



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



José M. Zamudio Morales

**APUNTES DE
PRESAS
DERIVADORAS**



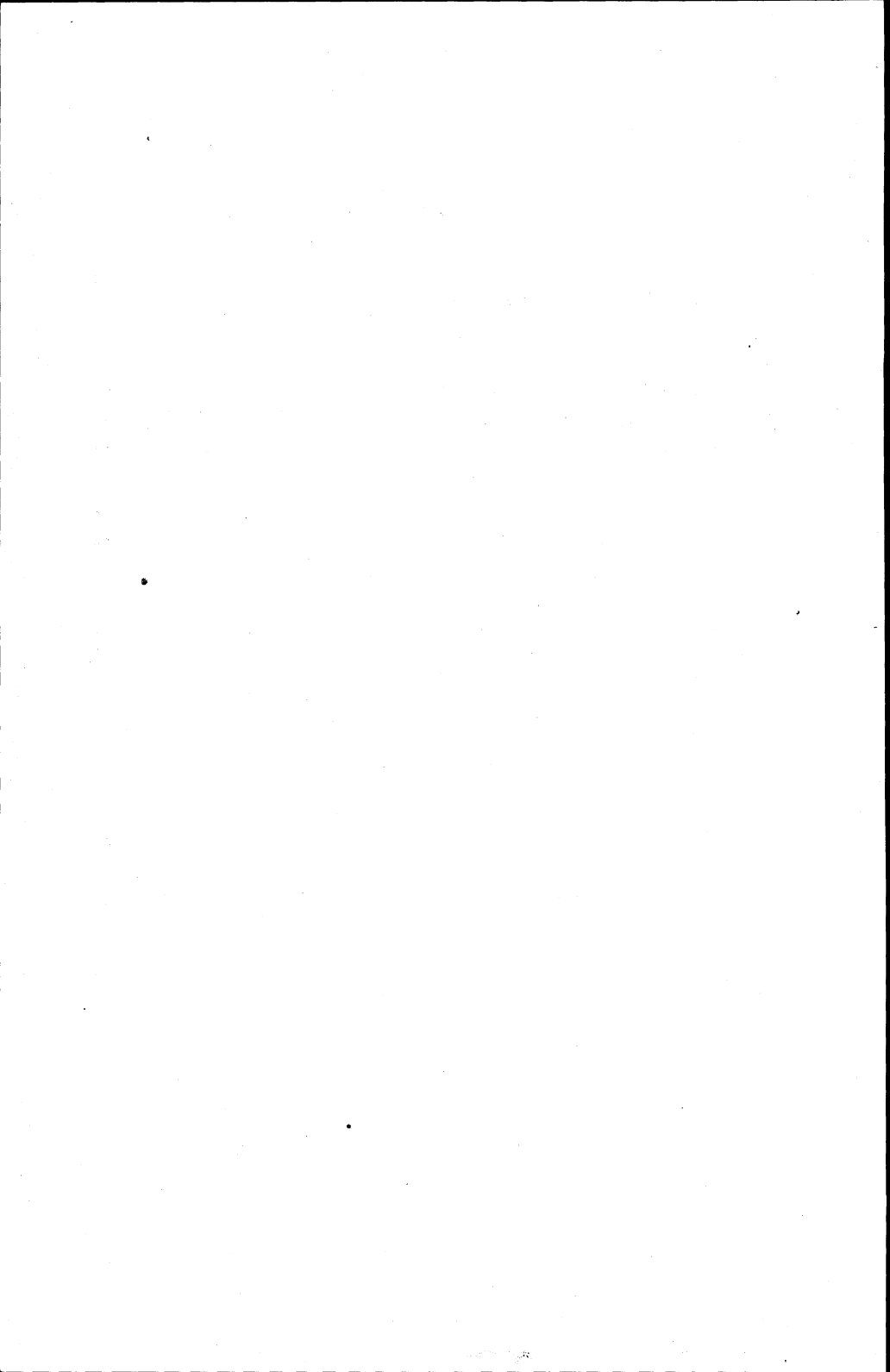
**APUNTES DE
PRESAS
DERIVADORAS**

José M. Zamudio Morales

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y
GEODESICA
DEPARTAMENTO DE HIDRAULICA**

INDICE

| | Pag. |
|---------------------------------------|------|
| PRESAS DERIVADORAS - GENERALIDADES | 1 |
| II.- ESTUDIOS PREVIOS.- | |
| II.1.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS | 6 |
| II.2.- ESTUDIOS GEOLOGICOS | 9 |
| II.3.- ESTUDIO HIDROLOGICO | 11 |
| III.- PROYECTO | 14 |
| GENERALIDADES | 14 |
| DESARENADOR | 19 |
| OBRA DE TOMA | 23 |
| SECCION VERTEDEDORA | 24 |
| IV.- EJEMPLO | 28 |
| V.- DISIPACION DE LA ENERGIA CINETICA | 47 |
| BIBLIOGRAFIA | 58 |



PREAMBULO

En el presente trabajo, dirigido a los alumnos de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., que cursan la materia de Obras Hidráulicas, se pretende aportar una idea lo más clara posible, de lo que es una presa derivadora y de -- sus usos. Se presenta un procedimiento lógico para diseñar este tipo de - obras, desde el punto de vista de su funcionamiento hidráulico.

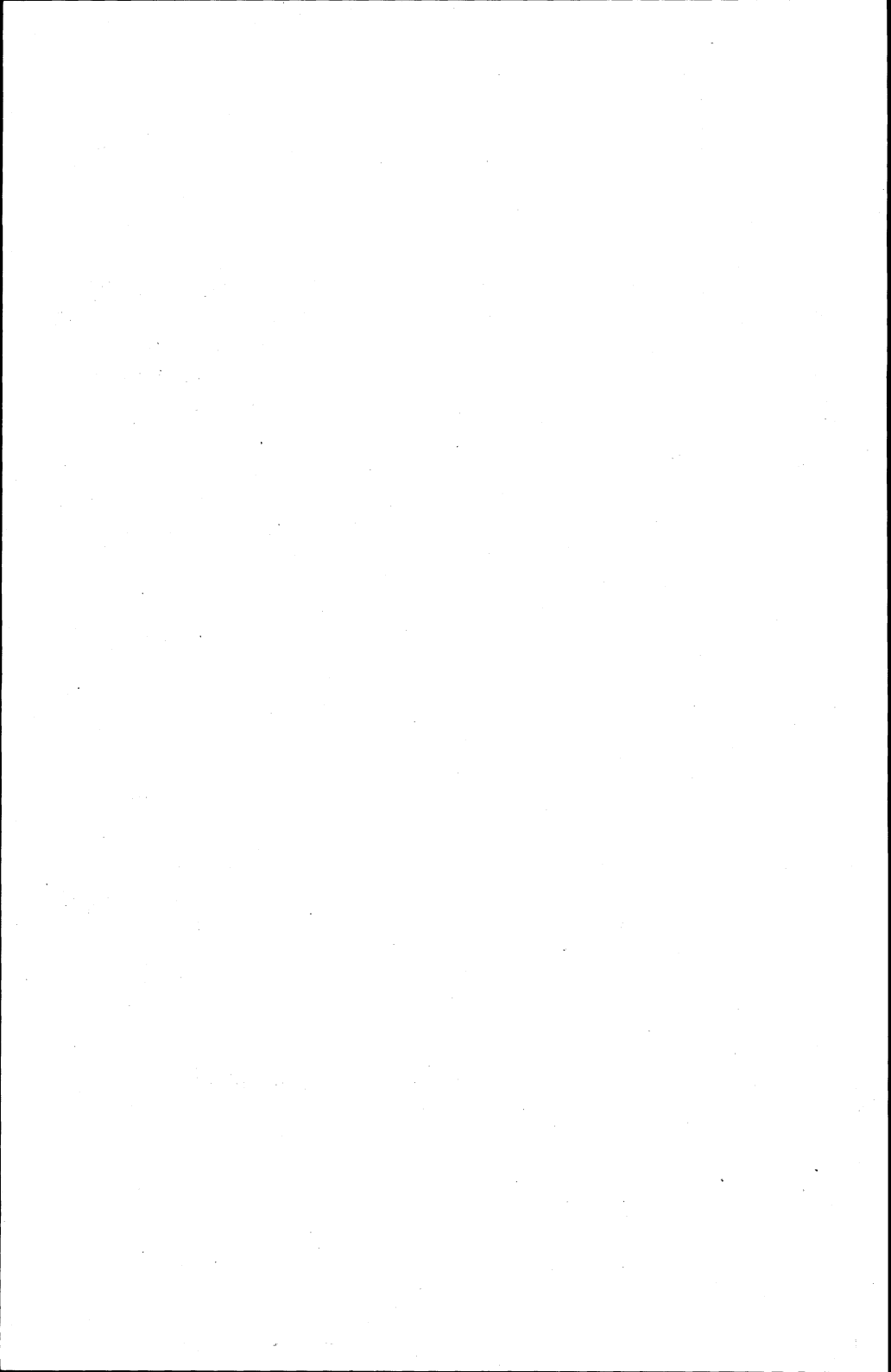
Para completar esta Primera Parte se presentará próximamente una Segunda, - que aporte otros datos importantes, como el paso de filtración a través de - la cimentación y el diseño y el cálculo de los tanques disipadores de energía cinética, aplicados a las presas derivadoras.

También conviene presentar algunas ideas para el proyecto estructural y algunos detalles de diseño.

El material que aquí se presenta se encuentra, en forma parecida en los libros de Obras Hidráulicas, pero se estimó que conviene reunirlos y presentar los en una forma ordenada. En general, representa la práctica de diseño que se siguió en la desaparecida Dirección General de Obras Hidráulicas y de Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural de la S.A.R.H. También puede consultarse el libro " Presas Derivadoras" que escribió el Ing. Octavio Velasco Sánchez, de la misma Dirección, y que reúne toda esta información. Desafortunadamente es un libro que no puede conseguirse en el comercio.

ING. JOSE MANUEL ZAMUDIO MORALES.

DICIEMBRE DE 1985.



PRESAS DERIVADORAS

I.-GENERALIDADES :

Siendo constante la necesidad del agua para todos los seres vivos, el hombre ha buscado el modo de aprovecharla en beneficio propio y de todos los elementos que lo requieren.

Ha encontrado aguas superficiales, y aguas profundas que puede utilizar.

En este tema que presento ahora se considera que se van a utilizar aguas superficiales, que se reúnen en la superficie de la tierra después de las precipitaciones pluviales o que emanan de los manantiales de un modo natural.

Estas aguas escurren por arroyos y ríos, siguiendo la pendiente natural descendente de los terrenos. Si el escurrimiento es abundante y más o menos permanente o se conserva con un gasto suficiente para las necesidades por satisfacer, es posible utilizarlo con solo interponer un obstáculo en el río que permita sobreelevar el nivel de la superficie del agua para poder extraerla por uno de los dos lados (o márgenes) o por los dos

Este sistema se llama DERIVACION.

Hay varios tipos de derivación. Cuando se cuenta con características especiales en cuanto a la cantidad de agua disponible, en comparación con las necesidades y habiendo topografía adecuada, puede pensarse en una toma directa, que es una derivación elemental, en la que sólo se requiere abrir y acondicionar la entrada o bocatoma.

Una derivación poco más efectiva, se logra con ramas, troncos, piedra suelta y materiales del lugar, para construir un barraje que es una presa primitiva, no muy estable, y que es destruida fácilmente por las siguientes avenidas por lo que se debe reconstruir o al menos rehabilitar, cada año. Generalmente es una derivación económica y los cultivos o beneficios logrados en esta forma pagan la reconstrucción anual.

Hay otros tipos de derivadoras, como las de madera o de otros materiales, por ejemplo fierro, (perfiles estructurales y lámina). Estas a veces son abati- bles para dar paso a las aguas broncas, pero en lo general son más caras, incó- modas y poco prácticas por lo que han caído en desuso.

Hay otros tipos de derivación, como son las plantas de bombeo efectuadas a par- tir del cauce de las corrientes o de la superficie de los lagos o también las pantallas impermeables a través del lecho de los ríos o las galerías filtrantes que se usan para hacer aflorar las aguas subálveas, por ejemplo, pero el motivo de estas líneas, es comentar las presas derivadoras permanentes, que se descri- ben a continuación.

Se llama presa derivadora la construcción permanente que se coloca interrumpi- endo el escurrimiento natural del río para elevar el nivel del agua en este, con el fin de poder extraer por gravedad ese líquido por alguna de las márgenes o por las dos, utilizando lo que se llama obra u obras (en su caso) de toma. En ellas se considerarán los conceptos siguientes :

A.- Como no es una presa de almacenamiento, frecuentemente será rebasada por su parte superior, por lo que debe contar con una zona vertedora, más o menos grande, que permita el paso de todas las avenidas que se puedan presentar.

B. La toma debe combinarse con una obra de limpieza o " desarenador " que permita conservar todo el río limpio de azolves, de arenas, gravas y cantos rodados o por lo menos mantener un canal en condiciones de uso para que el agua que se pretende utilizar llegue a la toma, en condiciones favorables.

Debe tenerse en cuenta que en el pequeño vaso que se forma, no se tiene una capacidad para azolves, ni para almacenamiento y que las aguas transportan una gran cantidad de acarreo, que tenderán a rellenarlo, por lo que debe propor- cionarse un buen desarenador, para que la presa trabaje eficientemente.

Para un ejemplo, pensemos que se tiene una sola toma.

Según lo dicho antes, un proyecto de presa, contará con :

1.- Un dique derivador, suficientemente impermeable que sobreeleve el nivel del agua. *

1.a.- Una parte de ese dique deba prepararse para que por sobre de él pasen las avenidas que se calculen. Será la zona vertedora. Este vertedor será tan largo como se requiera, con su cresta vertedora horizontal y estará situada a una elevación adecuada para que el agua alcance antes de él, el nivel conveniente para la derivación.

1.b.- El resto de la cortina será : no vertedora.

2.- Un canal desarenador suficiente y adecuado para mantener limpio un canal que permita llevar el agua del río a la toma.

3.- Una toma que pueda utilizarse para extraer el agua que se requiera.

Cabe recordar que el río es la " Fuente " que se utiliza, que la presa deriva dora es la " captación " y que generalmente el agua derivada será conducida al sitio de su utilización o aprovechamiento, por gravedad, mediante canales a presión atmosférica.

Debido a que no se tiene un vaso regulador, a la presa llegará todo el caudal que conduzca el río, casi sin modificar el gasto.

1o.- Si el agua es mucha, pasará la mayor parte por sobre la presa, aunque al mismo tiempo puede hacerse la derivación.

2o.- Si en un momento dado, el agua conducida por el río tiene el mismo gasto necesario o programado en la toma, se derivará todo el volumen. La capacidad de la toma debe ser tan amplia como se requiera, y la altura del vertedor la necesaria para lograr la derivación que se proyecta. Más alta, encarece la obra. Más baja, no se deriva completo.

* Ver nota aclaratoria en la página 5

3o.- Finalmente, si el volumen de agua es menor del necesario, se derivará to por el canal y el nivel del vertedor no será alcanzado por el líquido.

Por eso se dimensiona la toma para el segundo caso.

En cuanto a la localización de la presa, se considera que debe situarse a modo de que su eje quede perpendicular a los filamentos de agua en el río. Un esviamiento notable puede producir erosiones en la cimentación y sólo encarece el costo de la presa.

Debe localizarse el eje de la obra de preferencia en un tramo recto del río y a modo de poder aprovechar en favor de la toma, la tendencia de éste a cargarse hacia un lado del lecho.

Es conveniente apuntar que una presa derivadora, puede ser una obra de " cabeza " de un aprovechamiento o " auxiliar " de un sistema.

a) Será de " cabeza ", si se utiliza como obra de captación y distribución del agua para su aprovechamiento.

b) Auxiliar, puede ser en dos formas :

b.1.- Captando las aguas de una corriente y alimentando total o parcialmente un almacenamiento construido en algún río próximo o en un vaso lateral.

b.2.- Recibiendo las aguas de una presa de almacenamiento construida sobre el mismo río y aguas arriba de la derivadora, para distribuirlas o conducir las al lugar de su utilización.

La derivación debe satisfacer determinados requisitos indispensables, como son :

1o.- Si ha de dominarse por gravedad el " sitio " de utilización de las aguas, la presa debe estar localizada aguas arriba de ese " sitio " y tener una elevación adecuada para el fin perseguido.

2o.- Que esté lo más próximo posible al " sitio ". La presa será más alta a medida que el lecho vaya teniendo menor altura, por lo que será necesario estimar qué es más adecuado : canal de conducción corto y cortina muy alta o canal de conducción más largo y cortina de menor altura.

3o.- Que la boquilla para la construcción de la presa tenga topografía adecuada para situar la obra y que geológicamente sea favorable para ello.

Para efectuar el proyecto de una derivadora, será necesario contar con varios estudios previos, que se comentan brevemente a continuación.

*

Un río, es una corriente de agua, cuyo caudal fluctúa continuamente, desde un gasto muy pequeño o nulo en época de secas, hasta un gasto grande, en época de lluvias o de deshielos, cuando se producen avenidas.

En las épocas de estiaje, por lo tanto, el nivel del agua es muy bajo, Para utilizar el agua que conduce, en esas épocas, que es cuando se requiere para el riego de terrenos situados en las márgenes de la corriente, es necesario sacar el agua del río, lo cual se logra interponiendo un muro o dique que sobreeleva el agua en la parte anterior a él, tan alto como se requiere para " derivar " el caudal solicitado por una o por ambas márgenes, según las necesidades, lo que se efectúa por medio de la o las obras de toma, que descargan el agua derivada a los canales de conducción y de riego, que se localizan sobre las laderas adyacentes.

Pero como en algunas épocas el gasto del río va a ser muy fuerte sobre todo durante las avenidas y la presa no tiene capacidad para almacenar agua, la derivadora debe construirse en tal forma que permita automáticamente el paso de las aguas excedentes, cualesquiera que sea su gasto, hacia adelante, por lo que generalmente lo más conveniente y económico, es construir una parte de la cortina como vertedora. Un vertedor para presa derivadora, es una escotadura dejada en el muro derivador, con su cresta " horizontal " y tan larga como sea necesario.

La capacidad que se dé a este vertedor, dependerá de la avenida máxima que pueda presentarse. La longitud de la cresta y el valor de la carga que se le pueda dar al manto vertiente, serán las necesarias para aprovechar lo mejor posible las características de la boquilla y dar paso con seguridad a la avenida calculada. El perfil que se considere para la sección vertedora, dependerá de la carga estimada.

II.-ESTUDIOS PREVIOS

II.-I.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Para poder fijar todos los conceptos y bases de una obra cualquiera, entre las que quedaría incluida una presa derivadora, es necesario contar con levantamientos topográficos completos, que deben cubrir los puntos siguientes :

A.- Localizar geográficamente el sitio de la obra, e informar de las vías de comunicación y acceso al sitio de la obra. Informar cuáles son las poblaciones próximas. Estos datos podrán obtenerse de cartas geográficas, como de la DETENAL, que considere el Norte astronómico, escala, coordenadas geográficas y elevaciones s.n.m.m. de la zona presentada.

B.- Aportarán datos de la dimensión, forma y demás elementos de la cuenca hidrográfica que se ha de aprovechar y contemplará el sitio de la derivación. Se pueden obtener de las mismas cartas.

C.- Plano de conjunto que ligue la obra derivadora con el sitio de la utilización indicando la ladera o margen por la que se puede o conviene hacer la conducción. Contemplará las diversas alternativas de derivación propuestas.

Se determinará la elevación que debe tener el principio del canal en la derivadora, tomando en cuenta las características del canal, su pendiente longitudinal y las pérdidas de carga, aproximadas, que se requieran para el funcionamiento de las estructuras del canal.

Este plano puede ser una reducción final de los levantamientos que se efectúen.

D.- Plano de la boquilla :

D.1.- En planta, a una escala que sea cómoda para el plano y clara para elaborar el proyecto. Estará representado por medio de curvas de nivel con equidistancias de 1 m. La escala puede ser 1:100 ó 1:200 y se indicará en el plano numérica y gráficamente.

Se apoyará sobre la línea que se proponga para eje de la presa. Este eje se iniciará en la margen izquierda, a una elevación adecuada y situación conveniente para que no sea alcanzado por la obra, pero que sea bastante próximo a ella. Se monumentalizará y quedará fijo.

En el lado opuesto se situará otro monumento en iguales condiciones del anterior, como punto final de la línea o poligonal que se proponga como eje para la presa.

Ambos monumentos quedarán ligados entre sí por la poligonal del eje, que también estará relacionada a todas las poligonales del levantamiento.

En la poligonal del eje, el primer monumento será el 0+000.00 del cadenamamiento, el que crecerá hacia la margen derecha y se anotará en kilómetros.

Las elevaciones que se obtengan en esta poligonal, estarán referidas a todas las demás poligonales y a elevaciones sobre el nivel medio del mar, obtenido de las cartas o de algún punto conocido próximo, como rasante de carreteras o vías del ferrocarril.

Se obtendrá el Norte Astronómico y el Norte Magnético, para dibujarlo en el plano. Se anotará el rumbo de los lados que tenga el eje propuesto.

El levantamiento topográfico de la boquilla cubrirá una longitud del río, de unos 200 m. hacia aguas arriba y unos 300 m. hacia aguas abajo. Si es necesario proyectar defensas en los bordos del río para evitar inundaciones de los terrenos ribereños aguas arriba de la presa, o para estudiar el funcionamiento del río aguas abajo de ella, se extenderán los levantamientos todo lo que se requiera, pudiendo dibujar el plano a una escala diferente, más cómoda.

D.2.- Perfil de la boquilla por el eje que se proponga para la presa.

En el dibujo de éste, se usará para las distancias horizontales la misma escala de la planta. Verticalmente se podrá usar la misma u otra escala, que sea cómoda, y que permita apreciar los detalles verticales, tanto en el terreno como en el proyecto que se elabore. Puede usarse escala 1:100.

Si se requiere detallar algún accidente en especial, se trazarán líneas auxiliares, ligadas al eje, y se obtendrán los perfiles, que figurarán en los planos.

Aún cuando es obvio, conviene insistir en que todos los levantamientos deben estar ligados entre sí y referidos al mismo banco de nivel. Queda incluida en estas indicaciones el sitio del Aprovechamiento.

D.3.- Si se proponen varias alternativas para la presa, será necesario repetir el trabajo indicado antes, para cada una de ellas.

D.4.- Levantamiento topográfico de la línea de conducción en las alternativas - que se propongan, en planta y perfil, a partir del eje de la cortina, donde se considerará el 0+000 del canal. Se tomará en cuenta la pendiente longitudinal que se proponga para el canal.

La poligonal del canal, estará ligada al levantamiento de la boquilla, en alineamientos y elevaciones.

Se dibujará a las escalas que convengan. Se completará con planos más detallados y a una escala adecuada, para poder proyectar las estructuras que se requieran en el canal.

Los planos topográficos darán apoyo a los otros estudios. Al geológico, para que se obtengan los perfiles de las formaciones del piso y las laderas y para el levantamiento geológico del cauce del río. Al hidrológico, aportando a este los datos correspondientes. Al socioeconómico, dando los linderos de los predios y sus respectivos dueños, que se afecten con el vaso, la boquilla y la conducción, por lo que los levantamientos topográficos deberán contar con estos datos.

II-2- ESTUDIOS GEOLOGICOS.-

La geología es un aspecto muy importante en la construcción de cualquier presa y las derivadoras también están incluidas en esta regla.

Una geología buena, nos proporcionará la cimentación segura para una presa duradera y con pocos problemas estructurales.

Sin embargo muchas veces es indispensable cimentarla en algún material no muy firme y con filtraciones de cierta importancia.

Desde luego que se podrán hacer presas seguras, sobre rocas resistentes, no intemperizables ni solubles; pero también se pueden obtener, si se cimentan con las precauciones debidas, sobre materiales intermedios, si éstos son capaces de soportar las cargas que se les transmitan aun estando bajo condiciones de humedad permanente, cuando se les hace trabajar de un modo adecuado y se protegen de los efectos de la erosión.

Como precaución general se procura que en ambos extremos queden las presas apoyadas o empotradas en material firme.

Para el estudio geológico del sitio para la presa, se harán exploraciones consistentes en pozos a cielo abierto o perforaciones profundas con máquina rotaria, que permitan la obtención de corazones para conocer la roca que se vaya atravesando. Se distribuirán las exploraciones en las laderas y en el lecho del río, de manera de obtener datos suficientes para conocer la geología de la boquilla. Los resultados de las exploraciones, debidamente estudiados, se vaciarán en un perfil de la boquilla, que será el obtenido en los levantamientos topográficos que ya se comentaron.

También es necesario efectuar pruebas de permeabilidad que permitan conocer el peligro que tiene la obra de perder mucha agua por filtración o de que se produzca una falla por tubificación de la cimentación.

Hay terrenos muy fracturados, en los que puede corregirse la permeabilidad por medio de inyectado. Otros, que a pesar de tener fracturamiento y pérdida por

filtración, no son factibles de inyectado con los procedimientos comunes.

Hay otros terrenos; como los granulares, que no son inyectables, como gravas y arenas, que sólo serán cubiertos con la estructura que se proyecte procurando darle a la obra un largo paso de filtración para que el agua que se filtre por el terreno lo haga a una velocidad tan lenta, que no sea capaz de arrastrar las partículas finas del lecho. En estos terrenos las presas deben tener poca altura.

Esto se verá más adelante.

Por ahora sólo agreguemos que en los materiales del lecho de los ríos que pueden quedarse in situ, deben efectuarse pruebas granulométricas y de filtración para obtener datos que requiere el proyectista.

Un geólogo experimentado puede dar un buen diagnóstico del sitio a la luz de los datos de la geología superficial del río y de la regional y fundamentalmente de las exploraciones que se efectúen.

Puede ser muy interesante la opinión del geólogo con relación al cauce del río aguas arriba de las presa y aguas abajo.

En cuanto a la conducción, también conviene que se estudie el aspecto geológico.

La ayuda del geólogo permitirá localizar un buen lugar para situar la presa derivadora.

II-3-ESTUDIO HIDROLOGICO

Este estudio debe aportar datos necesarios para :

A.- Saber que gasto de agua podemos derivar para el uso que pretendemos hacer, la forma en que se presenta y los tiempos en que podemos lograr su utilización.

B.- Que gasto de avenidas debemos considerar que puede pasar sobre la presa, por el vertedor que se dejará en ella.

Todo esto debe apoyarse en el funcionamiento histórico del río.

A.- Si un río tiene un gasto de valor importante durante todas las épocas del año, podremos utilizar de un modo permanente un caudal apreciable.

Si el aprovechamiento tiene que ser invariable en todos los días de los meses será necesario pensar en obtener un gasto igual al mínimo que lleve el río.

Si pueden haber algunas variaciones, se podrá preparar la toma y la conducción para hacer la utilización variable dentro de ciertos límites.

Si el escurrimiento aprovechable del río, se limita a ciertos meses pero teniendo épocas bien marcadas en el año, se podrá pensar en una utilización de ese tipo, con los riesgos consiguientes de que no se tenga toda el agua que se requiere, en el momento de su utilización.

En el caso de una presa alimentadora de un almacenamiento lateral, se preparará la toma y el canal de conducción al vaso, para un determinado gasto que esté de acuerdo con la forma del escurrimiento de la cuenca auxiliar y al canal se le darán dimensiones adecuadas para que la obra no resulte muy cara.

Habrán arroyos en los que no convenga hacer un aprovechamiento por derivación de sus aguas.

El conocimiento de la forma de escurrir de un río se obtiene con los registros de los gastos obtenidos en un estación hidrométrica establecida en el sitio

donde se piensa construir la presa o en algún sitio próximo en el mismo río, siendo necesario en este último caso conocer la extensión de la cuenca hidrográfica correspondiente a cada sitio para poder relacionarlas. Los hidrogramas conviene que abarquen de 10 a 15 años.

Si esto no es posible los hidrogramas obtenidos durante un año en una estación provisional establecida en el sitio, pueden relacionarse con la lluvia calculada para el centro de gravedad de la cuenca a partir de la precipitación observada en varias estaciones próximas, como se hace para los almacenamientos y de ahí, usando las precipitaciones de una estación tomada como base hacer una deducción para un lapso de varios años.

También se puede escoger un tramo recto del río lo más largo posible, y observar en él las huellas de los escurrimientos y tomar información de los vecinos más espaciales para determinar hasta donde llega el agua de un modo normal y en que épocas y obtener el gasto del tramo, por secciones, pendiente y rugosidad del terreno, usando la fórmula de Manning. Es posible medir en la superficie del agua la pendiente longitudinal de la vena.

Se pueden obtener datos del gasto conducido por el río en el momento de la visita en ese tramo escogido, utilizando los datos de una sección estable del río y midiendo la velocidad del agua, con molinete en varias posiciones y profundidades de la sección. De un modo menos preciso, la velocidad del agua puede apreciarse usando flotadores en diferentes partes del ancho de la vena y comprobando el tiempo requerido para ir de la sección más aguas arriba a la más aguas abajo, separadas una longitud conocida.

Estos estudios dan elementos de juicio para definir cuál es la capacidad que debe darse a la toma y al desarenador.

B.- Avenida máxima que debe permitirse que pase por el vertedor de la presa. En general no es prudente que ningún escurrimiento del río derrame por sobre la presa o los terrenos a lados de ella, excepto naturalmente por, la parte vertedora que estará preparada para esto. En algunas presas construidas con materiales rígidos, sobre cimentación firme y no erosionable, puede permitirse que los muros sean rebasados algunas veces sin que se presenten graves consecuencias para el conjunto.

Para el cálculo del vertedor se puede aceptar una avenida con periodicidad de 50 a 100 años, calculada siguiendo los procedimientos comunes, tratando de no encarecer demasiado esta obra, que en el caso más desfavorable puede llegar a sufrir la destrucción parcial de la presa. En las derivaciones es de menor influencia que en los almacenamientos la protección de terrenos, propiedades y vidas, aguas abajo de la obra, pues la poca altura de esta y el insignificante almacenamiento que se reúne en el pequeño vaso de la presa, en general no ofrecen un peligro muy grande en caso de fallar el muro.

Cuando la derivadora distribuye las aguas de un almacenamiento situado aguas arriba de ella, en lo general se proyecta ésta para permitir el paso de una avenida regularizada, calculada para la presa de almacenamiento con una periodicidad de 100 años, más el caudal que se origine en la cuenca existente entre el almacenamiento y la derivadora, para el mismo l pso.

Debe hacerse hincapié, en que la presa en lo general no va a tener vaso de importancia, por lo que propiamente no hay una regularización en la avenida o se desprecia ésta. Así, la capacidad del vertedor se calcula con la avenida determinada en la forma descrita, sin considerar regularización, a excepción de que se forme con la presa un vaso de amplitud y capacidad apreciable en comparación con el gasto obtenido para el escurrimiento.

III .- PROYECTO

Escogido el sitio para la derivadora por topografía y geología, y determinados los gastos de la toma y del vertedor, se procede al diseño de la presa.

Si la cimentación es resistente y no erosionables, se proyectará una cortina de materiales rígidos. Fig. 1

Si debe desplantarse sobre materiales sueltos, como suele suceder en los ríos caudalosos o en las cercanías de su descarga al mar, en zonas bajas, se hará un diseño de presa de materiales flexibles. Fig. 2

En ambos proyectos se aprovecharán en la construcción de la presa, del mejor modo posible, los materiales naturales que se localicen en las proximidades de la obra, tales como roca (que no sea intemperizable; que tenga resistencia, tamaño y peso convenientes) grava, arena y arcilla según el tipo de presa que se escoja.

En cualquier caso, se deberá contar en todo proyecto con los mismos elementos físicos enunciados, que son :

III.1.- Un muro o dique que eleve el agua lo necesario para efectuar la derivación.

III.2.- Un vertedor que permita el paso de las avenidas, así como de las aguas sobrantes.

III.3.- Obra u obras de toma, para extraer el agua que se va a aprovechar.

Primero se estudiará el problema hidráulico, en general y en particular para cada elemento. Después se verán tipos de cortina, y su adaptación al terreno y posteriormente se harán algunas consideraciones de tipo estructural para dar forma a las presas.

El esquema siguiente, considera una cortina típica cualquiera. Puede observarse que su parte vertedora es de cresta horizontal con una longitud " L ". Esta trabajará con carga " H_0 " y coeficiente " C " para dar paso a un gasto Q máximo

CORTE POR EL EJE DE LA PRESA:

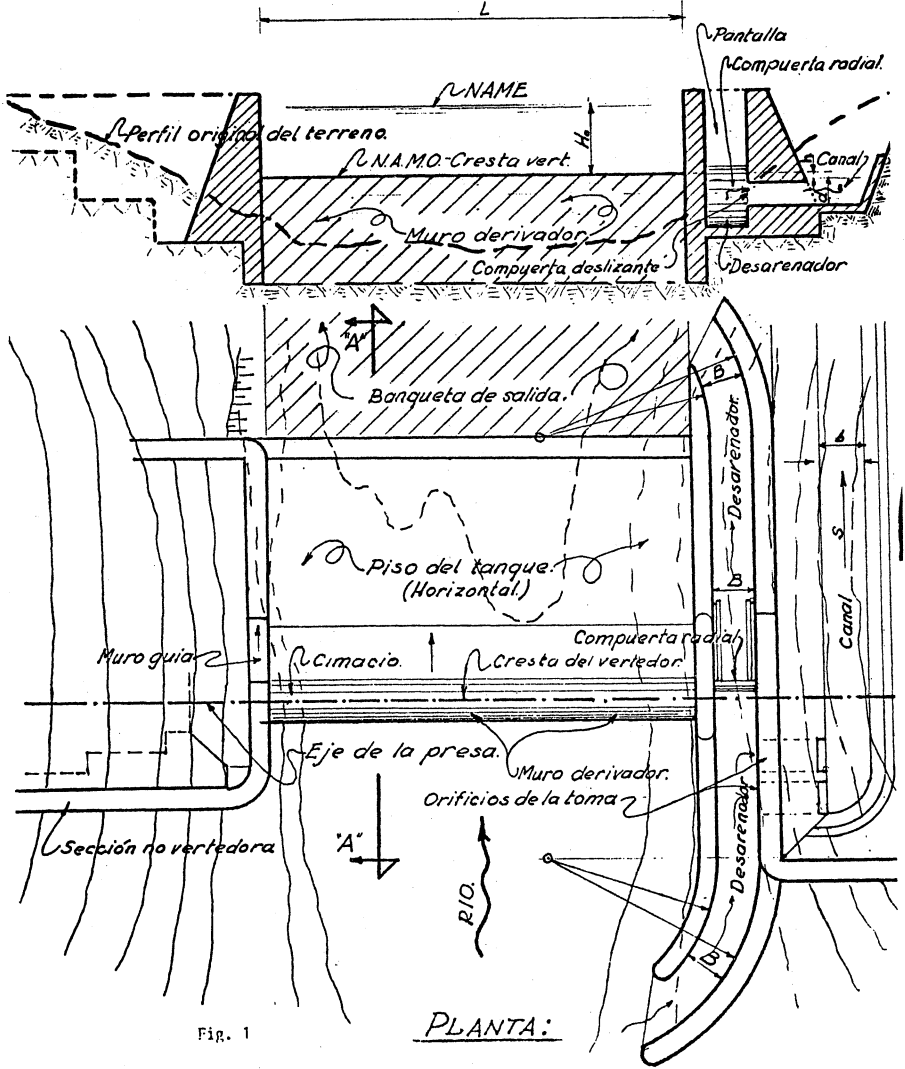
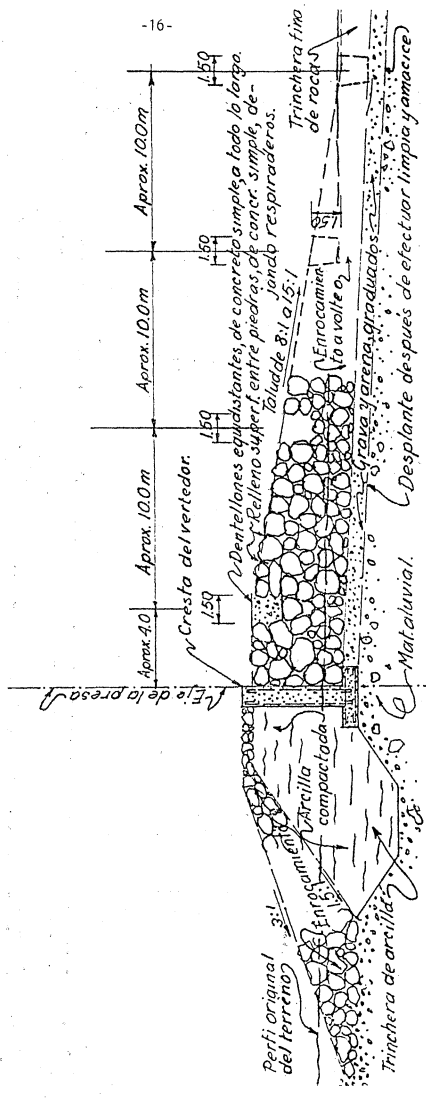


Fig. 1

PLANTA:



SECCIÓN TÍPICA DE UNA PRESA TIPO INDIO.

Fig. 2

La longitud del vertedor estará de acuerdo con la amplitud del cauce del río y en localización coincidirá con él (puede haber casos diferentes), pues en la descarga conviene aprovechar todo el cauce del río.

Por eso se puede afirmar que cada proyecto que se elabore, corresponderá a una boquilla dada. Si se cambia de sitio, será necesario hacer un proyecto nuevo. El resto del proyecto, consistirá en muros o diques para adaptar el proyecto a la boquilla.

Del lado que se requiera para comodidad del uso a que se destina la derivación, estará el desarenador y a partir de él, la obra de toma.

La obra de toma, es una boca, en la que principia el canal de conducción, y que tiene su entrada controlada mediante compuertas.

El desarenador, es un canal paralelo al cauce del río, abierto y acondicionado en la margen escogida para la derivación. Será de amplitud adecuada para el funcionamiento que se espera, y estará situado a una elevación que permita, en su caso, que estando el agua en el vaso al nivel de la cresta vertedora o -poco más baja, pueda correr por él un caudal suficiente para lavar las arenas o acarreo que se hayan depositado en su fondo. Este canal, contará con una compuerta, generalmente " radial ", situada aproximadamente hacia el eje de la cortina, que permita el escurrimiento de un gasto fuerte para desarenar, o lo corte a voluntad, con el fin de que se pueda hacer la toma en su caso.

La toma, se hará poco aguas arriba de la compuerta radial, perpendicularmente al escurrimiento del canal desarenador, para evitar en lo posible la entrada de azolves, principalmente de arenas o gravas, al canal de conducción.

La toma estará controlada en su entrada, por medio de compuertas generalmente del tipo de hoja deslizante.

El canal, con el fin de evitar los azolves tendrá su plantilla a una elevación superior al piso del desarenador. Así, el canal del desarenador, en su primer objetivo de hacer una derivación adecuada, (estando la compuerta de la toma abierta y la del control del desarenador cerrada,) permitirá que el agua del río circule por él, llegue a la toma y salga por ella el caudal deseado hacia

el canal para ser conducida por medio de este al lugar donde se requiere. Las arenas se depositarán en el desarenador. porque en él la velocidad del agua durante la toma, será muy baja.

En una segunda función del desarenador, se abre la compuerta radial y se cierra la deslizante de la toma, permitiendo que se produzca en este ducto un escurrimiento rápido que arrastre los azolves depositados en su fondo durante la primera función.

En el Vol. III de B.A. Etcheverry, se consideran las siguientes especificaciones, aplicables a las tomas y a los desarenadores, que resultaron de la observación del funcionamiento de varias presas construidas en la India. Estas especificaciones han servido de base a muchas presas construidas en México, y han dado resultados favorables, y de un modo simplificado son las siguientes :

DESARENADOR:

La toma se hará a partir de un canal desarenador, con un trazo perpendicular al eje de este. El desarenador quedará alojado hacia la margen en la que se vaya a efectuar la toma.

Su eje será paralelo al escurrimiento del río y cortará el muro de la presa, aproximadamente a 90° . Tendrá pendiente longitudinal y sección adecuadas. Estará construido de materiales rígidos, con plantilla horizontal en cualquier sección y muros verticales. Será de ancho constante en toda su longitud.

Estará controlado por compuertas de tipo radial, situadas aproximadamente en la dirección del eje de la presa, que permitan o corten la circulación del agua durante el desareo o al efectuarse la toma, respectivamente. El desarenador empezará hacia aguas arriba de la presa a una distancia tal que permita alojar en él los orificios de la toma, en un tramo recto. Hacia abajo, se prolongará lo necesario para garantizar que su funcionamiento no va a perjudicar la estructura de la presa ni la boquilla. Fig. 3

Su plantilla, a la entrada y a la salida, estará más alta que el fondo del río para que sea eficiente su funcionamiento hidráulico.

El área transversal del desarenador, medido del nivel de su plantilla a la elevación de la cresta vertedora, estará comprendido entre $1/5$ y $1/20$ de la sección obstruida del río, comprendida ésta de la elevación del fondo del río a la cresta del vertedor

Esta recomendación frecuentemente no se cumple.

La velocidad del agua en el desarenador durante la operación de toma, y considerando solamente el área localizada de la elevación de la plantilla del canal de conducción para arriba, debe ser igual o menor que la del agua en el río. En nuestro país se ha usado una velocidad de al rededor de 0.60 m/s , que permite la decantación en el desarenador de los materiales relativamente

gruesos, como arenas o mayores que transporta el agua del río.

El piso del desarenador se situará de 1.20 m. (4') a 1.50 m. (5') abajo del nivel de la toma, para dejar un espacio en su parte inferior para la deposición de los arrastres.

La obra de toma, consistirá en una, dos o más compuertas que estén alojadas en el muro exterior del desarenador. Si son compuertas del tipo de hoja deslizantes, la toma se hará por medio de orificios, que conviene que trabajen ahogados por su entrada y su salida. Esta quedará en el principio del canal de conducción.

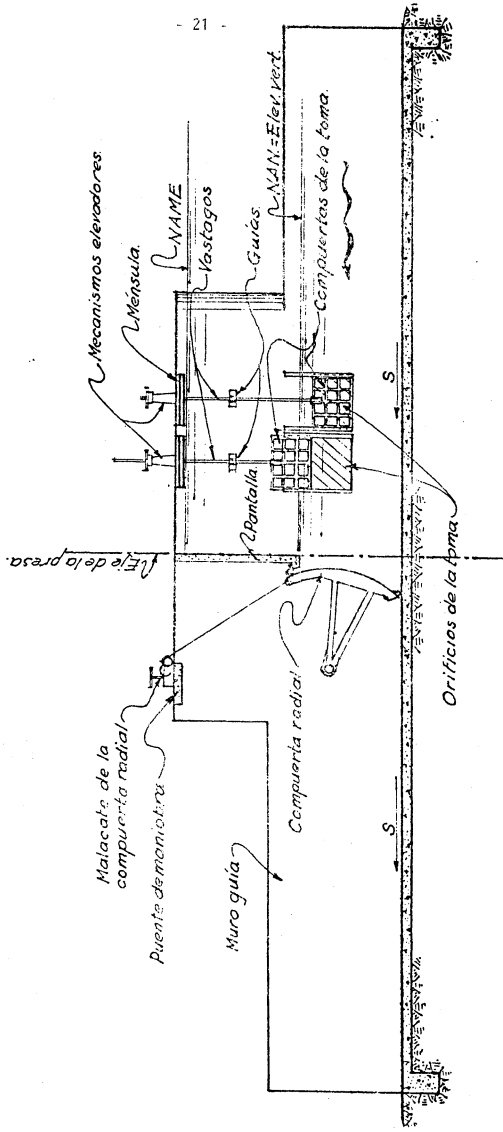
Los orificios se situarán aguas arriba de la compuerta radial quedando el más próximo a ella, a una distancia mínima de 1.5 el ancho de una de las compuertas deslizantes.

El canal desarenador se extenderá por lo menos una distancia igual hacia aguas arriba de la primera.

En general todas las compuertas de la toma son iguales y se sitúan a la misma elevación. Quedarán separadas una de otra, lo necesario para permitir su instalación cómoda. Su umbral debe quedar a la altura de la plantilla del canal de toma en su principio.

Durante el desarene se cerrarán las compuertas de la toma y se abrirá la radial que controla el desarenador y aprovechando un gasto igual al de la toma, normal se debe producir una velocidad suficiente para el arrastre de los materiales que se hayan depositado en el período de toma.

Se considera que esta velocidad debe estar comprendida entre 1.5 y 3.0 m/s. . para que sea capaz de mover los azolves, pero que no perjudique a la estructura ni al terreno de la boquilla en ninguna parte. Esta velocidad se logra dando a la plantilla del desarenador una pendiente adecuada.



CORTE LONGITUDINAL DE DESARENADOR POR LA C.

Fig. 3

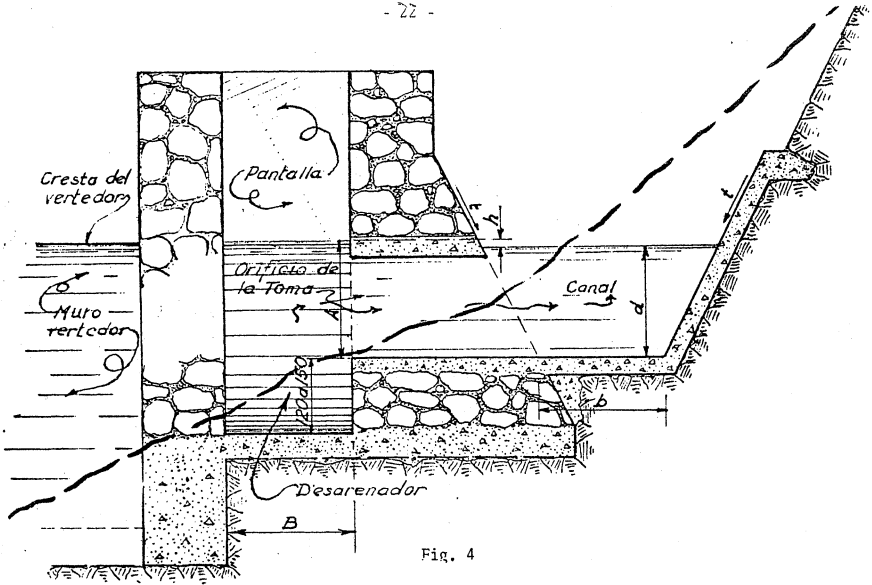
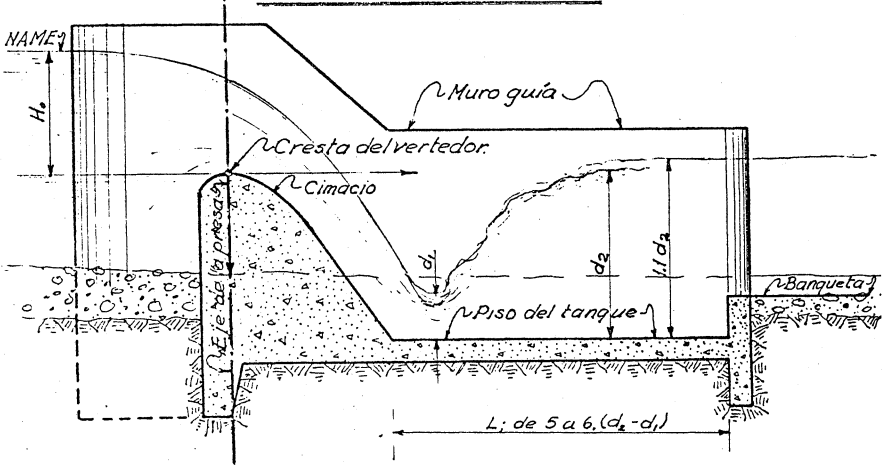


Fig. 4

DETALLE DE LA TOMA:



CORTE 'A-A'

Fig. 5

OBRA DE TOMA

La toma se hará perpendicularmente al canal desarenador. El agua en los orificios debe alcanzar una velocidad poco mayor a la del desarenador y casi igual que la del canal de conducción, con el objeto de no levantar los azolves ya depositados, pero evitando que haya depositación en los orificios. Fig. 4

Se considera adecuada una velocidad comprendida entre 0.70 y 0.90 m/s. Una velocidad alta, correspondiente a compuertas reducidas, requiere una mayor carga, lo que hace más alta y más cara la presa.

Los orificios se abren en un muro que limita por su lado exterior al canal desarenador y que en algunos casos es uno de los lados del principio del canal de la toma.

La carga con que trabajan los orificios, es el desnivel entre la elevación del agua en el canal para el gasto requerido, y la elevación del agua en el desarenador. La elevación de la cresta del vertedor, será ligeramente mayor a la del agua en el desarenador, para obligar que entre el gasto normal a la toma.

El muro lateral del desarenador que dá al río, debe tener su corona, antes de la presa, a una elevación que separe perfectamente ambos funcionamientos, por lo que se pone a más de 0.50 m arriba de la cresta del vertedor.

En cambio en el sitio del cimacio de la presa, los dos muros son tan altos como se requiere para que su corona domine la elevación de las aguas máximas en 0.50 m. o más. En ellos se sitúan los mecanismos elevadores de las tomas y los malacates que accionan la compuerta radial del desarenador.

Aguas abajo de la presa, los muros se extenderán, tanto junto al desarenador como en el lado opuesto, lo necesario para proteger la obra y encauzar el gasto de avenidas al lecho original. Tendrán la altura que se requiera para que no sean rebasados por las aguas máximas.

SECCION VERTEEDORA.

El estudio hidrológico determina el valor de la avenida máxima que ha de considerarse en la presa.

El cauce del río indicará cual es la amplitud que puede darse al vertedor. A veces será necesario hacer algunos cortes en las laderas para ampliar y acondicionar el cauce para mejorar la descarga.

El tipo de sección vertedora que se proyecte indicará el coeficiente de gasto que debe utilizarse.

Se acostumbra usar la fórmula general de los vertedores :

$$Q = C L (H_o)^{3/2}$$

en la que H_o incluye la velocidad de llegada.

$$H_o = \left(\frac{Q}{CL} \right)^{2/3}$$

El pequeño vaso de la presa, tiende a llenarse de acarreo, por lo que frecuentemente se colma al nivel de la cresta o más. Por lo tanto puede considerarse en esos casos, que la sección del río en el acceso tiene esa elevación .

Cuando se proyecta por convenir así, una cortina de tipo rígido, conviene que el vertedor tenga un perfil tipo creager, que se puede diseñar en dos partes; - la primera, de la cresta del vertedor hacia aguas abajo, usando la fórmula general.

$$\frac{Y}{H_o} = 0.5 \left(\frac{X}{H_o} \right)^{1.85} \dots\dots (\text{Scimemi})$$

Esta se extiende hasta el talud de salida.

Para aguas arriba, puede darse una curva compuesta con dos arcos de círculo, de radios $R_1 = 0.530 H_o$ y $R_2 = 0.234 H_o$

Al pie del talud de salida, se proporcionará un dispositivo que absorba la energía cinética del agua adquirida con la sobreelevación del embalse, a fin de entregar el agua al río en iguales o mejores condiciones de las que trafa antes de efectuar la obra.

Este dispositivo puede ser un tanque que se proyecte siguiendo las indicaciones de los tipos conocidos. Fig. 5

Para aclarar ideas, conviene presentar un ejemplo, lo cual se hace más adelante.

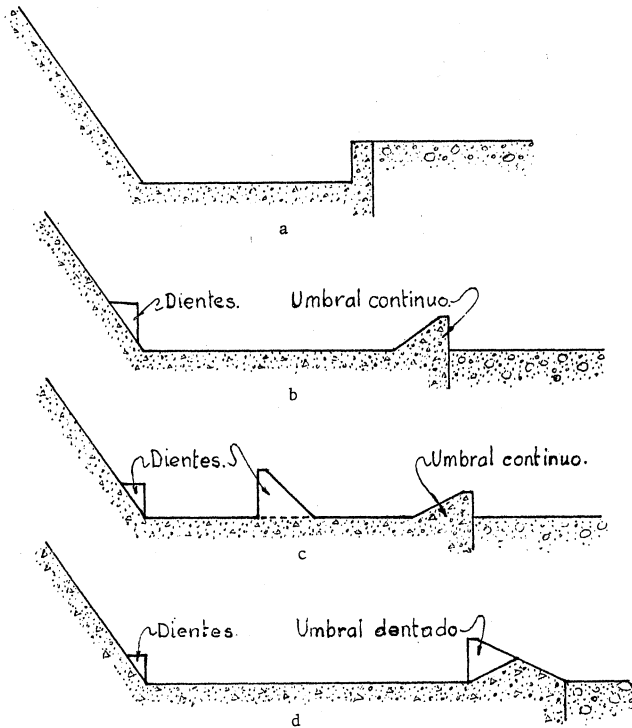
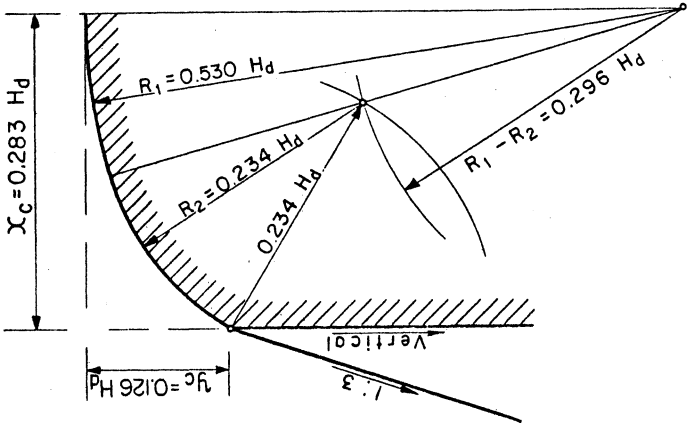


Fig. 5

Diseño del perfil aguas arriba de la cresta
vertedora. Talud vertical aguas arriba,
ó 1:3



IV.- EJEMPLO

Proyecto de una presa derivadora de tipo rígido, de concreto, que puede tener un vertedor de 80 m. de longitud, para dar paso a una avenida máxima de 450 m³/s

El cimacio tendrá perfil creager.

La elevación del lecho del río es la cota 1855.50 m

El canal de conducción del agua de la toma al lugar de utilización, tiene las características siguientes : (Fig. 7)

| | |
|---------------------------------------|-------------------------------------|
| Q normal | 3.50 m ³ /s |
| Trapezial, cimétrico | |
| T = | 0.5:1 |
| b = | 2.50 m. |
| s = | 0.0005 ; S ^{1/2} = 0.02236 |
| n = | 0.017 |
| d = | 1.12 m. |
| v = | 1.021 m/s |
| Rasante del canal en Est.0+000, Elev. | 1 857.50 m |

Orificios de la toma : (Fig. 8)

Para que se tenga: $0.7 \leq v \leq 1.00$ m/s

Se puede escoger $v = 0.90$ m/s

Se requiere un área de : $\frac{3.50}{0.90} = 3.888$ m²

Escogiendo orificios según las dimensiones de compuertas deslizantes que se fabrican en México, se pueden escoger 2 orificios de 1.22 x 0.92 ; Area = 1.122 m² corresponde a una compuerta deslizante TM-C-108, de 1.22 m. x 0.92 m. con lo cual se tiene ahogada la salida de la toma.

$$\frac{3.888}{1.122} = 3.46 \text{ compuertas}$$

Tablas para encontrar la tangencia del perfil de un cimacio, con un talud cualquiera.

Fórmula del cimacio

$$X^{1.85} = 2H_d^{0.85} Y \quad (\text{Scimemí})$$

$$\frac{X_t}{H_d} = \frac{1}{(0.925 T)^{0.85}}; \quad \frac{Y_t}{H_d} = \frac{0.5}{(0.925 T)^{0.85}}$$

TABLA 5

| T | $\frac{X_t}{H_d}$ | $\frac{Y_t}{H_d}$ | T | $\frac{X_t}{H_d}$ | $\frac{Y_t}{H_d}$ |
|------|-------------------|-------------------|------|-------------------|-------------------|
| 0.50 | 2.4773 | 2.6782 | 0.76 | 1.5137 | 1.0766 |
| 0.51 | 2.4203 | 2.5652 | 0.77 | 1.4906 | 1.0464 |
| 0.52 | 2.3656 | 2.4591 | 0.78 | 1.4682 | 1.0175 |
| 0.53 | 2.3132 | 2.3592 | 0.79 | 1.4464 | 0.9896 |
| 0.54 | 2.2629 | 2.2652 | 0.80 | 1.4251 | 0.9629 |
| 0.55 | 2.2146 | 2.1765 | 0.81 | 1.4044 | 0.9372 |
| 0.56 | 2.1681 | 2.0928 | 0.82 | 1.3843 | 0.9125 |
| 0.57 | 2.1234 | 2.0137 | 0.83 | 1.3647 | 0.8888 |
| 0.58 | 2.0804 | 1.9389 | 0.84 | 1.3456 | 0.8659 |
| 0.59 | 2.0390 | 1.8681 | 0.85 | 1.3270 | 0.8439 |
| 0.60 | 1.9991 | 1.8010 | 0.86 | 1.3089 | 0.8227 |
| 0.61 | 1.9606 | 1.7373 | 0.87 | 1.2912 | 0.8022 |
| 0.62 | 1.9234 | 1.6769 | 0.88 | 1.2739 | 0.7825 |
| 0.63 | 1.8876 | 1.6195 | 0.89 | 1.2571 | 0.7635 |
| 0.64 | 1.8529 | 1.5650 | 0.90 | 1.2407 | 0.7452 |
| 0.65 | 1.8194 | 1.5130 | 0.91 | 1.2247 | 0.7275 |
| 0.66 | 1.7870 | 1.4636 | 0.92 | 1.2090 | 0.7104 |
| 0.67 | 1.7557 | 1.4165 | 0.93 | 1.1938 | 0.6938 |
| 0.68 | 1.7254 | 1.3715 | 0.94 | 1.1788 | 0.6779 |
| 0.69 | 1.6960 | 1.3286 | 0.95 | 1.1642 | 0.6624 |
| 0.70 | 1.6675 | 1.2877 | 0.96 | 1.1500 | 0.6475 |
| 0.71 | 1.6399 | 1.2485 | 0.97 | 1.1361 | 0.6331 |
| 0.72 | 1.6132 | 1.2111 | 0.98 | 1.1224 | 0.6191 |
| 0.73 | 1.5872 | 1.1753 | 0.99 | 1.1091 | 0.6056 |
| 0.74 | 1.5620 | 1.1410 | 1.00 | 1.0961 | 0.5925 |
| 0.75 | 1.5375 | 1.1081 | | | |

Calculó: Ing. J.R. Mendoza Ruíz.

Si se escogen 3 compuertas, $A = 1.122 \times 3 = 3.366$; $v = \frac{3.50}{3.366} = 1.0398$ m/s.

Utilizando 4 compuertas :

$$v = \frac{3.50}{1.122 \times 4} = \frac{3.50}{4.488} = 0.780 \text{ m/s} \quad \text{que ya es muy baja}$$

Se colocarán 3 compuertas

$$\therefore Q_1 = \frac{3.50}{3} = 1.167 \text{ m}^3/\text{s} \quad , \text{ c/u}$$

Para determinar la carga necesaria para que un orificio dé un gasto de -
1.167 m³/s , usaremos la fórmula: $Q = C A \sqrt{2 gh}$; de donde $h = \left(\frac{Q}{CA}\right)^2 \frac{1}{2g}$;

$$Q = 1.167 \text{ m}^3/\text{s}.$$

C = coeficiente de gasto

A = área del orificio = 1.122 m²

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²

Los orificios quedarán en un muro trapecial, por lo que pueden tener una
L = 1.75 m. ; el perímetro de cada uno de ellos será :

$$p = (2 \times 1.22) + (2 \times 0.92) = 4.28 \text{ m}.$$

$$\frac{L}{p} = \frac{1.75}{4.28} = 0.409$$

Según la tabla Núm. 28 del manual de King., para un orificio con los cuatro
bordos a escuadra :

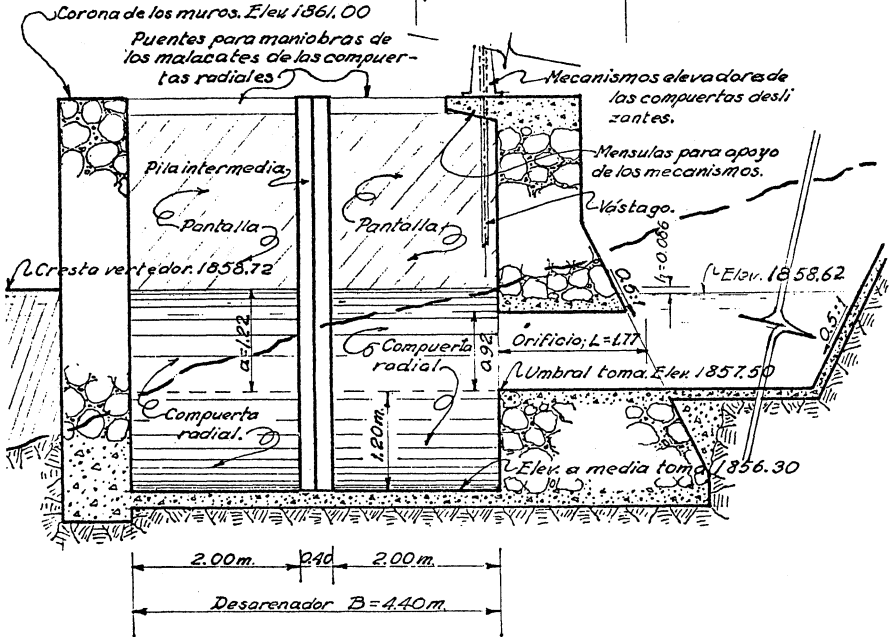
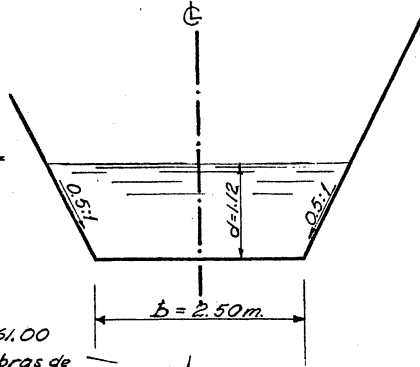
$$C = 0.80$$

$$Y ; h = \left(\frac{1.167}{0.8 \times 1.122}\right)^2 \cdot \frac{1}{2 \times 9.81} = 0.086 \text{ m}.$$

para tomar en cuenta los cambios de dirección que hay en la circulación del
agua, etc., consideremos $h = 0.10$ m.

SECCIÓN DEL CANAL.

Fig. 7



CORTE TRANSVERSAL DEL DESARENADOR POR LA TOMA.

Fig. 8

El piso del canal en su inicio, debe ser el mismo de la plantilla del orificio. Más bajo, se corre el peligro de que en un momento dado se pierda el ahogamiento. Más alto, se pierde la altura del orificio. Un escalón en el canal, hacia arriba, puede propiciar azolvamientos en el primer tramo.

Por lo tanto en nuestro caso :

| | |
|---|--------------------|
| Elevación de la plantilla | 1 857.50 m. |
| Tirante del canal | 1.12 m. |
| Elevación de la superficie del agua en el canal | <u>1,858.62 m.</u> |
| Carga para el funcionamiento de los orificios | 0.10 m. |
| Elevación del agua en el desarenador=Elev. cresta vertedora | 1 858.72 m. |

DESARENADOR.-

DIMENSIONES DE LA SECCION : (Fig. 9)

Se calcula su amplitud para el gasto normal : $Q = 3.50 \text{ m}^3/\text{s}$. $v = 0.60 \text{ m/s}$

Si se le da una velocidad para la etapa de toma : de 0.60 m/seg. , se requiere :

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{3.50}{0.60} = 5.83 \text{ m}^2$$

Verticalmente se dispone de una altura :

| | |
|---------------------------------|-----------------|
| Elevación agua en desarenador = | 1 858.72 |
| Elevación umbral orificios = | <u>1 857.50</u> |
| | 1.22 m. |

∴ el ancho del desarenador debe ser :

$$\frac{5.83}{1.22} = 4.779 \text{ m}^2$$

Hay compuertas radiales de 2.00 m. de 2.30 y de 2.50. Como más convenientes para este caso, podrían colocarse 2, una junto a la otra, separadas unos 0.40 m. - por una pila intermedia.

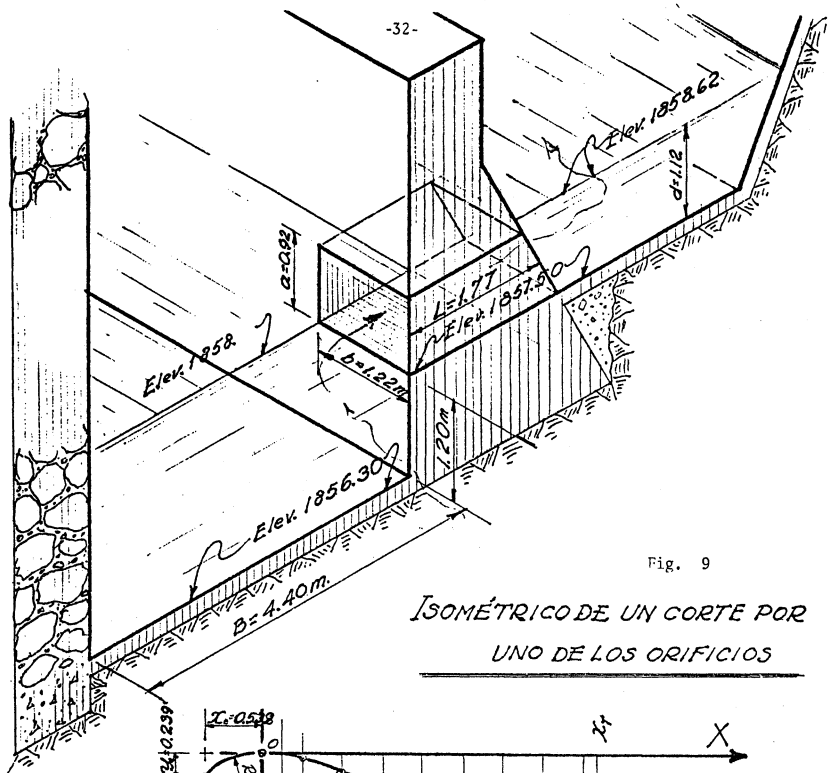


Fig. 9

ISOMÉTRICO DE UN CORTE POR UNO DE LOS ORIFICIOS

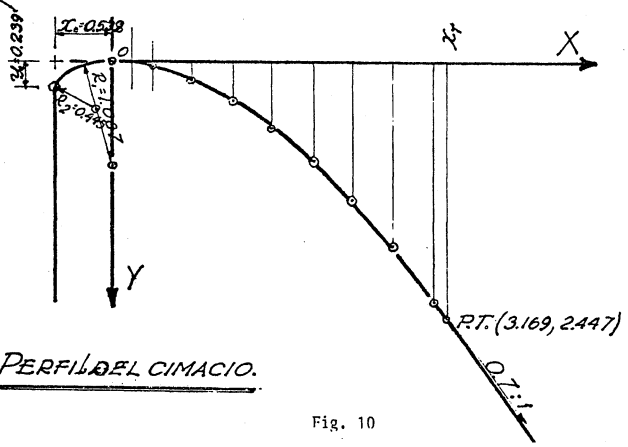


Fig. 10

Suponiendo 2 compuertas de $(2 \times 2.00) + 0.40 = 4.40$; El ancho del canal sería de $B = 4.40$ m.

El área daría : $4.40 \times 1.22 = 5.368$ y la velocidad del agua sería: -

$$\frac{3.50}{5.368} = 0.652 \text{ m/s} , \text{ que puede aceptarse.}$$

El piso del desarenador enfrente de las compuertas podría quedar 1.20 m. abajo del umbral de los orificios, o sea : $1,857.50 - 1.20 = 1\ 856.30$ que está más - alto que el fondo del río, por lo que es posible darle esta posición.

DESARENE :

Para el funcionamiento de desarene se calculará la pendiente del canal para que se produzca una velocidad adecuada, con el gasto normal de la toma, -

$$Q_n = 3.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$1.5 \leq v \leq 3.50 \text{ m.}$$

Se tomará $v = 3.00$ m/s en este ejemplo :

Según Manning.

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} ; s = \left(\frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2$$

$$Y; A_d = \frac{3.50}{3.00} = 1.167 \text{ m}^2$$

$$D = \frac{1.167}{4.40} = 0.265 \text{ m.}$$

$$\therefore p = (0.265 \times 2) + 2.40 = 2.930 \text{ m}$$

$$Y; r = \frac{1.167}{2.930} = 0.3982 ; r^{2/3} = 0.541$$

$$Y; s = \left(\frac{3.00 \times 0.017}{0.541} \right)^2 = 0.0089 \approx 0.01$$

Esto sería el funcionamiento del segundo tramo o final, si se cumpliera la fórmula de Manning (para régimen tranquilo).

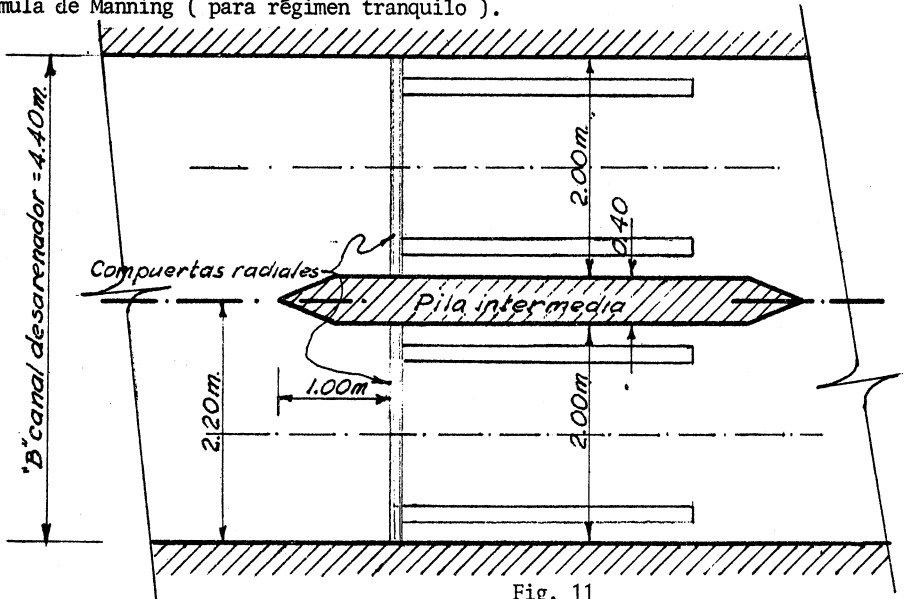


Fig. 11

Conviene revisar el funcionamiento real.

En las compuertas se tiene un estrechamiento y ahí se puede producir el tirante crítico :

Comprobación :

$$Q_1 = \frac{3.50}{2} = 1.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

como $b = 2.00 \text{ m.}$; $q = \frac{1.75}{2.00} = 0.875 \text{ m}^3/\text{s por metro}$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{0.875^2}{9.81}} = 0.427 \text{ m.}$$

$$A = 2 \times 0.427 = 0.854 \text{ ; } v = \frac{1.75}{0.854} = 2.049 \text{ m/s}$$

$$hv = 0.214$$

de aquí para aguas arriba se producirá un escurrimiento, según Bernoulli en cada uno de los dos canales, que pueden tener 1.0 m. de longitud hacia aguas-arriba, donde se unirán en uno solo.

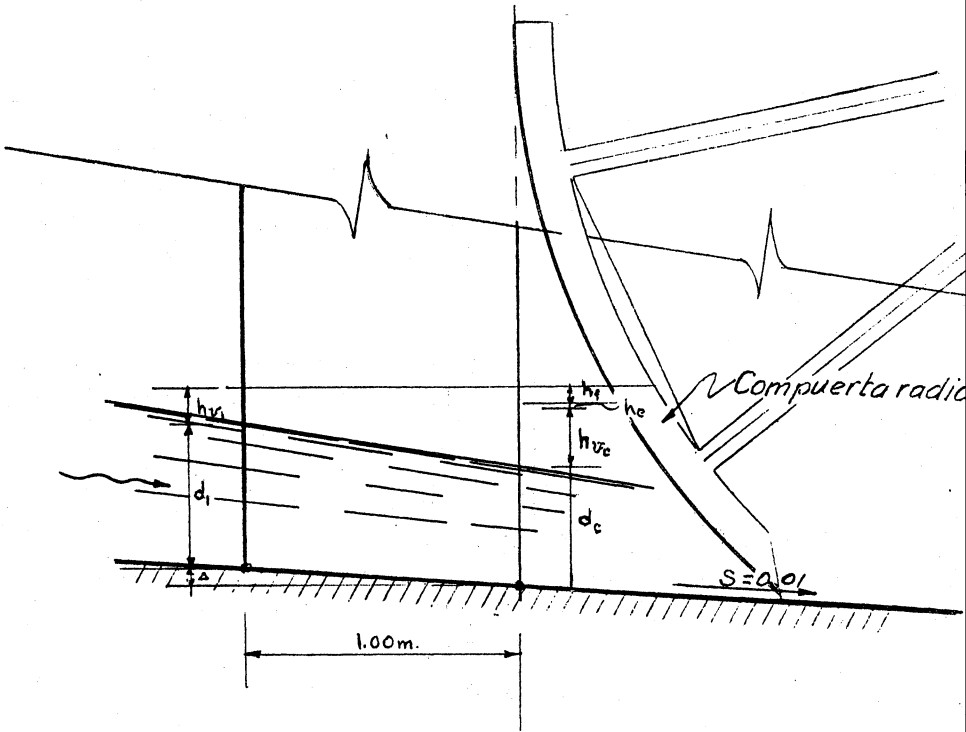


Fig. 12

$$(0.01 \times 1) + d_1 + h_{v_1} = d_2 + h_{v_2} + h_e + h_f ; h_e = 0.1 h_{v_2}$$

$$0.01 + d_1 + h_{v_1} = 0.427 + 0.214 + (0.1 \times 0.214) + h_f = 0.662 + h_f$$

$$d_1 + h_{v_1} - h_f = 0.662 - 0.01 = 0.652$$

En ese lugar la " b " se amplia a 2.20 en cada compuerta

$$\therefore A = 2.2 \times D ; p = 2.20 + 2 D ; h_f = \left(\frac{v_m^n}{r_m^{2/3}} \right)^2 \cdot L$$

Por tanteos :

| d | A | 2D | P | τ | v | h_v | r_m | $r_m^{2/3}$ | v_m | h_f | $d+h_v=h_f$ |
|-------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-------------|-------|-------|--------------|
| 0.427 | 0.854 | 0.854 | 2.854 | 0.299 | 2.049 | 0.214 | | | | | 0.652 |
| 0.546 | 1.2012 | 1.092 | 3.292 | 0.365 | 1.457 | 0.108 | 0.514 | 0.642 | 1.753 | 0.002 | 0.652 No.Bo. |

Al pasar del otro lado se tendrá :

$$b = 4.40 \text{ m (constante) } ; d = 0.546 ; Q = 3.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$p = 5.492 ; r = \frac{A}{p} = \frac{4.40 \times 0.546}{5.492} = \frac{2.4024}{5.492} = 0.4374$$

En tramos de 10 m.

$$\Delta + d_1 + h_{v_1} = d_2 + h_{v_2} + h_f ; \Delta = 0.1$$

$$d_1 + h_{v_1} - h_f = d_2 + h_{v_2} - 0.1 = 0.546 + 0.108 - 0.1 = 0.554$$

A = 4.40 D ; p = 2 D + 4.40

| d | A | 2.D | P | r | v | h_v | r_m | $r_m^{2/3}$ | v_m | h_f | $d+h_v-h_f$ |
|-------|--------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------------|-------|-------|-------------|
| 0.546 | 2.4024 | 1.092 | 5.492 | 0.437 | 1.4569 | 0.108 | | | | | 0.554 |
| 0.43 | 1.892 | 0.86 | 5.26 | 0.360 | 1.850 | 0.174 | 0.398 | 0.541 | 1.654 | 0.027 | 0.577 |
| 0.40 | 1.76 | 0.80 | 5.20 | 0.338 | 1.989 | 0.202 | 0.388 | 0.532 | 1.723 | 0.030 | 0.572 |

Como el tirante crítico para este gasto y con las características del canal - desarenador, es :

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{0.795^2}{9.81}} = 0.401; \text{ porque } q = \frac{3.50}{4.40} = 0.795 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{m}$$

Se concluye que el funcionamiento del desarenador se hará desde su tramo de entrada en régimen supercrítico, con $v \geq 1.98 \text{ m/s}$.

El cálculo final del funcionamiento del canal se deberá efectuar desde su entrada, donde se considerará el tirante crítico.

VERTEDOR .-

Sobre la cresta vertedor pasará la avenida de diseño, con un $Q = 450 \text{ m}^3/\text{s}$.

Supongamos que aguas arriba se conservan las condiciones originales, es decir- que no van a modificarse por azolvamiento. Se tomaría como primer intento

$C = 2.10$ en la fórmula general: $Q = C L H^{3/2}$

$$\therefore H = \left(\frac{Q}{CL} \right)^{2/3} = \left(\frac{450}{2.1 \times 80} \right)^{2/3} = 1.9287 \text{ m. ;}$$

$$y \frac{P}{H} = \frac{2.69}{1.929} = 1.3945$$

P = altura de la cresta sobre el fondo del río.

En la gráfica de la fig. 189 del Small Dams, se obtiene : $C = 2.16$

Corrigiendo, resulta :

$$H = \left(\frac{450}{2.16 \times 80} \right)^{2/3} = 1.893 \text{ m.} \quad \therefore \text{Flev. cresta} = 1858.69 \text{ m.}$$

| | | |
|----------|---|----------------|
| H | = | <u>1.89</u> m. |
| N.A.M.E. | = | 1860.58 m. |

Diseño del cimacio :

Redondeando, se calcula con $H_d = 1.90 \text{ m}$.

En la descarga del cimacio, se hace tangente a un talud 0.7:1. Se utilizarán las tablas anexas, que resuelven las fórmulas propuestas antes :

$$\frac{X_t}{H_d} = 1.668 \quad \therefore \quad X_t = 1.668 \times 1.90 = 3.169 \text{ m.}$$

$$\frac{Y_t}{H_d} = 1.288 \quad \therefore \quad Y_t = 1.288 \times 1.90 = 1.447 \text{ m.}$$

La parte anterior a la cresta, quedará :

$$X_c = 0.283 H_d = 0.283 \times 1.90 = 0.538 \text{ m.}$$

$$Y_c = 0.126 H_d = 0.126 \times 1.90 = 0.239 \text{ m.}$$

$$R_1 = 0.530 H_d = 0.530 \times 1.90 = 1.007 \text{ m.}$$

$$R_2 = 0.234 H_d = 0.234 \times 1.90 = 0.445 \text{ m.}$$

$$R_1 - R_2 = 0.296 H_d = 0.296 \times 1.90 = 0.562 \text{ m.}$$

De la cresta del cimacio al punto de tangencia, usando las tablas, resulta. Fig. 10

| DATOS | | COORDENADAS | |
|----------------------|---------|---------------|-------|
| X/H_d | Y/H_d | X (metros) | Y |
| 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.10 | 0.0071 | 0.190 | 0.013 |
| 0.20 | 0.0255 | 0.380 | 0.048 |
| 0.40 | 0.0917 | 0.760 | 0.174 |
| 0.60 | 0.1944 | 1.140 | 0.369 |
| 0.80 | 0.3309 | 1.520 | 0.629 |
| 1.00 | 0.5000 | 1.900 | 0.950 |
| 1.20 | 0.7006 | 2.280 | 1.331 |
| 1.40 | 0.932 | 2.660 | 1.771 |
| 1.60 | 1.193 | 3.040 | 2.267 |
| P.T. | 1.668 | 3.169 | 2.447 |
| Sigue talud = 0.7: 1 | | | |

A continuación se tendrá que proyectar el tanque para amortiguar la energía cinética del agua de avenida.

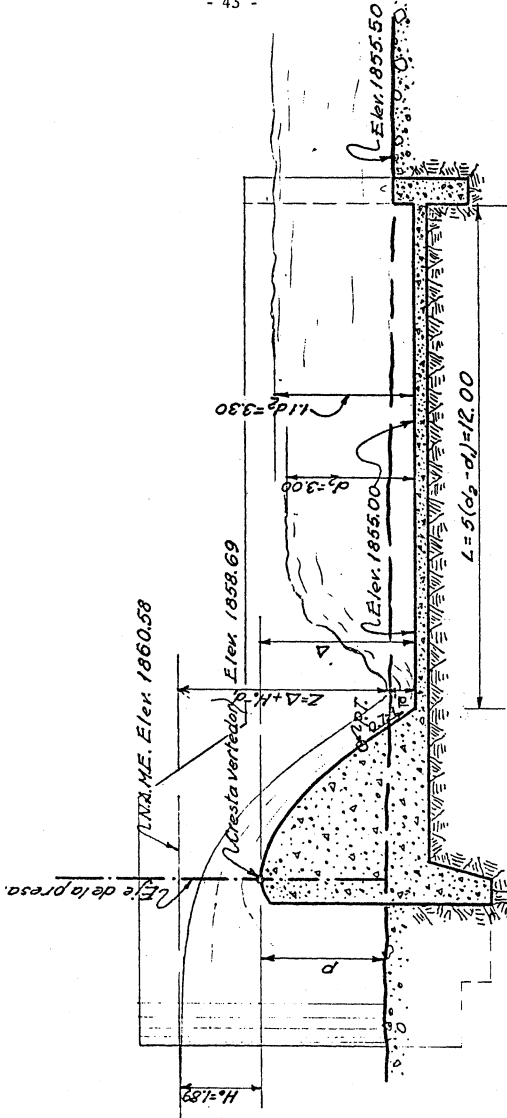
TANQUE DISIPADOR (FIG 13)

Si se propone en un primer intento, que el fondo del tanque quede a la elevación 55.00 m.

$$\begin{array}{rcl} \text{Desnivel corona} = \text{piso } 56.72 - 55.00 & = & 3.72 \text{ m} \\ H_o & = & \underline{1.90} \\ \Sigma & = & 5.62 \end{array}$$

Se determina d_1 , espesor de la lámina de agua al pie del cimacio por aproximaciones 1er. tanteo : se propone una d_1 arbitraria.

$$\begin{array}{rcl} d_1 & = & 0.62 \\ z & = & 5.62 - 0.62 = 5.00 \end{array}$$



CORTE DE LA PRESA POR EL LECHO DEL RIO.

Fig. 13

$$v_a = \sqrt{2 g Z} = \sqrt{19.62 \times 5.00} = 9.90 \text{ m/s}$$

Según la gráfica de la figura 14

$$v_T = 0.95 \cdot v_a = 9.405 \text{ m/s}$$

En el vertedor, el gasto por metro de longitud será :

$$q = a \times v_T \quad ;$$

$$a = 1 \times d_1$$

$$\therefore d_1 = \frac{q}{v_T} = \frac{5.625}{9.405} = 0.599 \leq 0.62 \text{ supuesto}$$

2o. Tanteo :

$$d_1 = 0.60 \text{ m.}$$

$$Z = 5.62 - 0.60 = 5.02 \text{ m.}$$

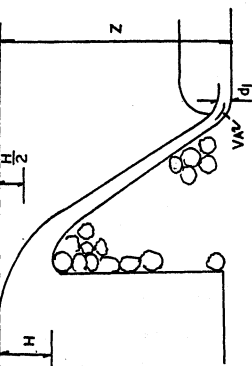
$$v_A = \sqrt{19.62 \times 5.02} = 9.924 \text{ m/s}$$

$$v_T = 9.924 \times 0.95 = 9.428 \text{ m/s}$$

$$d_1 = \frac{5.625}{9.428} = 0.597 \text{ Vo.Bo.}$$

Se buscará ahora el tirante conjugado en el salto hidráulico :

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

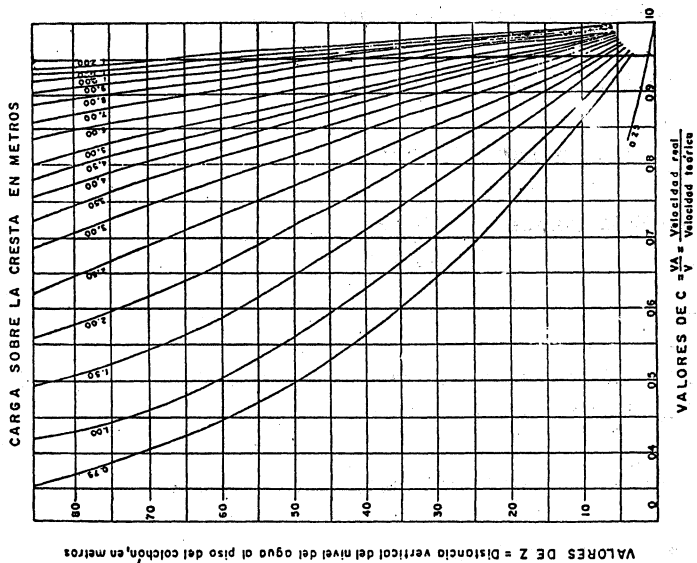


$$V_t = \sqrt{2g(Z - \frac{H}{2})}$$

$$V_s = c V_t ; q = \frac{Q}{L} ; d_i = \frac{Q}{V_s}$$

FIG. 1.4

-Curvas para determinar la velocidad de llegada del agua al pie del paramento vertical, para taludes del mismo de 0.6:1 o 0.8:1



VALORES DE Z = Distancia vertical del nivel del agua al piso del colchón, en metros

Traducida por: J.A. Monobe, I.C.
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE PROYECTOS DE IRRIGACION

ESPESORES DE LAMINA DE AGUA EN MUROS VERTEDORES

Conforme: Ley No. 14,000, de 1947, Art. 1, inciso 1.º
Decreto No. 13,000, de 1947, Art. 1, inciso 1.º
Aprobado: 1947, No. 13,000

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS DE IRRIGACION

$$d_2 = - \frac{0.597}{4} + \sqrt{\frac{0.597^2}{4} + \frac{2 \times 0.597 \times 9.428^2}{9.81}}$$

$$d_2 = - 0.2985 + \sqrt{0.089 + 10.819} = 3.004 \text{ m.}$$

Por recomendación del procedimiento el nivel del agua en el río, sin estar la presa y para ese caudal, debe quedar a 1.10 d_2 del piso del tanque. Si el nivel sobre-sale, deberá bajarse el fondo del tanque. Si queda muy ahogado, se deberá subir para evitar costos altos, requiriéndose repetir todo este cálculo.

En nuestro caso :

$$1.1 d_2 = 3.00 \times 1.1 = 3.30 \text{ m.}$$

| | |
|--------------------------|-------------|
| Elevación fondo tanque : | 55.00 |
| | <u>3.30</u> |
| | 58.30 |

Si el nivel del agua en el río está a la elevación 1 858.40, podría hacerse un nuevo cálculo para afinar.

En este ejemplo se tomará como bueno el cálculo efectuado.

La longitud del tanque puede ser :

$$L = 5 (d_2 - d_1) = 5 (3.00 - 0.60) = 12.00 \text{ m.}$$

El número de Froude en este caso, es :

$$F = \frac{v}{\sqrt{gd}}$$

$$v = 9.428 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{9.428}{\sqrt{9.81 \times 0.597}} = 3.826$$

$$d_1 = 0.597 \text{ m}$$

y puede admitirse como buena la solución hallada.

DISIPACION DE LA ENERGIA CINETICA

Al represarse el agua de un río por efecto de un obstáculo interpuesto en él, como lo es una presa derivadora, sube de nivel el caudal y adquiere energía de altura. Cuando se produce una avenida y el agua alcanza mayores elevaciones, rebasa la cresta vertedora, resultando un desnivel importante entre la superficie del agua antes de la presa y el lecho del río, y que produce un incremento en la velocidad del caudal, por lo que, si no se toman las precauciones adecuadas, pueden presentarse erosiones importantes inmediatamente aguas abajo de la presa o en el cauce del río que continúa.

Si esa erosión se produce inmediatamente después de la caída, puede ser " regresiva " y dejar a la presa en condiciones de inestabilidad .

Para salvarla, deben hacerse obras especiales, como recimentación de la presa, muros y dentellones protectores, y tanques adecuados.

Si se producen erosiones más adelante de la presa, puede llegar a cambiar la pendiente del fondo del río, y a la larga, reflejarse regresivamente hasta la presa, con el mismo resultado. También pueden producir erosiones en los taludes de las márgenes del río, en detrimento de las propiedades ribereñas o provocando desbordamientos del río.

Por lo tanto, se procura disipar la energía adquirida, hasta alcanzar como máximo, las mismas condiciones que se tenían antes de construir la presa, con lo cual se evitan muchas dificultades y consecuencias. No es posible obtener mayor protección, porque para aguas abajo, el río va a imponer su propio modo de correr.

En las presas de tipo indio, que se llaman así porque fueron ideadas y utilizadas en la India, antes que en algún otro lugar, la disipación de la energía se logra proyectando un talud de salida muy tendido, del orden de 10:1 ó hasta de 15:1, construido mediante enrocamiento permeable, disperejo y con piedras grandes, salidas. Al final del talud de descarga, se debe prolongar éste hasta una profundidad adecuada con relación al fondo del río y terminar con una trinchera rellena de piedra. También deben protegerse los taludes

libres del río, mediante enrocamiento y adaptar los que estén adelante de la presa para tomar en cuenta el regreso del caudal al cauce original.

En las obras rígidas, se puede utilizar alguno de los dispositivos que se enumeren a continuación, de acuerdo con las características de la presa, de la geología de la boquilla y de la conveniencia de lograr la reducción de energía lo más pronto posible.

El primer dispositivo que puede comentarse es el salto de esquí. Este merece un estudio especial que se presentará más tarde, pero en general queda sujeto a las ideas siguientes:

1o.- Es un deflector horizontal que se coloca en el talud del canal de descarga del vertedor. Consiste en un maciso de material, que presenta para el escurrimiento una superficie que es un manto cilíndrico de radio R y eje horizontal situado arriba de él.

Es tangente al talud indicado y cambia la dirección del movimiento del agua-lo que sea necesario para producir un chorro que vaya a caer lo más alejado posible del pie de la cortina.

2o.- Debe situarse lo más bajo posible, pero siempre uno o dos metros arriba-del nivel que alcance el agua en el río, sin estar la presa, para el gasto de cálculo (correspondiente a la avenida de diseño de la presa).

3o.- El Ing. Ansberto Monobe Galván cuando estuvo en los Laboratorios de Modelos Hidráulicos de Tecamachalco, de la S.R.H., dio las especificaciones siguientes :

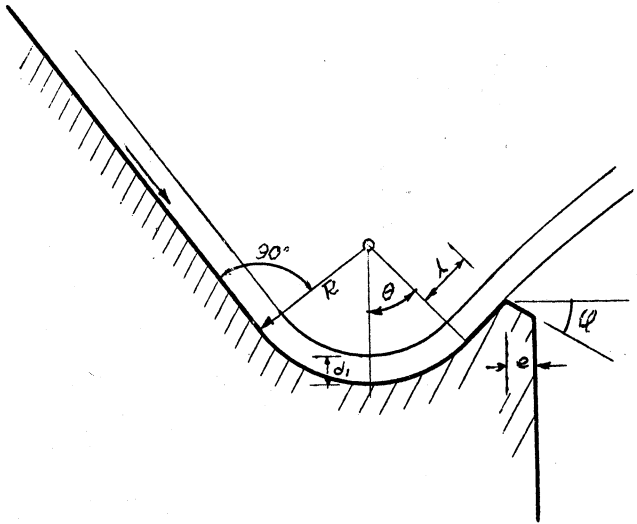
A.- Calcúlese el tirante " d " que adquiere la vena de agua al llegar al fondo del deflector :

Para esto, se pueden usar las gráficas propuestas en el OPEN CHANNEL HIDRAULICS de Ven-Te-Chow, de la cual se acompaña una copia, traducida al sistema métrico-decimal. (También puede usarse la gráfica presentada antes).

En ella, se entra con el desnivel Z entre la elevación del agua sobre el vertedor y la cota del fondo del deflector. En la intersección de una horizontal con la curva correspondiente a la carga H . sobre el vertedor, se baja una vertical hasta el eje de las velocidades y se obtiene la V , -en m/seg., que adquiere el agua al deslizar sobre un canal de descarga de muros guía paralelos, - - construido de concreto, con un acabado normal.

Obtenido V , del gasto unitario, por metro de longitud de cresta, se obtiene -
" d "

$$\frac{q}{V} = a = 1 \times d = d$$



Además

$$30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

$$R = 5 d_1$$

$$\lambda = 2 d_1$$

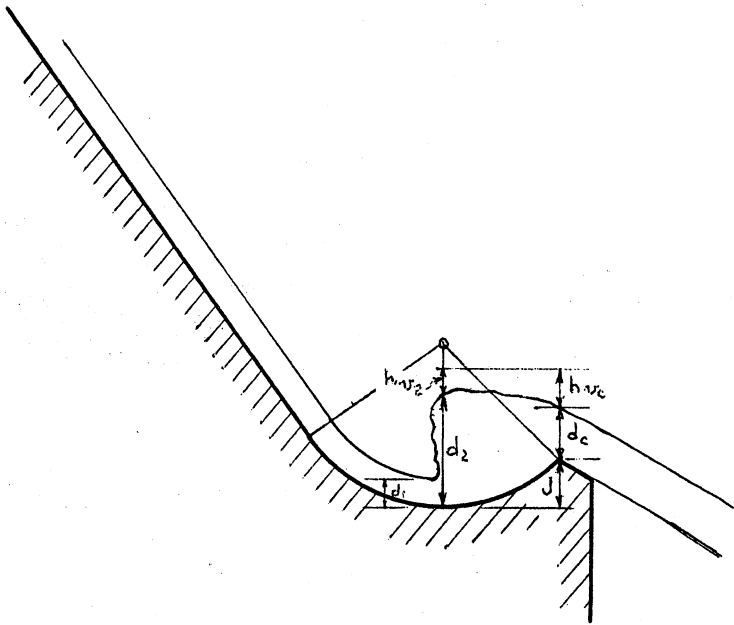
$$\phi \approx 30^\circ$$

$$0.5 \text{ m} \leq e \leq 1.00 \text{ m.}$$

OTROS PROCEDIMIENTOS :

Posteriormente, en un proceso en el que intervino el Suscrito, con otros cálculos se llegó a las especificaciones siguientes :

Para tomar en cuenta el cambio de funcionamiento del deflector, de vena lanzada (a la salida del deflector) a vena pegada al labio de salida, calcúlese el " d_1 " correspondiente a un $q^1 = \frac{q}{15}$, fijando arbitrariamente ese gasto, para que se pase de un funcionamiento al otro, tanto al ir subiendo el gasto como al bajar por terminar la avenida. En ese momento se produce un salto hidráulico a la mitad del deflector y se tiene.



El d_1 se calcula como en el anterior caso, con la ayuda de la gráfica.

Como se produce el salto hidráulico, se calcula el d_2

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

$$v_2 = \frac{q_1}{d_2} ; h_{v_2} = \frac{v_2^2}{2g}$$

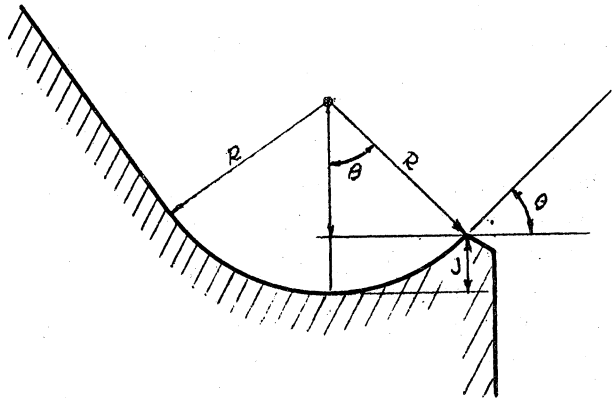
En el umbral final del deflector se producirá el d_c y se puede establecer la ecuación de Bernoulli entre ambas secciones, por lo que, despreciando pérdidas menores, se tiene :

$$d_2 + h_{v_2} = J + d_c + h_{v_c}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{(q_1)^2}{g}} ; g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$h_{v_c} = \frac{d_c}{2} \therefore d_c + h_{v_c} = 1.5 d_c$$

$$J = d_2 + h_{v_2} - 1.5 d_c \dots (1)$$



Geométricamente :

$$J = R - R \cos \theta = R (1 - \cos \theta) \dots (2)$$

Igualando (1) con (2), resulta :

$$d_2 + h_{V2} - 1.5 d_c = R (1 - \cos \theta)$$

$$R = \frac{d_2 + h_{V2} - 1.5 d_c}{1 - \cos \theta}$$

Debe recordarse que d_2 y d_c , se calcularon para un gasto de $\frac{1}{15}$ ó $\frac{1}{20}$ del q normal máximo.

El radio R debe ser mayor a $(2.5 D_1)$ siendo " D_1 ", el tirante que se obtenga para el gasto q total máximo en la parte más profunda del deflector.

(El Bureau of Reclamation dice que $R \cong 5 D_1$)

En este deflector la curva se lleva hasta el umbral. El talud de salida y el espesor del labio se dan como se indica en el procedimiento del Ing. Monobe.

$$45^\circ \geq \theta \geq 30^\circ; 0.50 \text{ m} < e < 1.00 \text{ m.}$$

En el caso de que el río esté labrado en roca sana, puede llegarse al fondo del cauce y construir un deflector en curva circular que cambie a horizontal la dirección de la descarga. El radio puede ser

$$R \geq 2.5 D_1$$

Otro deflector puede ser el salto de esquí ahogado, que puede diseñarse por ejemplo, como se indica en el Small Dams, teniendo cuidado de que quede a suficiente profundidad con relación al agua de descarga para evitar que en algún momento se produzca un funcionamiento cambiante de descarga ahogada a chorro elevado y despegado del agua en el río, que regresa en otro momento a descarga ahogada.

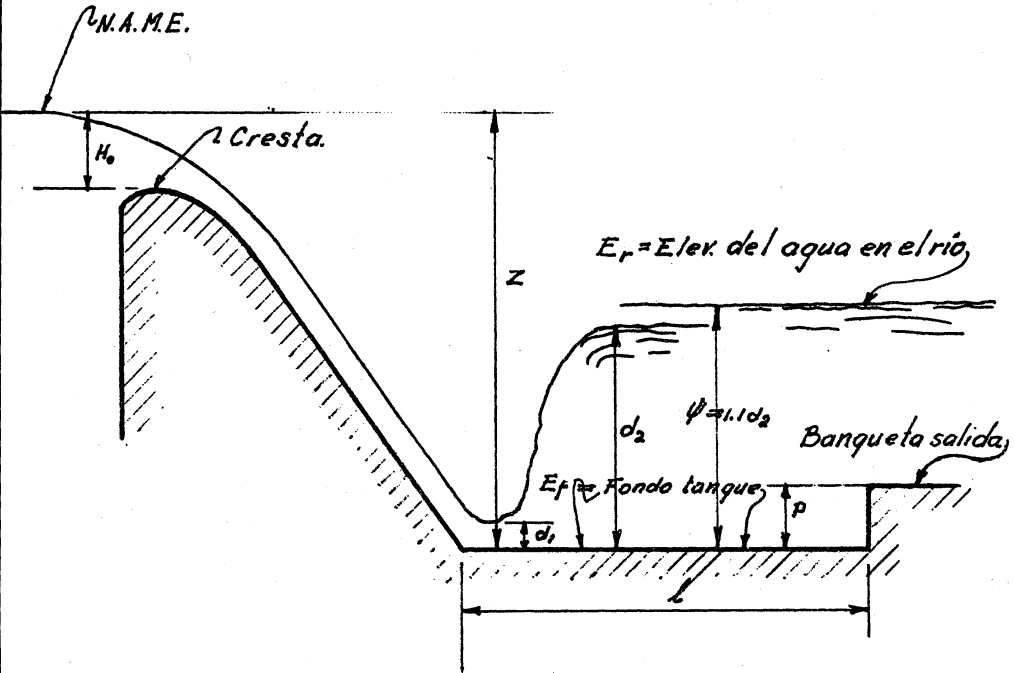
Pero, lo más general, es utilizar después de la presa un tanque disipador.

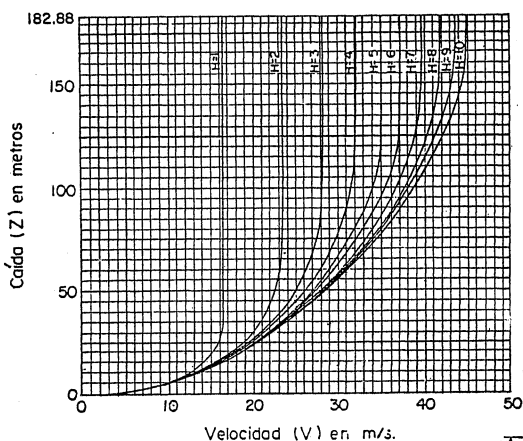
El más sencillo es el tanque simple o n.º 1 que puede usarse cuando el número de Froude en el fondo de la descarga es menor a 2.5

Debe recordarse que el número de Froude es :

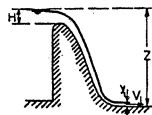
$$F = \frac{v}{\sqrt{gd}}$$

El procedimiento de cálculo es el siguiente :





H= Carga, en metros, sobre la cresta del vertedor.



NOTA:-
Tomada de OPEN CHANNEL HYDRAULICS
de Ven-Te-Chow y traducida por el Ing. J.M. Zamudio M.
en enero de 1972, gráficamente.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION GENERAL DE PEQUEÑA IRRIGACION
DIRECCION DE PROYECTOS

CURVAS PARA DETERMINAR LA VELOCIDAD DEL AGUA
EN EL PIE DE LOS VERTEDORES CON TALUDES
COMPRENDIDOS ENTRE 0.8:1 Y 0.6:1

Verifico: DIRECTOR DE PROYECTOS

Conforme: SUBDIRECTOR GENERAL Aprobó: DIRECTOR GENERAL

MEXICO, D.F.
ENERO-1972

PT - 201

Determinada la elevación del NAME, se propone una elevación del fondo del tanque. Con ayuda de la gráfica anterior, se determina v_1 y después d_1

$$\frac{Q}{L} = q ; v_1, \text{ de la gráfica.}; d_1 = \frac{q}{v_1}$$

Se calcula el d_2 , conjugado con la fórmula indicada antes, ó con :

$$d_2 = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F^2} - 1 \right) d_1$$

Usando el procedimiento ya indicado :

$$\text{Se calcula } \psi = 1.1 d_2$$

Siendo : E_f = elevación propuesta para el fondo del tanque.

E_r = Elevación de la superficie del agua en el río para el gasto Q , sin la presencia de la presa.

$$E_f + \psi = E_r$$

Si al llegar al final, hay diferencia entre lo calculado y lo real, será necesario subir o bajar el nivel E_f propuesto, y rehacer todos los cálculos, para, por aproximaciones sucesivas, lograr la igualdad.

Con datos definitivos se calcula la longitud " l " del tanque

$$5 (d_2 - d_1) \leq l \leq 6 (d_2 - d_1)$$

La profundidad " P " resulta de la diferencia de la elevación del fondo del río y la propuesta para el fondo del tanque, pero conviene que no sea mayor de 1.2 m.

El umbral final del tanque, no debe quedar nunca arriba del nivel del fondo del río.

La salida puede a veces proyectarse con una contrapendiente de 5:1 a 8:1

Cuando el N^om. de Froude está comprendido entre 2.5 y 4.5 y resulta muy grande el tanque calculado con el procedimiento anterior (debe hacerse notar que si se alarga o acorta la longitud de la cresta vertedora se puede hacer variar el gasto unitario y lograr con ello, condiciones adecuadas para usar el primer cálculo) se puede usar el tipo de tanque indicado como Estanque Tipo I, en la página 325 del Diseño de Pequeñas Presas.

Con las gráficas correspondientes se puede calcular d_2 ó T.A. = $1.1 d_2$ y la longitud " l " del tanque, en función de F. También en este caso y en todos los tanques que se enumeran a continuación conviene lograr que la elevación del T.A., esté al nivel del agua en el río para el gasto de proyecto

En la página 328 del mismo libro aparecen los elementos para calcular el estanque Tipo II que se usa cuando F es mayor de 4.5

En este, el T.A. = $1.05 d_2$ y por la forma de los dientes que propone, la longitud del estanque es poco más corto que el anterior.

Cuando el Número de Froude es mayor a 4.5, y las velocidades alcanzadas por el agua al principio del tanque (d_1) son superiores a 15.24 m/seg, (50'/seg.), el texto indicado señala que debe usarse el tanque Tipo III.

En éste : T.A. = d_2

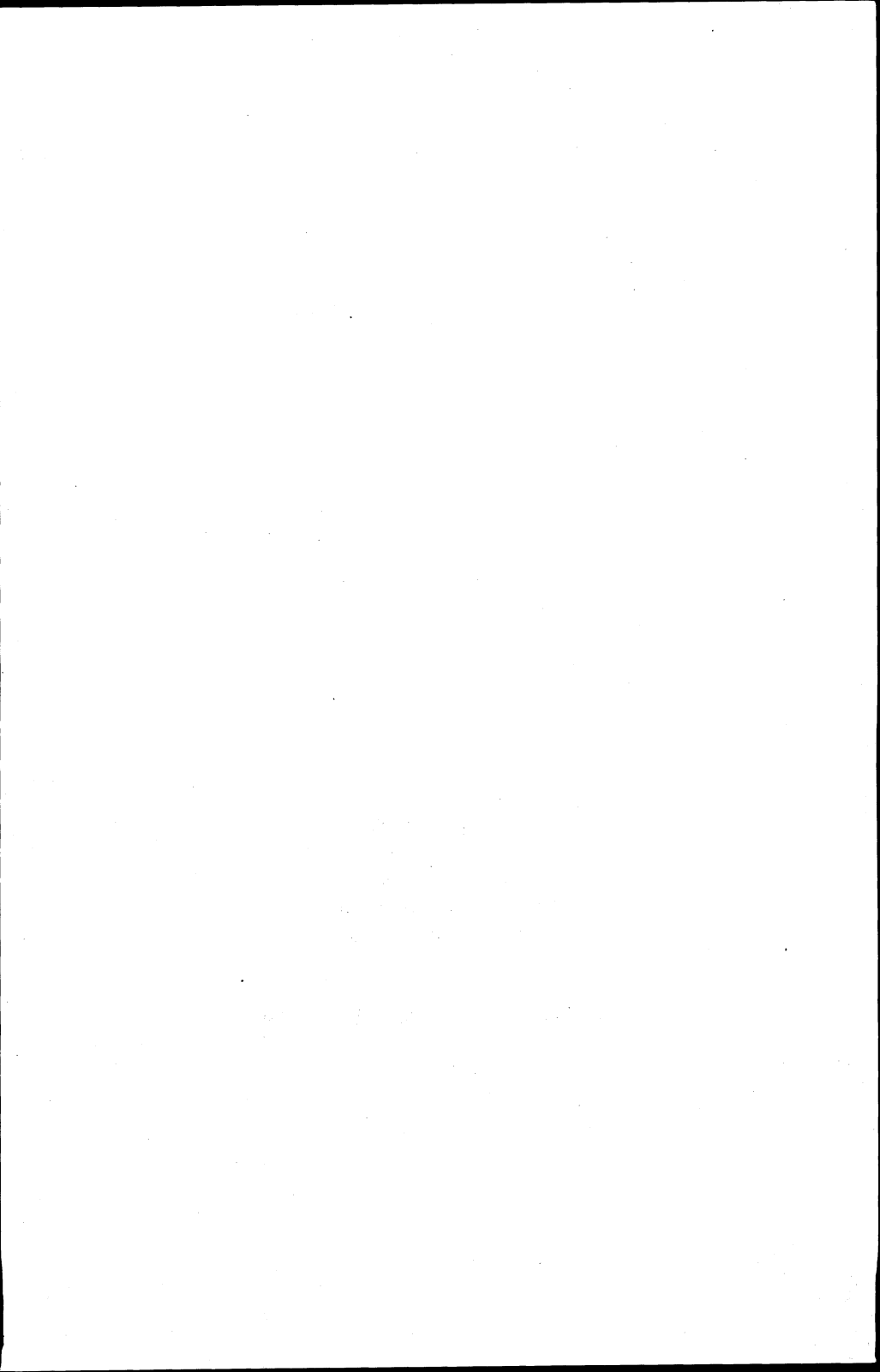
En la práctica en nuestro País, a veces se desconfía de este tanque, porque se producen erosiones fuertes en los bloques de concreto, intermedios, a corto término, por la alta velocidad del agua. El que esto escribe opina que esa velocidad no es un problema si se logra que el nivel del T.A. sea el del agua en el río y se prevee de aereación a los dientes.

En todos los casos se llega a la solución definitiva por aproximaciones sucesivas.

Conviene comprobar el funcionamiento del tanque diseñado, para gasto menores, como $\frac{1}{2}$ y $\frac{1}{4} Q$

BIBLIOGRAFIA

- | | |
|--------------------------------------|---|
| MECANICA DE LOS FLUIDOS | DR. ENZO LEVY |
| MECANICA DE LOS FLUIDOS E HIDRAULICA | RANALD V. GILES (mec.-Graw Hilz) |
| OPEN CHANNEL HYDRAULICS | VEN TE CHOW |
| HIDRAULICA Vo1. III | B.A. ETCHEVERRY |
| HIDRAULICA | SAMUEL TRUEBA CORONEL |
| MANUAL DE HIDRAULICA | HORACE WILLIAMS KING |
| DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS | U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR U.S.B.R. |
| PRESAS DERIVADORAS | OCTAVIO VELASCO SANCHEZ OBRAS HIDRAULICAS Y DE INGENIERIA AGRICOLA PARA EL DESARROLLO RURAL |
| PROYECTOS TIPICOS | COMISION NACIONAL DE IRRIGACION- MEXICO |
| APUNTES PERSONALES | PEQUEÑA IRRIGACION Y OBRAS HIDRAU LICAS DE INGENIERIA AGRICOLA PARA EL DESARROLLO RURAL. MEX. |



**Esta obra se terminó de imprimir
en julio de 1992
en los talleres del Departamento de
Publicaciones y Difusión
de la Facultad de Ingeniería
Ciudad Universitaria, México, D. F.,
C.P. 04510**

Secretaría de Servicios Académicos

**El tiraje consta de 300 ejemplares
más sobrantes de reposición**