empaques de hule para cerrar las juntas. Estos cierres se colocan en las losas de revestimiento aguas arriba de la estructura de control, si la impermeabilidad se desea para aumentar la trayectoria de las filtraciones debajo de la estructura. Comúnmente se colocan en las juntas transversales a lo largo de las porciones curvas cóncavas del canal de aguas abajo, donde las presiones dinámicas sobre el revestimiento producen una carga elevada para introducir el agua en la junta.

Las juntas de contracción se colocan, generalmente, con una separación de 8 a 15 m, tanto en el piso como en las paredes. Se dejan juntas también donde ocurren los cambios angulares, y donde son necesarios para evitar ángulos reentrantes en la losa, que, con frecuencia, producen el agrietamiento del revestimiento. Si las juntas se dejan a las separaciones indicadas los movimientos de dilatación o contracción pueden o no ser severos, y por lo tanto, puede no ser necesario material de relleno en la junta.

Cuando los sistemas de drenaje no se pueden considerar completamente efectivos como ya se menciono anteriormente se tendra que hacer una revisión adecuada para que el funcionamiento de los drenes sean lo más eficiente y evitar el toponamiento a causa del azolve

C O N C L U S I O N E S

Se puede concluir, que para llevar a cabo la realización de un proyecto en donde intervengan las obras de excedencias, sus estructuras que componen dichas obras tendran que elegirse con mucho cuidado, ya que se tiene que tomar diferentes factores, como son: topografía, geología, el tamaño y tipo de vertedor, así como el material, la clase y volumen de excavación. Otro de los factores a conciderar es el revestimiento el cual es muy importante.

En una presa el vertedor puede ser parte integrante o bien una estructura separada. Todos estos factores desde luego que tendrán una evaluación, la cual al final de esta se definirá de que tipo de vertedor será, dimensiones, concideraciones a tomar en cuenta, etc. Con el estudio económico se debe escoger el más económico el que más convenga.

También podemos decir que las obras de excedencias no son solamente de un tipo, sino que, existe una variedad de estas tales como: vertedores de servicio y auxiliares, descarga libre, de cimacio, de canal lateral, en tunel, embudo, etc. Es importante aclarar que cada una de estas obras de excedencias a su vez esta formada por un canal de acceso, una estructura de control, un canal de descarga, una estructura terminal y un canal de salida. En una obra de excedencias no necesariamente tiene que comprender cada una de las estructuras anteriores se da el caso, en que por ejemplo, un vertedor de caída libre, no tiene canal de descarga, ni canal de salida. Todo depende del vertedor que se pretenda construir y su topografía si es que lo permite. En estas estructuras se trata de que su funcionamiento hidráulico sea de lo mejor, para que no sufran daños que pueden ser de alto riesgo, alguna falla de estas estructuras.

Ya que por ejemplo en un túnel en su proceso de construcción Hay que tener cuidado con alguna falla puede estar de por medio

vidas humanas. Para el diseño de estas estructuras tendremos que recurrir al gasto de diseño, el cual es de suma importancia para cada una de las diferentes tipos de obras de excedencias. Hay que determinar las avenidas con las cuales supuestamente va a trabajar nuestra obra de excedencias, ya sea las que se presenten en forma unicamente extraordinarias que son las que frecuentemente se tendrán que manejar. Para la determinación del gasto de diseño existen diferentes métodos; pero el más usado en México es el Método Estadístico de Gumbel. Aunque existen otros como el de relación lluvia-escurrimiento, envolvente de Creager etc.

Podemos concluir además que para el diseño hidráulico y geométrico de un cimacio vertedor se deberá de tomar en cuenta los siguientes aspectos fundamentales, tales como: La descarga, su longitud, la cual depende mucho de la cuestión económica, Hay que tomar en cuenta las fuerzas que se ejercen sobre el cimacio, la sección de control si va ser controlado por compuertas o sin ellas. Si se va a diseñar con compuertas hay que definir de que tipo y que método utilizar ya que estos cimacios deben de diseñarse o tienen que tener un cierto perfil para evitar presiones negativas y socavación que es muy importante en estas estructuras.

Cada una de estas estructuras que componen la obra de excedencias tiene que ser elegida cuidadosamente, ya que, cada una de ellas en forma específica, se tiene que calcular y ver las condiciones geológicas y topográficas, hay que tomar en cuenta las velocidades que se generan en las rápidas, si existe peligro de erosión, la cantidad de energía con que se hace la descarga a los tanques amortiguadores esto es tomar en cuenta cada caso para cada estructura.

Podemos decir que el canal de descarga puede tener curvas tanto horizontales como verticales, pero no necesariamente siempre. Otro factor de suma importancia en especial es la cavitación ya que por este fenómeno algunas estructuras han fallado. En las estruc-

turas disipadoras de energía y el drenaje para evitar subpresiones, la selección del tipo de estructura terminal depende de las elevaciones al final del canal de descarga. Existen diferentes tipos de estructuras disipadoras de energía tales como: Cubetas de lanzamiento, cubetas tipo U.S.B.R., cubeta disipadora tipo Lievi Chertousov etc. En cada una de estas estructuras como su nombre lo indica su finalidad es de disipar la energía para evitar la posibilidad de erosión o algún daño a la presa o a sus estructuras que la componen. Por último el sistema de drenaje y anclaje para evitar subpresiones la cual puede dañar las estructuras de la presa. Para que no suceda esto se tiene que tener un buen drenaje para la filtración de agua y desalojarla para, disminuir la subpresión, la subpresión nos puede ocasionar daños de agrietamiento y dañar la estructura. De esta manera se tiene que anclar las losas para evitar que la subpresión las levante, estas losas deberán estar bien ancladas en el masizo rocoso. Desde luego podemos decir que el sistema de drenaje no se puede considerar completamente efectivo debido a que se puede presentar la posibilidad de que se azolven las salidas. Las losas se deberán hacer lo suficientemente pesadas para resistir el efecto de flotación. Es así como se concluye este temario considerando los aspectos más importantes en las obras de excedencias a grandes rasgos.

EJEMPLO I

Los siguientes gastos máximos anuales han sido obtenidos de los registros hidrométricos de un río. Estime la magnitud del gasto para un periodo de retorno de 50 años, y el intervalo de confianza correspondiente

AÑO	GASTO EN m^3/s	AÑO	GASTO EN m^3/s
1953	780	1968	135
1954	1591	1969	2417
1955	2828	1970	1606
1956	1701	1971	1692
1957	1075	1972	1352
1958	2047	1973	1534
1959	2151	1974	1586
1960	1662	1975	1312
1961	1970	1976	2845
1962	1850	1977	1149
1963	882	1978	1114
1964	1234	1979	1705
1965	1749	1980	1482
1966	1223	1981	1613
1967	1125		

Obtención del gasto máximo, utilizando el método de Gumbel.

r_i	Q_i	T_m	$\frac{T_m}{T_m-1}$	x_i	$\frac{Q_i^2}{x \cdot 10^6}$	x_i^2	$x_i Q_i$
1	2845	3.00	1.03	-3.38	8.09	11.45	9628.318
2	2828	15.00	1.07	-2.67	3.00	7.15	-7561.371
3	2534	10.00	1.11	-2.25	6.42	5.06	-5702.431
4	2417	7.50	1.15	-1.94	5.84	3.78	-4699.145
5	2151	6.00	1.20	-1.70	4.63	2.90	-3660.966
6	2047	5.00	1.25	-1.50	4.19	2.25	-3070.377
7	1920	4.29	1.30	-1.33	3.88	1.76	-2610.977
8	1850	3.75	1.36	-1.17	3.42	1.37	-2165.764
9	1749	3.33	1.43	-1.03	3.06	1.06	-1083.097
10	1705	3.00	1.50	-.90	2.91	0.81	-1539.138
11	1701	2.75	1.58	-.78	2.89	0.61	-1332.905
12	1692	2.50	1.67	-.67	2.86	0.45	-1136.562
13	1662	2.31	1.76	-.57	2.76	0.32	-940.130
14	1613	2.14	1.88	-0.46	2.60	0.22	-748.829
15	1606	2.00	2.00	-0.37	2.58	0.13	-588.620
16	1591	1.88	2.14	-0.27	2.53	0.07	-432.155
17	1586	1.76	2.31	-0.18	2.52	0.03	-283.624
18	1482	1.67	2.50	-0.09	2.20	0.01	-129.559
19	1352	1.58	2.73	0.00	1.83	0.00	4.460
20	1312	1.5	3.00	0.09	1.72	0.01	123.390
21	1234	1.43	3.33	0.19	1.52	0.03	229.060
22	1223	1.36	3.75	0.28	1.50	0.08	341.170
23	1149	1.30	2.99	0.38	1.52	0.14	431.110
24	1125	1.25	5.00	0.48	1.27	0.23	535.370
25	1114	1.20	6.00	0.58	1.24	0.34	649.68
26	1075	1.15	7.50	0.70	1.16	0.49	753.11
27	955	1.11	10.00	0.85	0.87	0.70	779.82
28	882	1.07	15.00	1.00	0.78	0.99	873.67
29	780	1.03	30.00	1.22	0.61	1.50	954.82
Σ	47210			-15.523	85.174	43.952	-42353.312

El gasto correspondiente a cualquier periodo de retorno T_m se determina utilizando la ecuación siguiente

$$Q(T_m) = a + c \ln \ln T_m / T_m - 1$$

$$Q(T_m) = 1371.385654 - 479.2862211 \ln \ln T_m / T_m - 1$$

$$Q(50) = \underline{\underline{3241.531 \text{ m}^3/\text{s} //}}$$

La amplitud del intervalo de confianza se obtiene de la siguiente manera.

Si se admite un 5% de error en la predicción, encontramos en tablas valores de $t_{\alpha/2}$ y con 27 grados de libertad tenemos que $\alpha/2 = 2.052$, por lo tanto, $\Delta Y_i = \pm 91.365$

EJEMPLO 2

Revisión del canal colector del vertedor lateral de la presa Solis, Gto.

Se revisará únicamente el perfil en el canal colector que va desde el cadenamiento 0-155.000 al cadenamiento 0+000.000, donde por cambio de pendiente se tiene una sección de control.

A continuación se presenta la solución del problema.

CANAL COLECTOR.

La pendiente del canal colector, según información del proyecto es $S=0.000$ por lo que el cadenamiento 0+000 se genera la sección de control, provocada por el cambio de pendiente en la rápida. De la fórmula general.

$$Q^2/g = Ac^3/Bc$$

y con los datos del proyecto:

Y_c	A_c	B_c	A_c^3/B_c
1	31	32	
2	64	34	7710.11
3	99	36	26952.75
4	136	38	66196.21
5	175	40	133984.37
5.5	195.25	41	181547.03
5.6	199.36	41.2	192316.63
5.62	200.18	41.24	194523.42

$Q = 1380 \text{ m}^3/\text{s}$

$b = 30 \text{ m}$

$k = 1$

A comparar con $Q^2/g = 194129.44$

$Y_c = 5.62 \text{ m}$

Altura total del proyecto en la sección 7.22 m

Tirante calculado máximo en la sección 5.62 m

Bordo libre que resta en la sección 1.60 m

PERFIL (FLUJO ESPACIALMENTE VARIADO)

Calculado el perfil en el canal colector aguas arriba; por el método de incrementos finitos:

$$\Delta Y = Y_1 - Y_2 \text{ ya que } S = 0.000 \quad (1.1)$$

$$\Delta Y' = \frac{1}{g} \left[\frac{V_1 + V_2}{Q_1 + Q_2} \right] Q_1 \left[(V_2 - V_1) + (Q_2 - Q_1) \frac{V_2}{Q_1} \right] + s_f \Delta X \quad (1.2)$$

Fijando la revisión en las secciones : 0-025, 0-050, 0-075, 0-100

$$\Delta X = 25 \text{ m}$$

Calculando el gasto unitario por cimacio $L_c = 135 \text{ m}$

$$q = Qt / L_c$$

$$q = 1380 / 135 = 10.22 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$Q_i = q^* (X_i)$ siendo X_i la longitud del indicio a la sección

Como el canal esta revestido de concreto, entonces : $n = 0.015$

Para llevar a cabo el cálculo se utilizaron las siguientes formulas

$$Y_1 = \Delta Y_s + Y_2 \quad \text{a partir de la ecuación (1)}$$

$$A_1 = bY_1 + kY_1^2 \quad \text{como el flujo es variado } Q_1 = Q_2 = q^* \Delta X$$

por continuidad tenemos $V_1 = Q_1 / A_1$ $V_2 = Q_2 / A_2$ de donde $V_m = (V_1 + V_2) / 2$

Para calcular el radio hidráulico medio (R_m)

$$F_1 = b + 2 \sqrt{(kY_1)^2 + Y_1^2}$$

$$F_2 = b + 2 \sqrt{(kY_2)^2 + Y_2^2}$$

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

$$R_m = \left[\frac{A_1 + A_2}{F_1 + F_2} \right]^{2/3}$$

Con la ecuación (1.2) calcular Y_c

comparando $\Delta Y_s = \Delta Y_c'$ Y_1 es el tirante y pasar a otra acción

si $\Delta Y_s' \neq \Delta Y_c'$ Hacer $\Delta Y_c' = \Delta Y_s'$ y volver a iterar de nuevo desde la ecuación (1.1)

El cálculo de perfil se encuentra en la tabla anexa.

SECCION m	ΔY_i m	Y_i m	A_i m ²	Q_i m ³ /s	V_i m/s	V_{i+1} m/s	V_m m	P_i m	P_{i+1} m	$R^{3/2}$ -	S_f -	ΔY_c m
0-025	1.00	6.62	242.424	1124.5	4.638	6.893	5.766	43.724	45.876	2.797	0.000756	2.041
	2.041	7.661	258.522	1124.5	3.897	6.293	5.395	51.668	45.876	2.927	0.000764	2.272
	2.272	7.972	279.072	1124.5	3.759	6.893	5.327	52.324	45.876	2.956	0.000730	2.310
	2.310	7.980	300.790	1124.5	3.733	6.893	5.316	52.430	45.876	2.961	0.000725	2.316
0-050	1.00	8.930	347.650	869.0	2.479	3.738	3.119	55.258	52.430	3.310	0.000199	0.653
	0.653	8.583	331.168	869.0	2.624	3.738	3.181	54.277	52.430	3.273	0.000212	0.631
	0.631	8.561	330.134	869.0	2.632	3.738	3.185	54.215	52.430	3.271	0.000213	0.629
	0.629	8.559	330.063	869.0	2.633	3.738	3.186	54.211	52.430	3.271	0.000213	0.629
0-075	1.00	9.560	378.183	613.5	1.622	2.633	2.127	57.039	54.211	3.435	0.000086	0.380
	0.380	8.940	348.130	613.5	1.762	2.633	2.197	55.286	54.211	3.372	0.000095	0.367
	0.367	8.727	347.495	613.5	1.765	2.633	2.199	55.248	54.211	3.371	0.000095	0.366
	0.366	8.726	347.479	613.5	1.765	2.633	2.199	55.248	54.211	3.371	0.000095	0.366
0-100	1.00	9.726	376.332	358.0	0.903	1.765	1.354	58.076	55.248	3.525	0.000032	0.213
	0.213	9.140	357.746	358.0	1.001	1.765	1.383	55.852	55.248	3.428	0.000036	0.211
	0.211	9.134	357.636	358.0	1.001	1.765	1.383	55.845	55.248	3.428	0.000036	0.211
0-125	1.00	10.158	406.912	102.5	0.252	1.001	0.626	58.674	55.846	3.545	0.000070	0.092
	0.0924	9.230	362.106	102.5	0.283	1.001	0.642	56.107	55.846	3.457	0.000077	0.0938
	0.0938	9.232	362.174	102.5	0.283	1.001	0.642	56.111	55.846	3.457	0.000077	0.0938
0-135	1.00	10.252	411.638	0.00	0.00	0.283	0.1415	58.939	56.111	3.563	0.000035	0.081685
	0.081685	9.240	362.570	0.00	0.00	0.283	0.1415	56.134	56.111	3.467	0.000037	0.081685
	0.081685	9.240	362.570	0.00	0.00	0.283	0.1415	56.134	56.111	3.467	0.000037	0.081685

Finalmente revisando la pendiente transversal, esta se hará en los cadenamientos 0-25, 0-50, 0-075 y 0-100.

De acuerdo a la información del proyecto: $q=10.22 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

$$k=1$$

En cada sección de cálculo se tomará el tirante y se sumará a la elev. de la plantilla y se obtendrá el valor de Z_x como:

$Z_x = \text{Elev. NAME} - (\text{Elev. Plant.} + Y_x)$ Donde:

Elev. NAME = 1893.70

Elev. Plantilla = 1882.00

En función del criterio de Viparelli.

$$P_{tx} = \frac{q^3}{g^2 B_x^3 Y_x} \sqrt{2gZ_x}$$

y para que funcione correctamente; $P_{tx} \leq 8\%$

En el ejemplo se presentan los siguientes resultados:

Cadenamiento	Y_x (m)	Z_x (m)	B_x (m)	P_{tx} (%)
0- 025	7.93	3.77	45.84	2.48
0- 050	8.56	3.15	47.10	2.03
0- 075	8.93	2.78	47.84	1.80
0- 100	9.14	2.57	48.26	1.67

Todos los $P_{tx} \leq 8\%$ por lo tanto el canal colector funciona hidráulicamente bien.

Conclusiones y comentarios:

Si se toma de la tabla anterior los valores de los tirantes en cada sección, y para revisar si el perfil pasa sin desbordar por el canal, se toma del plano las alturas del revestimiento y se obtiene el bordo libre en cada sección, como se indica a continuación:

Sección	Altura revestimiento (m)	Tirante (m)	Bordo libre (m)
0+000	7.22	5.62	1.60
0-025	8.17	7.93	0.24
0-050	9.12	8.56	0.56
0-075	10.07	8.93	1.14
0-100	11.02	9.14	1.88
0-125	11.97	9.23	2.74
0.135	12.01	9.24	2.77

Se puede observar que el flujo para el gasto de diseño pasa favorablemente por el canal colector.

Como comentario todo proyecto de diseño se traduce a un problema de revisión, proponiendo dimensiones y calculando el perfil, modificando la proposición en caso necesario; tomando como parámetros la topografía del lugar que restringe el diseño, así como, factores económicos intrínsecos del proyecto.

EJEMPLO 3

En un aprovechamiento hidráulico se ha fijado lo siguiente :

Nivel Mínimo de Operación (NAMINO) 96.0 msnm.

Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME) 102.0 msnm.

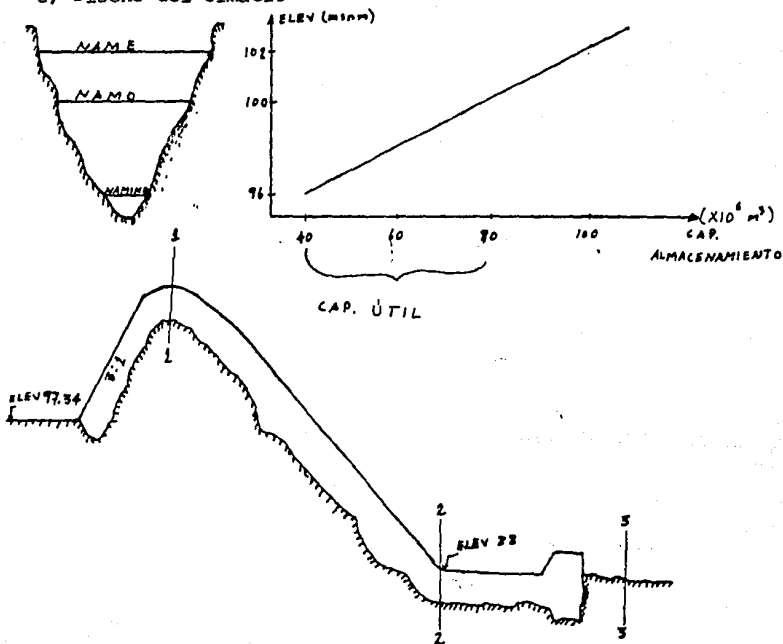
Capacidad al nivel NAMINO $40 \times 10^3 \text{ m}^3$

Capacidad útil $40 \times 10^6 \text{ m}^3$

Longitud efectiva = 10 m

Determine:

- La pérdida de energía despreciando las pérdidas por fricción
- Tipo de tanque amortiguador
- Diseño del cimacio



$$P = \text{Elev. Cimacio} - \text{Elev. Canal} = 100 - 97.34 = 2.66 \text{ m}$$

$$H_{\text{máx}} = \text{Elev. NAME} - \text{Elev. Cimacio} = 102 - 100 = 2.00 \text{ m}$$

Como la $H_{\text{máx}} = H_d$ la carga de velocidad es despreciable.

$$P/H_d = 2.66/2 = 1.33 > 1 \text{ ha es despreciable.}$$

Como el talud de aguas arriba no es vertical es necesario corregir

(ver fig 4)

$$P/H_d = 2.66/2 = 1.33 \text{ relación de coeficientes } \frac{C_{\text{inclinado}}}{C_{\text{vertical}}} = 1.002$$

$C_{\text{inclinado}} = 1.002 (C_{\text{vertical}})$ si $H/H_d = 1$ para la curva $P/H_d = 1.33$

el valor de $k = 4.02$, por lo tanto $C_{\text{vert}} = k(3.28)^{.5} = 4.02(3.28)^{.5}$

$$C_{\text{vert}} = 2.22 \quad C = 1.002 \times 2.22 = 2.22$$

$$\text{Como } Q = cLeH^{1.5} \quad Q = 2.22 \times 10 \times 2^{1.5} = 63 \text{ m}^3/\text{s} \quad q = 63/10 = 6.3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Determinación de los tirantes conjugados d_2 y d_3 por Bernoulli.

$$Z_1 + d_1 + V_1^2/2g = d_2 + V_2^2/2g \quad \underline{d_2 = Y_2} \quad \underline{d_3 = Y_3}$$

$$102 - 88 + V_1^2/2g = d_2 + V_2^2/2g \quad V_1 = 6.3/2 = 3.15 \text{ m/s} \quad V_1^2/19.62 = 0.506$$

$$14 + 0.506 = d_2 + V_2^2/19.62 \quad \text{por tanteos} \quad 14.506 = d_2 + 2.023/d_2^2 \quad d_2 = 3.784$$

$$V_2 = 6.3/3.784 = \underline{16.65 \text{ m/s}} \quad \underline{Y_2 = 3.784 \text{ m}} \quad \underline{Fr_2 = 8.642}$$

$$Fr_2 = 16.65 / (9.81 \times 3.784)^{.5} = 8.642$$

$$Y_3 = Y_2/2 \times ((1 + 8Fr_2^2)^{.5} - 1) = 3.784/2 \times ((1 + 8 \times 8.642^2)^{.5} - 1) = 4.439 \text{ m}$$

$$V_3 = 6.3/4.439 = 1.419 \text{ m/s} \quad V_3^2/2g = 1.419^2/19.62 = 0.103$$

$$a) \Delta E = E_2 - E_1 = 14.506 - 4.439 - 0.103 \quad \therefore \underline{\Delta E = 10.33 \text{ m}}$$

b) Tipo de tanque amortiguador:

Como $Fr_2 = 8.642 > 4.5$ y $V_2 = 16.65$ m/s por lo tanto se recomienda tanque tipo U.S.B.R. (III).

De la fig 17:

$$\frac{\text{Tirante de remanso}}{Y_2} = 12.2$$

$$\text{Tirante de remanso} = 12.2(.3784) = 4.616 \text{ m}$$

$$\text{Longitud del tanque de la fig 17 } L_{III} / Y_2 = 4.21$$

$$L_{\text{Tanque}} = 4.21 \times 4.616 = 19.435 \text{ m}$$

$$\text{Bordo Libre} = .10 (16.65 + 4.439) = 2.10 \text{ m}$$

$$\text{Altura del umbral del tanque} = .15 Y_2 = .15 \times 4.439 = .665 \text{ m}$$

c) Diseño del cimacio:

$$P = 2.66 \text{ Hd} = H_{\text{máx}} = 2 \text{ m}$$

$$P / H_{\text{máx}} = 2.66 / 2 = 1.33 > 1$$

$$\text{Para taludes 3:1 tenemos } Y = \frac{1}{k} X^n H_d^{1-n}$$

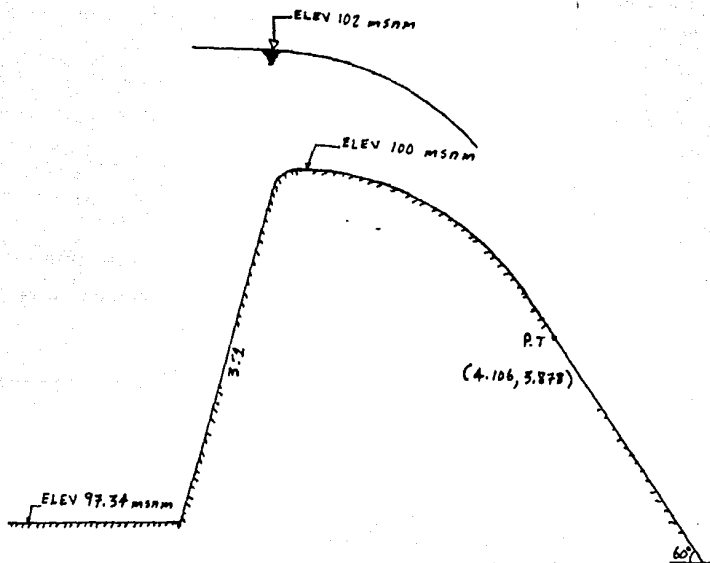
$$Y = 1 / 1.936 (X^{1.836} H_d^{-.836}) \quad Y = .517 X^{1.836} H_d^{-.836}$$

$$Y = .29 X^{1.836} \quad dx/dy = 60^\circ$$

$$Y' = .532 X^{.836} \quad .532 X^{.836} = \tan 60 \quad \underline{X_T = 4.106 \text{ m}}$$

$$\underline{Y_T = 3.878 \text{ m}}$$

(Ver figura anexa)



GIMACIO

B I B L I O G R A F I A .

- 1.- Ven te, Chow "Open Channel Hydraulics". Mc Graw Hill. 1963.
- 2.- Guarga, Ferro R. "Vertedores de Canal Lateral". Tesis de Maestría. División de Estudios Superiores, U.N.A.M. 1979.
- 3.- Camacho, Castillo A. "Análisis Comparativo de Procedimientos en Diseño de Vertedores con Canal Lateral". Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. 1979.
- 4.- U.S. Departement of the Interior, Bureau of Reclamation, "Desing of Small Dams", Second Edition, Weter Rosources Technical Publication, Washington, 1974.
- 5.-Echávez, G "Cavitación en Vertedores", Publicación No 415, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. , México, 1979.
- 6.- Jotelo, G., "Hidráulica General", Editorial Limusa, México 1985. Vol 1.
- 7.- Jotelo, G., "Hidráulica II (Apuntes)", Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México 1979.