

11  
2eje.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DE UNA PRESA DERIVADORA

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

**ONESIMO BARRAGAN SANCHEZ**



MEXICO, D. F.

1994

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.



**EL PRESENTE TRABAJO SE IMPRIMIO CON APOYO**

**DE LA COMISION NACIONAL DEL AGUA.**



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-020/84

Señor  
**ONESIMO BARRAGAN SANCHEZ**  
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. HECTOR GARCIA GUTIERREZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"DISEÑO DE UNA PRESA DERIVADORA"**

- I. INTRODUCCION SOBRE PRESAS DE DERIVACION
- II. ESTUDIOS PARA LA ELABORACION DEL DISEÑO
- III. CALCULOS HIDRAULICOS
- IV. CALCULOS ESTRUCTURALES
- V. CONCLUSIONES
- VI. BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 21 de junio de 1994.  
EL DIRECTOR.

ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR\*nl1



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL,  
TOPOGRAFICA Y GEODESICA

**SR. ONESIMO BARRAGAN SANCHEZ.**

**No. de Cta. 7303707-5**

**Presente.**

Por medio de la presente le informo que el suscrito quien dirigió su trabajo Tesis cuyo título es "Diseño de una Presa Derivadora" autoriza a usted la impresión del mismo a partir de esta fecha.

Sin otro particular por el momento, aprovecho la ocasión para enviarle un cordial saludo.

**Atentamente.**

**"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"**

Cd. Universitaria, a 7 de julio de 1994.

A handwritten signature in dark ink, appearing to read 'Hecctor Garcia Gutierrez'.

**ING. HECTOR GARCIA GUTIERREZ**  
**DIRECTOR DE TESIS**

CON TODO CARINO Y ETERNO  
AGRADECIMIENTO A MIS  
QUERIDOS PADRES:

LUIS BARRAGAN IBANEZ  
Y  
MAXIMINA SANCHEZ CRUCES

EN RECUERDO A MI  
HERMANO:

JUAN

" DESCANSE EN PAZ "

QUIEN ME BRINDO TODO  
SU APOYO, PARA  
REALIZAR MI CARRERA

A MI ESPOSA:

MARIA BARBARA, CON TODO MI  
AMOR; POR SU APOYO Y  
COMPRESION.

A NUESTROS HIJOS:

OSCAR, BRENDA, OMAR Y ORLANDO

POR SU COOPERACION Y  
APOYO, HAGO PATENTE MI  
AGRADECIMIENTO

ING. HECTOR GARCIA GUTIERREZ

AL HONORABLE JURADO

A MIS MAESTROS:

CON RESPETO Y  
ADMIRACION

A LA FACULTAD DE INGENIERIA

ES UN PLACER MERECEER Y  
UN GRAN PLACER DAR, LA  
"UNAM" NOS DIO AMBAS

**A MIS HERMANOS:**

**CARMEN  
MARY  
ROBERTO**

**CON CARÍO.**

**A MIS SOBRINOS Y CURADOS**

**A MIS COMPANEROS Y AMIGOS**



" DISEÑO DE UNA PRESA DERIVADORA "

C O N T E N I D O

		PAG.
CAPITULO I	INTRODUCCION SOBRE PRESAS DE DERIVACION	1
I.1	Objeto y Definición	3
I.2	Localización	15
CAPITULO II	ESTUDIOS PARA LA ELABORACION DEL DISEÑO	17
II.1	Estudios Topográficos	17
II.2	Estudios Geotécnicos	20
II.3	Estudios Hidrológicos	21
CAPITULO III	CALCULOS HIDRAULICOS	35
III.1	De la Obra de Toma	36
III.2	De la Cortina o Dique Vertedor	44
III.3	Del Canal Desarenador	63
CAPITULO IV.	CALCULOS ESTRUCTURALES	68
IV.1	De la Cortina	68
IV.2	De la Obra de Toma	78
IV.3	Del Canal Desarenador	93
CAPITULO V.	CONCLUSIONES	107
CAPITULO VI.	BIBLIOGRAFIA	109

## C A P I T U L O I

### INTRODUCCION SOBRE PRESAS DE DERIVACION

Generalmente se piensa en una captación por derivación, cuando el caudal normal que se pretende aprovechar es igual o mayor que el necesario para satisfacer la demanda de algún problema en cuestión.

Las fuentes de abastecimiento que se aprovechan para construir este tipo de obras son principalmente; arroyos, ríos lagunas y manantiales.

En algunas ocasiones se combina la captación de los escurrimientos superficiales con la de las aguas subálveas y por ello algunas obras, como la galería filtrante, pueden quedar incluidas en las obras de derivación.

De acuerdo con lo anterior y considerando las características, tanto de la fuente de aprovechamiento como de la obra, básicamente se tienen los siguientes tipos de obras de derivación:

- 1.- Tomas directas
- 2.- Barrajes simples
- 3.- Presas de derivación
- 4.- Cajas en manantiales
- 5.- Galerías filtrantes
- 6.- Diques subterráneos
- 7.- Plantas de bombeo

1.- La Toma Directa representa una de las soluciones mas simplistas para efectuar una derivación y se adopta cuando la fuente de aprovisionamiento puede proporcionar un caudal mucho mayor que el gasto deseado. En estos casos no es necesario elevar el nivel del agua de la fuente para encauzarla hacia el sitio deseado, ya que se busca contar en forma natural, con un tirante adecuado y condiciones topográficas favorables que posibiliten un funcionamiento hidráulico correcto. El tirante necesario puede tenerse en alguna fosa que haga las veces de presa derivadora natural localizada en un lugar firme.

Esencialmente consta de un canal abierto que comunica a la fuente directamente con el conducto que llevará el agua a su destino, y de una estructura en la que se instalan rejillas y compuertas para el control del paso del agua.

Especialmente se construyen en lagos y rios. Este tipo de obra no cuenta con ningun dispositivo para evitar el azolvamiento de la estructura y lo que se procura, es captar las aguas a un nivel lo mas alto que sea posible del fondo del cauce.

2.- Los Barrajes Simples son quizà la forma mas rudimentaria de las obras derivadoras utilizados en rios y arroyos. La idea que se persigue con ellos, es construir una pantalla que obstaculice el paso de la corriente, obligandola a formar un tirante mayor al normal, para desviar parte del agua y encauzarla a un canal localizado en una de las margenes del rio. Los barrajes se construyen transversalmente a la corriente y se forman con tablestacados, ramas de árboles y diques de arcilla o con material de acarreo del mismo rio.

Generalmente se emplean en aprovechamientos provisionales y de poca magnitud ya que se tiene la necesidad de un constante acondicionamiento, porque son fácilmente deteriorados por la corriente, especialmente en época de crecientes, por lo que se aconseja su construcción después de la temporada de lluvias. Este tipo de obra ya permite un desarenamiento natural y la construcción del canal de riego a un nivel mas alto que el logrado con la toma directa.

3.- Las Presas de Derivación, son estructuras que se originaron al mejorar el funcionamiento de los barrajes y la efectividad de las tomas directas. Consecuentemente mediante este tipo de obra se controla el paso de la corriente, se eleva el tirante del agua para encauzarla hacia la obra de toma y el gasto de derivación, es controlado con esta última estructura.

4.- Para captar el agua de los Manantiales se construyen diques y cajas de concreto o de mampostería dispuestos en forma tal, que se logre reunir en un sitio convenientemente elegido, la aportación de cada veneno para facilitar y controlar la derivación.

5.- La Galería Filtrante se emplea para captar el agua subálvea de los rios y en algunos casos se combina con la construcción de las presas derivadoras o de las tomas directas, para mejorar el aprovechamiento de una corriente.

Consisten fundamentalmente en uno o varios conductos perforados y sin juntar, dispuestos en forma conveniente a un nivel inferior del fondo natural del cauce, a fin de recolectar y conducir las filtraciones a un depósito también subterráneo del cual se extrae el gasto recolectado.

6.- Los Diques Subterráneos son pantallas que se interponen bajo el fondo del cauce de los rios, para cortar las filtraciones del agua entre los acarreo y propiciar el afloramiento de las corrientes subálveas una vez que estas hayan sido convenientemente definidas. Se forman de diferentes materiales, como concretos, arcilla compactada, lechadas de cemento y bentonita, etc.

En algunos casos el dentellón de un dique vertedor se prolonga lo suficiente para hacer las funciones de pantalla subterránea.

7.- Cuando se ha definido la necesidad de bombear el agua para llevarla hasta un sitio convenientemente elegido, las estructuras ya mencionadas se contemplan con una planta de bombeo, formando así lo que se puede llamar un sistema de derivación con bombeo.

En las figuras No. 1, 2 y 3 se presentan esquemas típicos de derivación.

### 1.1 OBJETO Y DEFINICION

Se definen como obras hidráulicas de derivación, aquellas que se construyen con el objeto de aprovechar las aguas superficiales en forma controlada y sin alterar el régimen de la fuente de abastecimiento, disponiéndolas de tal manera que se puedan conducir hasta el sitio de utilización ya sea por gravedad o con bombeo.

Por consiguiente, las obras hidráulicas se pueden clasificar de acuerdo a fines de aprovechamiento o de defensa las cuales son:

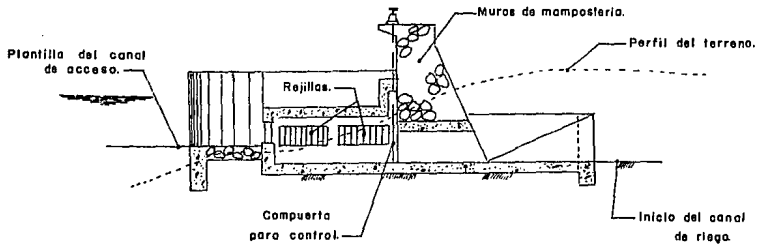
Aprovechamiento	Defensa
1.- Abastecimiento de agua a poblaciones.	1.- Contra inundaciones.
2.- Riego de terrenos.	2.- Contra azolves
3.- Producción de fuerza motriz.	
4.- Entarquinamiento.	

Una presa de derivación es una estructura consistente en un dique vertedor o cortina que es interpuesto a todo lo ancho del cauce principal del río, con el objeto de elevar el nivel de la superficie del agua a una altura conveniente que haga posible la derivación de un cierto gasto a la obra de toma para conducirlo a la zona por beneficiar.

Los elementos principales que constituyen a una presa derivadora son los siguientes:, ver figura No.4

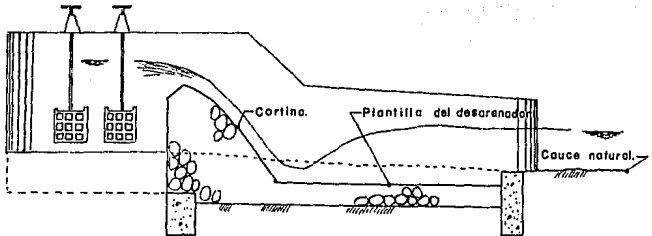
- A.- Cortina o Dique Vertedor
- B.- Obra de Toma o Bocatoma
- C.- Canal Desarenador

Y para poder llevar a cabo la construcción de este conjunto de estructuras, será necesario tomar en cuenta la obra de desvío.



ESQUEMA ① Toma directa

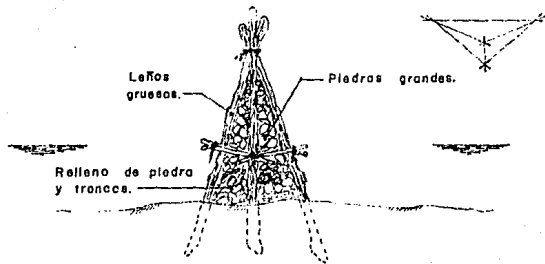
Compuerta de toma, —



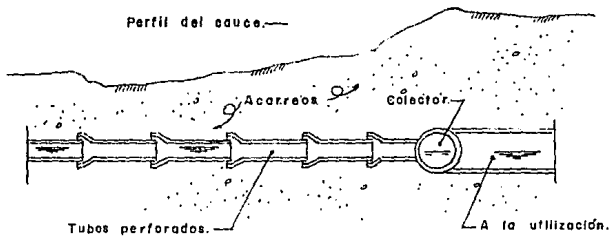
ESQUEMA ② Presa derivadora

FIGURA No.1

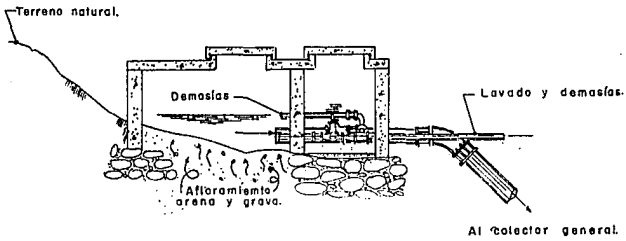
5



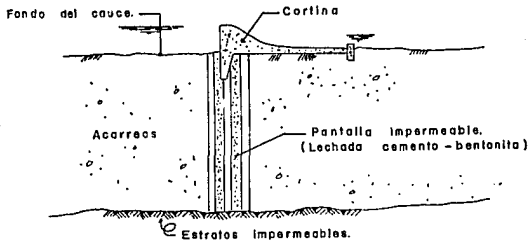
ESQUEMA ③ Barrajes



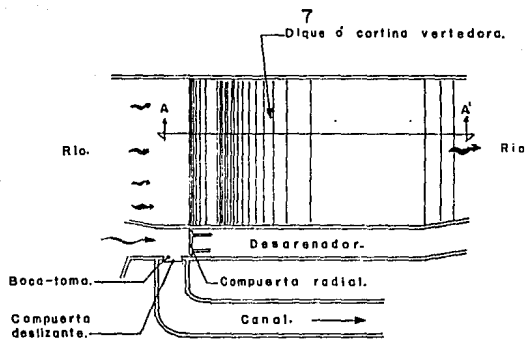
ESQUEMA ④ Galería filtrante



ESQUEMA ⑤ Caja en manantial

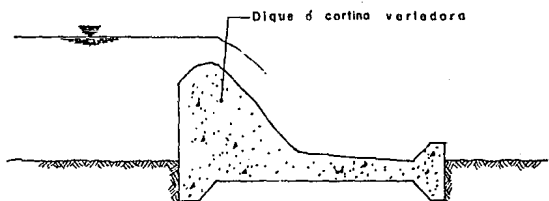


ESQUEMA ⑥ Dique subterraneo



P L A N T A

ELEMENTOS PRINCIPALES DE UNA PRESA DERIVADORA.



C O R T E A - A'

ESQUEMAS Nos. ⑦ y ⑧

FIGURA No. 4



- Obra de Desvío.

La obra de desvío o desviación tiene por objeto dejar en seco el sitio de construcción de la cortina y las obras auxiliares durante el período de construcción, para lo cual será necesario desviar temporalmente el escurrimiento del cauce del río.

En general los esquemas que se estudien para el desvío del escurrimiento de un río, serán diferentes cuando se trate de una cortina de mampostería o el de una de materiales graduados.

En el primer caso, poco o ningún daño ocasionaría que ciertos volúmenes de agua pasaran por encima de la estructura, ya que se han hecho investigaciones acerca del paso de flujos sobre enrocamientos con el fin de aplicarlos a la construcción de ataguías y prever la presencia de avenidas, así como en este caso en particular de cortinas de enrocamiento en proceso de construcción, observándose poco o ningún daño en la estructura, asimismo también, podría efectuarse la construcción de dichas estructuras en época de estiaje, desviando así gastos relativamente pequeños mediante la construcción de ataguías o barreras a través o a lo largo del cauce que evitan el paso natural del agua desviándola por canales provisionales de madera o metal, o vertedores laterales según sea la geología o topografía del lugar, b derivaciones a diferentes niveles sobre los lechos superiores de los bloques de construcción de la presa, utilizando también los conductos de las obras de toma para derivar el gasto de las avenidas, por lo que es indispensable no olvidar las características de la corriente, tamaño y frecuencia, ya que conociendo los datos de la magnitud de ésta, se podrá determinar la avenida máxima y por lo consiguiente se conocería de que forma y dimensiones se hace el desvío de la corriente del cauce para poder construir adecuadamente las obras de dicha presa derivadora.

No así en el segundo caso, en que el agua podría erosionar la estructura y provocar una falla de graves consecuencias.

Por último y con el objeto de poder determinar el conjunto y la dimensión en su caso de las estructuras que forman la mejor solución para el desvío, se considerarán los factores siguientes:

- a) Régimen del escurrimiento.
- b) Magnitud y frecuencia de las avenidas.

a) Régimen del escurrimiento.- El régimen que se observa de una corriente, es el que suministra la información de mayor confianza en cuanto a las características del flujo en un sitio determinado, por lo que se deberá consultar siempre que de él se disponga.

La representación gráfica del régimen de un río, o sea el hidrograma, es a veces sumamente ilustrativo y es recomendable estudiarlo con cuidado, ya que así se pueden definir las diferentes etapas constructivas y el lapso que comprendan cada una de ellas.

b) Magnitud y Frecuencia de las Avenidas.- Conociendo los datos de la magnitud y frecuencia de las avenidas presentadas en años anteriores, se podrá determinar en que forma se hace la obra de desvío de la corriente del cauce, si es en época de estiaje o si es necesario diseñar alguna otra estructura, porque dependiendo de esto será el tamaño y tipo de estructura de la obra de desvío, o programarse en su caso en que época del año pueden construirse las obras de la presa de derivación, sin que se cause ningún daño. Es muy importante que se conozca la curva tirantes-gastos de la corriente, ya que mediante esta curva se pueden normar criterios sobre la magnitud de las avenidas.

#### A.- Cortina o Dique vertedor

Se entiende por cortina a una estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río, como obstáculo al flujo del mismo, y la función fundamental es la de represar el agua hasta una elevación suficiente que permita derivar el gasto por la obra de toma y se diseña para que la corriente vierta sobre ella, ya sea parcial o totalmente en su longitud; por lo que siempre se tienen cortinas vertedoras.

La determinación del tipo de cortina mas conveniente, para un sitio determinado involucra la consideración de los factores siguientes:

- Condiciones del sitio.- Como son las condiciones de la cimentación, topografía, materiales de construcción y accesibilidad del sitio.

- Factores hidráulicos.- Con mucha frecuencia, y desde el punto de vista económico, son las estructuras que influyen en la determinación del tipo de cortina, la obra de desvío y la obra de toma.

- Condiciones de tránsito.- Con mucha frecuencia las presas inundan tramos de carreteras y caminos que quedan localizados dentro del vaso de almacenamiento y es indispensable su relocalización.

- Condiciones climáticas.- El clima, cuando es muy extremo, puede tener efectos perjudiciales en las estructuras, en donde es conveniente proteger las superficies expuestas a grandes cambios de temperatura para evitar que se "descascare" el concreto y se reduzca la sección útil o se erosionen las estructuras.

Dependiendo de la zona en la cual se vaya a construir la presa, las estructuras adicionales que se pueden anexas a la cortina son:

a).- Escala para Peces.- Tiene por objeto dar paso a los peces, sólo se construirá en aquellos casos en que la pesca amerite la estructura. Es un dispositivo que generalmente se coloca a un lado del dique y consiste en un conducto de 1.0 a 1.50 metros, dividido en una serie de depósitos escalonados por los cuales el pez pueda saltar de un depósito al inmediato superior, el desnivel entre dos depósitos consecutivos no deberá exceder de 50 centímetros y la pendiente de la escala de 25 %.

b).- Paso para Troncos.- El paso para leños es necesario para aquellas corrientes que se usan para el acarreo de troncos de madera, y consistirá en un "rebaje" que se haga en la cresta vertedora en una longitud de acuerdo con las dimensiones de la madera que por la corriente se pueda transportar, la cresta del paso se pone a 1.0 ó 1.50 metros más baja que la cresta vertedora, en ocasiones cuando no convenga el desperdicio del agua, se cierra el paso por medio de compuertas o simplemente con tabloncillos que solo se levantan cuando se requieren pasar los troncos, ver figura N<sup>o</sup> 5

#### B.- Obra de toma o Bocatoma

Con este tipo de obras de toma se busca extraer agua del vaso de una presa de derivación cuya capacidad de almacenamiento no existe o es despreciable para efectos de regulación.

Debido a esta circunstancia las estructuras se constituyen para una de dos condiciones:

a).- Con el mismo régimen del escurrimiento, si aguas arriba está construida una presa de almacenamiento cuyas extracciones correspondan a cierto régimen preestablecido.

b).- Con un gasto más o menos constante que puede corresponder al mínimo del escurrimiento, cuando la presa derivadora se construye en un río virgen sin regulación aguas arriba.

Por consiguiente, estas obras de toma son estructuras de superficie, que generalmente se localizan en uno o ambos extremos de la cortina o en la misma cortina, y cuyas elevaciones se escogen de manera que dominen por gravedad la zona de aprovechamiento, y que, además sus diferentes partes no sean dañadas por el agua en caso de avenidas.

Hay diferentes tipos de obra de toma, en casos provisionales o en pequeñas obras se emplean "agujas" que son pequeñas piezas de madera que se colocan una arriba de la otra a fin de cerrar el paso del agua, para su maniobra es necesario dejar unas ranuras, que sirva de guías en los muros laterales.

El tipo de compuertas más empleadas son las deslizantes, ya sean rectangulares o curvas, utilizándose estas últimas para gastos pequeños. En obras más importantes se emplean las compuertas radiales, instalándose una o varias compuertas, según sea la magnitud de la obra.

Cuando en una presa derivadora se vayan a construir dos obras de toma, una en cada margen del río (el caso de un distrito de riego), es conveniente que la localización de la presa se haga en un tramo recto del río; pero si solo existiera una obra de toma y necesariamente se tenga que construir en curva, desde el punto de vista de arrastres de fondo es muy ventajoso localizar la toma en la parte cóncava de dicha curva, ya que estas se encuentran limpias de

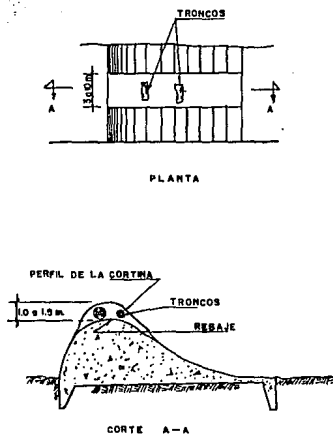


FIG. No. 5 EJEMPLOS DE CORTINA QUE PERMITE EL PASO DE TRONCOS

arrastres de fondo debido a las trayectorias que toman las partículas de agua (ver figura No 6).

El diseño de las obras de toma en presas derivadoras se debe efectuar en conjunto con el de la cortina de la propia presa, ya que las características de ambos se relacionan íntimamente y dependen de las condiciones topográficas, geológicas e hidrológicas del sitio de localización.

En general, las obras de toma se deben planear de manera que las extracciones se puedan hacer con un mínimo de disturbios en el flujo, así como de pérdidas de carga a través de compuertas, rejillas y transiciones.

El tirante, aguas arriba de las compuertas, debe ser suficiente para obtener las velocidades que se requieran del agua, a través de las rejillas y compuertas y para suministrar los tirantes adecuados al flujo, aguas abajo de la toma.

Por otra parte es conveniente que el ángulo que forma el eje de la toma con el eje de la cortina sea de  $90^\circ$  según las condiciones de cada caso, para facilitar la localización del canal de limpia.

El umbral de la toma propiamente dicho debe quedar a una elevación mayor que el piso del canal de acceso con el objeto de permitir que en dicho canal se acumulen los acarrees sólidos y evitar que pasen a la conducción, y a su vez, el umbral de la toma debe tener una elevación adecuada, en relación con las estructuras de conducción y las obras de aprovechamiento, de manera que el flujo se pueda lograr por gravedad y a niveles mínimos en el río.

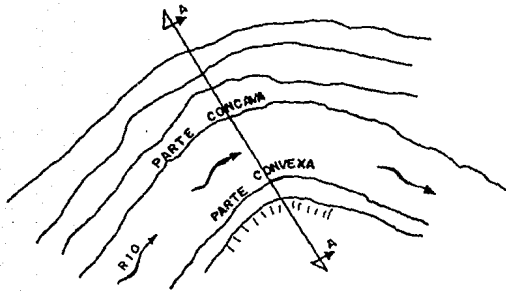
### C.- Canal Desarenador

La estructura consiste fundamentalmente y en general, en un canal que se localiza frente a la toma; así este canal, llamado desarenador, queda formado por dos paredes verticales y paralelas, una que separa el cauce del río y el desarenador, y la otra al desarenador y la ladera en donde se localiza el canal de riego.

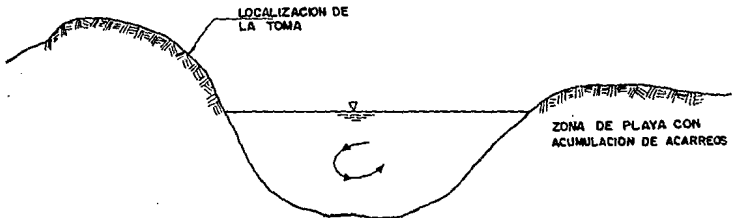
El canal desarenador debe quedar de preferencia paralelo al eje del río y la toma se hará por uno de sus lados, en sentido perpendicular al escurrimiento que se tenga en el desarenador, tratando de evitar la entrada de azolves al canal.

En ocasiones, cuando los problemas de azolve son más serios y las características topográficas del cauce del río son propias, se construyen desarenadores muy amplios para que el río desarene parcial o totalmente en toda la anchura de su cauce, mediante la abertura del sistema de control del paso del agua.

En otros casos, además del desarenador se le provee a la bocatoma un sistema de cribas para impedir el paso de acarrees a la misma y propiciar el desalojo de acarrees de tiempo en tiempo.



PLANTA



CORTE A - A

FIG. N.º 6 LOCALIZACION DE LA OBRA DE TOMA EN UNA CURVA

El funcionamiento del canal desarenador es el siguiente; considerando la compuerta del desarenador se puede impedir el paso del agua hacia abajo, para encausarla hacia el canal de riego cuando las compuertas de la toma estén abiertas; en esta forma, en el tramo del canal arriba del sistema de obstrucción y cierre, se propicia que los materiales se decanten para lo cual, será necesario tener en ese sitio una baja velocidad. Para desalojar periódicamente el azolve acumulado, deberán cerrarse las compuertas de toma, abrir la descarga del desarenador y producir el flujo del agua de manera que la velocidad sea suficiente para arrastrar dicho azolve, descargandola nuevamente al río aguas abajo del sitio de la derivación.

Por lo tanto sus objetivos principales son los siguientes:

- a).- Mantener un canal bien definido frente a las compuertas reguladoras de la toma en donde se depositan los sedimentos.
- b).- Evitar la entrada de materiales gruesos al canal de conducción.
- c).- Regular el nivel del agua dentro de pequeños límites cuando las variaciones del agua en el río son pequeñas.

Las principales partes de un desarenador son: El canal de arrastre y la compuerta de limpia.

El objetivo principal del canal de arrastre de aguas arriba es formar un vaso frente a la bocatoma donde las velocidades de escurrimiento sean bajas cuando las compuertas del desarenador están cerradas y abiertas las de la bocatoma.

El piso del canal de arrastre se deberá de colocar tan bajo como sea posible con relación al umbral de la bocatoma.

Se acostumbra observar las siguientes reglas respecto al funcionamiento del canal desarenador durante las avenidas; se mantendrá de ser posible las compuertas de la bocatoma cerradas, con lo cual se evita la entrada al canal de conducción de grandes cantidades de azolve; deberán mantenerse las compuertas del desarenador cerradas el mayor tiempo posible cuando estén abiertas las compuertas de la bocatoma.

La capacidad de un desarenador depende principalmente de la cantidad de azolve acarreado por el río y debe ser diseñado para producir una velocidad de arrastre alto a todo lo largo de la estructura. La sección transversal total de las compuertas, considerando la sección hasta el nivel de la cresta de la presa, deberá ser no menor del doble de la sección de las compuertas en la toma.

Para proyectar un canal desarenador, es preferible hacer el estudio teniendo en cuenta la velocidad, tanto a través de las compuertas, con el canal desarenador, estando abiertas y cerradas éstas.

La velocidad del agua a la entrada del canal desarenador estando abiertas las compuertas de la obra de toma y cerradas las compuertas desarenadoras, debe ser menor que la velocidad en el río.

y la velocidad en el canal, de modo que el sedimento más pesado se deposite en el canal desarenador, de lo contrario será depositado a través de la obra de toma al canal de conducción. Para cumplir este requisito es necesario que el canal desarenador sea en todos los casos un poco mayor que la sección del canal. Cumplida esta condición, la capacidad a través de las compuertas desarenadoras, estando estas abiertas, deben ser suficientes para producir una velocidad de arrastre, no solo en las compuertas, sino a través de todo el canal desarenador, y que permita el arrastre de todo el material depositado previamente. En el canal desarenador, la velocidad para que produzca arrastre no deberá ser menor de 1.5 a 3.0 m/seg. dependiendo esta del material; mientras que en las compuertas la velocidad deberá de ser mayor, variando generalmente de 3.0 a 6.0 m/seg.

Lo anteriormente expuesto se cumple solo cuando el aporte de azolves es bajo; de otra manera, la presa derivadora se azolvará dando lugar a que el azolve penetre a los canales de conducción por la bocanoma. Una posible solución es construir una serie de presas retenedoras de azolve, aguas arriba de la presa derivadora, combinándola con un incremento substancial en la cobertura de la cuenca, iniciando este tipo de obras en aquellas subcuencas que presenten mayor erosión.

## 1.2 Localización

La localización de una presa derivadora esta definida primordialmente por la topografía, que define a su vez las alternativas económicas de la obra.

Topográficamente se debe elegir un tramo del río lo mas recto posible, que el terreno de cimentación sea lo suficientemente resistente para apoyar la construcción y que el ancho del cauce sea mas o menos igual a la longitud requerida de la cresta vertedora.

Además de lo anterior, un factor decisivo para la localización sera la alternativa más económica entre:

- a).- La localización en un sitio lejano a la zona de aprovechamiento, con una conducción larga y dique de poca altura.
- b).- La localización en un sitio cercano a la zona de aprovechamiento, con una conducción corta y un dique de mayor altura.

En resumen, la localización de una presa derivadora queda determinada por comparación de las soluciones económicas posibles de ciertas partes del río favorables para la construcción del dique, de la obra de toma y de la parte superior del canal de conducción.

El presente trabajo trata del diseño de una presa derivadora, obra hidráulica de aprovechamiento para riego de terrenos y complementaria para la infraestructura hidráulica.

El desarrollo de este trabajo no trata del diseño de una presa en particular, pues el objetivo principal es el de presentar los principios, conceptos y nombres generales que son aplicados en la



actualidad por la Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos en el diseño de una presa derivadora .

La mayoría de las presas utilizadas para derivar son del tipo de cortina vertedora y diseñada para el paso de las avenidas por encima de la cortina; son generalmente bajas y levanta unos cuantos metros el tirante y se construyen con los materiales adecuados para no ser destruidas.

## CAPITULO II

## ESTUDIOS PARA LA ELABORACION DEL DISEÑO

Al proyectar una obra hidráulica es necesario contar con datos básicos y confiables para el diseño. Si bien, estos no son suficientes para realizar el proyecto, su procesamiento y evaluación permiten elaborar esquemas y estudiar la factibilidad de la obra.

Dado que el objetivo principal que se persigue con las obras de riego, es el de mejorar la producción agropecuaria y consecuentemente contribuir al mejoramiento socio-económico de la comunidad rural a quienes se destinan. Con estos estudios se conoce principalmente el alcance de esos objetivos y la forma de asegurar el máximo aprovechamiento de la inversión.

Si el diagnóstico para la realización del proyecto es favorable, se ratifican los estudios preliminares tales como:

- a).- Visitas de inspección.
- b).- Estudios socio-económicos.
- c).- Estudios técnicos
- d).- Anteproyecto y conclusiones

Ya que con estos estudios se consigue conocer la factibilidad económica y constructiva de un proyecto y conducen a un anteproyecto con su respectivo antepresupuesto, con lo cual, además de que se determina si deben efectuarse a continuación los estudios definitivos, además permiten hacer evaluaciones y comparaciones para finalmente tomar alguna decisión.

A continuación se describe en forma general las partes principales de estos estudios definitivos.

## II.1 Estudios Topográficos

- II.1.1 Localización del sitio para la derivación
- II.1.2 Cuenca hidrográfica de captación
- II.1.3 Planos topográficos del sitio de derivación
- II.1.4 Datos relativos de la zona de riego.

## II.1.1 Localización del sitio para la derivación.

Tratándose de una derivación por gravedad, la elevación topográfica del sitio con relación al principio de los canales de la zona de riego deberá ser tal que el desnivel que se tenga sea suficiente como para absorber la pendiente del canal de conducción y las pérdidas de carga que se puedan tener a lo largo de ella, debido a

estructuras de cruce, como son sifones, puentes canal, etc.. En el caso de derivar el agua hacia una planta de bombeo, lo cual sucede cuando la fuente de abastecimiento está a una elevación francamente baja en relación a la superficie que se va regar; esta condición se considera al fijar la elevación de la descarga de bombas.

Cuando la altura entre un río y el sitio de utilización del agua es moderada y ante la alternativa de ubicar la obra derivadora cerca o junto a la zona de riego, se puede pensar en varias soluciones, por ejemplo las siguientes:

- a).- Planta de bombeo con toma directa cerca o junto a la zona de riego.
- b).- Presa derivadora de mucha altura en el mismo sitio que la planta de bombeo.
- c).- Presa derivadora de mucha altura localizada en un lugar distante aguas arriba con canal muerto largo y estructuras de cruce necesarias.

Desde luego, la solución adoptada se basará en un estudio de costos de los tipos de derivación factibles en el cual además de la inversión inicial en cada caso se deberá considerar la operación y conservación de los sistemas, así como los conceptos de amortización y recuperación del capital.

En general, el tramo del río en donde se ubique la derivación deberá ser recto, con cauce definido, sin peligro de derrumbes y pendientes más o menos uniforme.

Tratándose de una toma directa y ante la necesidad de ubicarla en curva, la margen del río indicada es el lado cóncavo de la curva con el objeto de disminuir en lo posible el azolvamiento de la estructura, pues tomese en cuenta que debido a las velocidades del agua los acarreo se depositan en la parte convexa de la curva.

Lo recomendable tratándose de una presa derivadora es que las laderas del cauce sean lo suficientemente altas para evitar inundaciones en los terrenos ribereños aguas arriba de la presa, debido al fenómeno de remanso que se presenta con el funcionamiento de la obra; si esto no es posible se deberá prever la construcción de diques o muros de protección aguas arriba de la cortina.

## II.1.2 Cuenca hidrográfica de captación.

Los datos que se deberán conocer son:

- a).- Área y forma de la cuenca, pendiente predominante y configuración general.
- b).- Corrientes principales.
- c).- Cobertura en por ciento: Tipos de vegetación, área cultivada, erosión etc.

d).- Geología predominante en las zonas de la cuenca.

e).- Obras hidráulicas construidas y en proyecto aguas arriba y aguas abajo de la futura obra de riego.

Generalmente para efectos de estudios preliminares se determina el área y la forma, recurriendo a los atlas de la República Mexicana, y si se juzga necesario se ratifica o rectifica posteriormente con un levantamiento topográfico. Actualmente los levantamientos topográficos de gran precisión a escala 1:50,000 presentados por el INEGI (Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática), son suficientes para la localización de cuencas de regular y gran tamaño con mucha aceptación.

#### II.1.3. Planos topográficos del sitio de derivación.

Para proyectos. serán necesarios los siguientes datos topográficos:

a).- Plano de la topografía del tramo del río elegido para la derivación, como mínimo de 500 mts. en el cual se indiquen los ejes propuestos para la misma y se señalen los bancos de nivel y los puntos de apoyo de la topografía levantada. Se recomienda que este plano se dibuje a escala 1:200

b).- Perfil del eje propuesto para la obra y de otras secciones del cauce localizadas en el mismo tramo del río, a escala conveniente.

c).- Perfil longitudinal del cauce del río en un tramo de un kilómetro, con el objeto de conocer con mayor aproximación la pendiente geométrica del cauce. Se sugiere contar con el perfil por el eje y de ambas márgenes del fondo del cauce.

Los datos anteriores sirven en primer lugar para referenciar los estudios geológicos que haya lugar, de acuerdo con la magnitud y tipo de obra que se pretenda construir; percatar al proyectista de las condiciones físicas del sitio donde se ubicará la estructura a fin de seleccionar el mejor lugar del diseño, de acuerdo con las condiciones existentes y la obra que se tenga en mente por ser la más adecuada al caso. Además, muchos de estos datos, como se observará más adelante se emplean en otros estudios, como en el hidrológico al determinar la avenida máxima. Finalmente los datos topográficos citados son indispensables para referenciar la construcción de la obra.

#### II.1.4. Datos relativos a la zona de riego.

Con el objeto de cuantificar el área agrícola beneficiada con el riego, ya sean creando nuevas superficies o mejorando el servicio a sistemas existentes, así como planear la red de canales, caminos, drenes y apoyar el estudio agrológico de dicha zona. Los datos topográficos que se deben tener son:

a).- Plano topográfico en donde se indiquen los caminos, poblaciones, arroyos, etc.

b).- Plano catastral señalando el tipo de tenencia de la tierra existente en el pequeño vaso que se forme eventualmente por la captación en la conducción muerta y en la zona de riego.

c).- Topografía que cubra la zona de riego y que permita determinar la longitud aproximada del canal principal, canales secundarios y drenes.

d).- Liga topográfica en planta y nivel para estimar el desnivel entre la zona de riego y el sitio seleccionado para la captación.

## II.2. Estudios Geotécnicos

El estudio geológico para el proyecto de las obras hidráulicas en general siempre es necesario, pero el detalle y rigurosidad de estos dependerá del tipo de obra y de la magnitud de la misma.

En el caso de las obras de derivación, la rigurosidad del estudio geológico queda definida en la etapa de estudios preliminares y principalmente con las visitas de inspección que se efectúen, mediante la observación ocular a los sitios probables para la construcción.

Generalmente siempre es factible un tipo de obra derivadora para determinada clase de terreno, pero por razones económicas es recomendable tratar de localizar un sitio donde se tenga en el lecho del río material firme y resistente, así como laderas y cauces no erosionables ni deslavables.

En general el informe geológico que deberá conocer el proyectista de la obra contendrá los siguientes datos:

a).- Corte geológico de los sitios propuestos para localizar la derivación según los ejes probables.

b).- Descripción de los materiales en los sitios seleccionados, principalmente los predominantes en cauces y laderas, espesor de los estratos y estimación de la capacidad de carga de los materiales, taludes de corte recomendables, ángulo de reposo de los materiales de excavación y permeabilidad de la cimentación.

c).- Granulometría y contaminación de los acarrees en donde se apoyarán las estructuras, a fin de estimar un coeficiente adecuado de filtración. Como el criterio más empleado para el estudio de la filtración en estas estructuras, es el del investigador E.W.Lane que contiene los coeficientes de filtración adecuados para los materiales estudiados y que servirán de base en la fórmula para analizar el paso de filtración.

Mediante los procedimientos que ha establecido la mecánica de suelos, se determinan las características físicas y mecánicas de los materiales que se emplearán en la construcción de la derivadora, así como de los que se tenga en el sitio donde se cimentarán las estructuras a fin de que el diseño de las mismas estén de acuerdo con la clase y tipo de esos materiales.

La variedad de tipos de suelos que se encuentran en las cimentaciones es muy numerosa, y dentro de una misma clasificación y origen se presentan problemas diferentes por la estructura que estas presentan y por su grado de alteración y fracturamiento.

Lo anterior, unido a las alteraciones que cada tipo de las mismas sufre por condiciones diversas, indica que el problema de cimentación no está sujeto a reglas, sino que cada suelo para cimentación requiere un tratamiento especial.

Si la roca de cimentación es heterogénea, intemperizada, fracturada o fallada, o presenta gran cavernosidad, se necesitará un tratamiento especial que podrá ser muy laborioso y costoso.

La condición última es la más común, en virtud de que las cimentaciones ideales, desde el punto de vista geológico, son escasas, y por regla general siempre se tiene una gran variedad de factores geológicos que las afectan y contribuyen a su imperfección.

Debe tenerse presente que toda cortina que se construye, descansa en formaciones geológicas que eran estables antes de la construcción, pero que al operarse la obra estarán sujetas a esfuerzos y condiciones diferentes, debido principalmente a las cargas adicionales que se imponen y a los efectos de saturación, factores que podrá originar problemas de estabilidad, y que por lo tanto hará necesario tomar todas las medidas que se consideren convenientes para que al tratar su cimentación ésta sea segura al cambiar las condiciones originales de las rocas, para lo cual habrá necesidad de remover todos los materiales inestables, cortar con trincheras o dentellones las zonas permeables, construir delantales con materiales impermeables, inyectar las partes débiles de la cimentación, además en casos especiales será necesario colocar filtros en las zonas críticas de posibles filtraciones y realizar trabajos de drenaje, para evitar o aliviar presiones hidrostáticas.

En términos generales puede decirse que los materiales de la cimentación deberán ser resistentes tanto a la desintegración por saturación o disolución (yeso), como al efecto erosivo del agua de filtración.

De las formaciones geológicas que plantean mayores problemas para la cimentación de cualquier tipo deben mencionarse, en primer lugar, las calizas que por el grado de cavernosidad que presentan originan problemas de permeabilidad difíciles de tratar, principalmente si las cavernas o canales de disolución presentan una localización cónica, que es lo común en estas formaciones.

### II.3. Estudios Hidrológicos

El estudio hidrológico a que da lugar el proyecto de una presa de derivación comprende el análisis y determinación de los siguientes conceptos.

#### II.3.1. Régimen de la corriente.

#### II.3.2. Curva tirantes-gastos, de la corriente.

### II.3.3. Avenida máxima de proyecto.

#### II.3.1. Régimen de la corriente .

Considerando la variación del caudal de las corrientes se ha convenido clasificarlas en:

a).- Corrientes con régimen permanente.

b).- Corrientes de régimen no permanente o intermitentes.

Las primeras se caracterizan por tener en cualquier época del año un gasto mínimo más o menos constante y apreciable, de tal suerte que es factible aprovecharla, en cambio las segundas, únicamente en la temporada de lluvias se tienen escurrimientos llegando a ser nulos o casi nulos en época de estiaje.

En cualquier caso para determinar el área de riego así como el gasto de derivación requerido, será necesario relacionar el régimen de la corriente o de aportaciones con las demandas de riego. Como las demandas dependen principalmente de la superficie factible de regar y de los cultivos, se acostumbra efectuar varias alternativas de calendarios de riego, variando cultivos y superficies correspondientes con la idea de obtener la máxima eficiencia del aprovechamiento en cuanto al área regada y volumen de agua aprovechado.

Determinación de escurrimientos:

Método directo.

El régimen de una corriente se determina o conoce mediante una estación de aforo instalada en un sitio estratégicamente elegido, con relación al lugar de aprovechamiento.

Método indirecto.

Cuando se trata de tener que determinar el régimen de una corriente en forma indirecta, será necesario contar con la mayor parte de datos posibles de lluvia - escurrimiento, de los cuales fundamentalmente los que se deben conocer para deducir los escurrimientos son:

- Coordenadas geográficas del sitio. Con una carta geográfica.

- Area de la cuenca hidrográfica. Localizando el parteaguas en la carta geográfica.

- Altura de precipitación media de la cuenca o registro de precipitación de tres estaciones cercanas al sitio de proyecto. Con pluviómetros o pluviógrafos instalados, por medio de los métodos de; el promedio aritmético, el de las isoyetas o el método de Thiessen.

- Coeficiente de escurrimiento en la cuenca. Para determinar el escurrimiento.

Coef. Esc. = Volumen esc. / Volumen Llov.

Con la expresión general para el cálculo del escurrimiento en una cuenca, se podrán determinar los volúmenes escurridos, mensuales o diarios en la misma, con los cuales se puede trazar en un sistema de ejes cartesianos la variación del régimen de la corriente, anotando como ordenadas los volúmenes y como abscisas los meses o tiempo. Figuras Nos 7a y 7b.

$$Ve = CAP \quad ; \quad \text{en m}^3$$

Siendo:

$$Ve = \text{Volumen escurrido en m}^3$$

C = Coeficiente de escurrimiento.

$$A = \text{Area de la cuenca en m}^2$$

P = Precipitación en m.

Conocido el régimen de aportaciones de la corriente hasta el sitio de la derivación y el régimen de las demandas o necesidades de riego, un estudio de estos dos elementos servirá para fijar el gasto de derivación y el tipo de obra a construir y se podrá diseñar adecuadamente la magnitud de las estructuras.

### II.3.2. Curva tirantes - gastos, de la corriente.

Se construye en un sistema de ejes cartesianos, anotando como ordenadas los tirantes en el río, en el sitio de aprovechamiento y como abscisas el gasto correspondiente, ver figura No 8.

Quando se tienen datos de aforo, que es lo más común en proyectos pequeños, esta curva se puede construir en forma aproximada con el método de sección y pendiente.

Mediante esta curva se puede conocer rápidamente el gasto para un valor dado de tirante, lo cual es útil durante el desarrollo del cálculo hidráulico de la derivadora; por ejemplo, para fijar los niveles de descarga del vertedor, elevación del canal de la obra de toma a fin de protegerlo de una posible inundación o bien, tomar las medidas convenientes para evitar esto mismo.



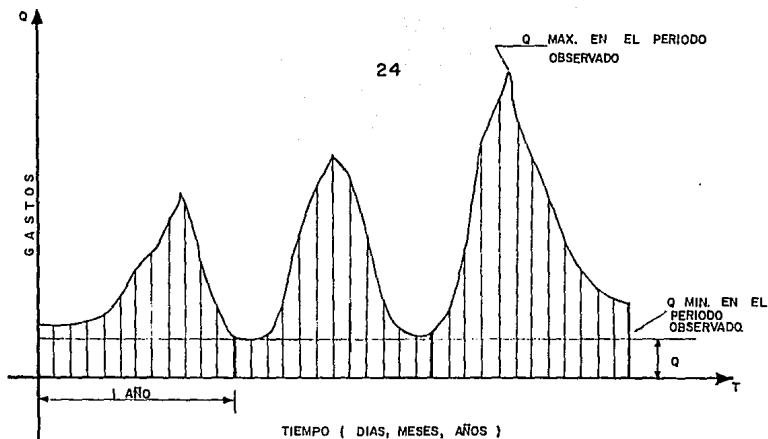


FIG. No 7a HIDROGRAMA DE REGIMEN PERMANENTE.

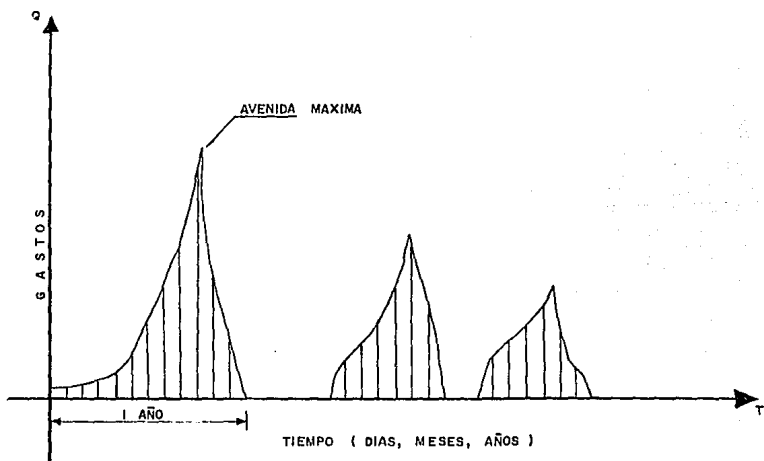
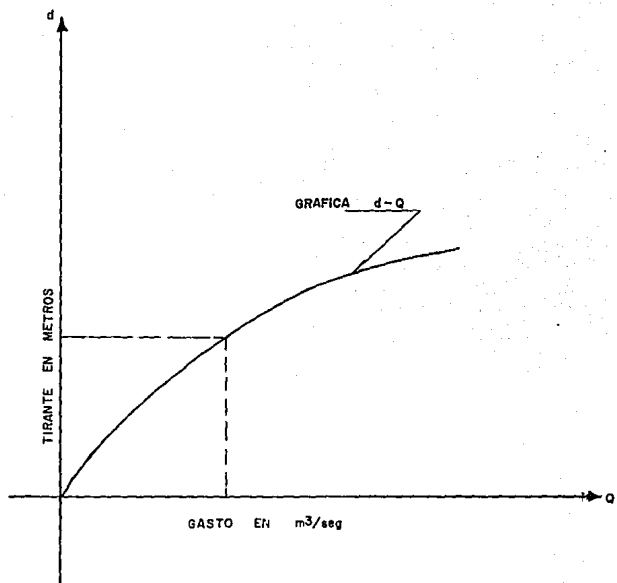


FIG. No 7b.- HIDROGRAMA DE REGIMEN I/O PERMANENTE

FIG. N<sup>o</sup> 8.- CURVA TIRANTES - GASTOS

En ocasiones la curva de gastos también ayuda a normar el criterio sobre la magnitud de la avenida máxima, ya que algunas veces al observarla se ve que el valor del tirante correspondiente a ese gasto máximo, es mucho más alto que las huellas observadas en el cauce de las avenidas más grandes de que se tenga noticia y en algunos casos el tirante llega a ser más alto que la altura total de la barranca o arroyo, lo cual hace suponer un desbordamiento. Sin embargo si no se tienen noticias de ello, es entonces cuando se siente la inquietud de disminuir el valor de la avenida máxima ya calculada.

### II.3.3. Avenida Máxima de Proyecto.

En los proyectos de obras hidráulicas, aprovechando corrientes superficiales, es importante conocer el valor de la avenida máxima, porque de la magnitud de ella dependerá el tamaño y tipo de estructura que se adopte para su control, así como las medidas que se deben tomar para proteger los intereses humanos o socio-económicos que pudieran resultar afectados con la obra ya en funcionamiento.

La forma más recomendable de conocer el valor de la avenida máxima de un río, es desde luego, medirla mediante una sección de aforo instalada estratégicamente; sin embargo, para proyectos en ríos pequeños o arroyos son escasos o nulos los datos de estaciones hidrométricas, por lo que generalmente se recurre a métodos indirectos.

Para fijar la avenida de diseño se recomienda aplicar por lo menos dos procedimientos a fin de comparar los resultados y además juzgar otros factores con los cuales se pueda normar el criterio para adoptar en definitiva la avenida de proyecto.

Para fijar criterios al hacer un estudio hidrológico para una obra hidráulica, deberá tenerse en cuenta que puede suceder:

- Que al fallar la estructura que servirá para controlar la avenida, ocasione pérdida de vidas humanas.
- Que el fallo ocasione únicamente daños materiales.
- Que con el fallo se pierda la estructura solamente, o deterioro de alguna de sus partes.
- Que el fallo de la estructura ocasione las tres desagradables consecuencias.

Es recomendable que la definición de la magnitud de una avenida máxima utilizada para el diseño de la derivadora, se haga después de analizar los factores que se indicaron anteriormente y de los que a continuación se mencionan:

- 1.- Tipo de obra a realizar.

Los efectos y consecuencias indeseables de la avenida máxima en una presa de almacenamiento, no serán del mismo grado que en una de derivación.

## 2.- Conocimiento del cauce.

Una inspección del cauce y de la cuenca, puede inquietar sobre el valor de la avenida máxima calculada, obligando a una revisión para definir los valores más aproximados a la realidad.

## 3.- Método empleado en el cálculo de la avenida máxima.

De acuerdo con el método empleado en la determinación de la avenida máxima y los datos que intervinieron, en su obtención, se estará en condiciones de valuar su aproximación.

## 4.- Frecuencia considerada de la avenida.

La avenida será más grande, mientras mayor sea el período de retorno considerado.

## 5.- Región hidrológica a la que pertenezca la cuenca y ubicación geográfica.

En una región hidrológica con zonas ciclónicas el valor de la avenida se deberá elegir con más cuidado y con mayor rigurosidad de procedimiento.

## 6.- Influencia de la avenida máxima en la magnitud de las dimensiones de la estructura, grado de afectación de propiedades ribereñas por el funcionamiento hidráulico.

Por ejemplo, se puede diseñar el cimacio del vertedor con el 50 % de la avenida, pero fijar la elevación de la corona de los muros de encauce a una elevación suficiente, para no ser rebasados por la avenida cuando se presente la carga máxima, con el 100 % de la avenida. Esto basándose en que la creciente es poco frecuente y de poca duración.

Se tienen establecidos varios procedimientos para determinar el gasto máximo de una avenida, pero no siempre es posible aplicarlos, debido a que algunos requieren de muchos datos, que también no siempre es posible reunir, y otros no encajan dentro del rango de nuestros problemas, por lo cual los métodos que se emplean con más frecuencia son:

### a).- Método de Gumbel.

El análisis que se plantea en este método es exclusivamente al procesamiento de la información de los escurrimientos, sin tomar en cuenta las lluvias. Para obtener el gasto máximo de diseño para una estructura que se localiza en donde existe una estación hidrométrica, o bien, aguas abajo o arriba de esta, se requiere encontrar la relación existente entre los gastos máximos anuales y sus períodos de retorno a fin de conocer el tipo de población que

pertenece la muestra de gastos máximos anuales. Por lo anterior, conviene antes de proceder a ajustar la información a una cierta distribución de frecuencias, graficar los gastos máximos anuales registrados con respecto a sus periodos de retorno en papel de probabilidades de Gumbel, de esta manera se puede apreciar observando las tendencias si los datos son de una población o de dos. Si es una sola población, todos los puntos tienden agruparse sobre una línea recta.

Aunque existen diversas distribuciones de probabilidades para los gastos máximos anuales en relación con su periodo de retorno, de estudios realizados se ha seleccionado como representativa la distribución de valores extremos tipo 1 propuesta por Gumbell. Esta distribución se basa en el tamaño de la muestra y en sus propiedades estadísticas, como son su media y su variancia.

#### b).- Método de la Sección y la Pendiente.

Este método es muy práctico por su facilidad de aplicación, así como por la obtención de sus datos, además los resultados obtenidos hasta ahora, han sido satisfactorios. Por lo que la aplicación de este método requiere de trabajos que se deben efectuar directamente en el campo y otros que se realizan en el gabinete.

#### Trabajos de campo:

La persona encargada de inspeccionar el cauce, deberá pedir información a los vecinos de la región para recabar el dato de las huellas máximas de las crecientes.

El tirante que se elija deberá llevar las siguientes condiciones:

- 1.- Debe de ser tan recto y uniforme como sea posible.
- 2.- No debe ser muy largo, pero suficiente para determinar satisfactoriamente la pendiente, comúnmente bastará que el tramo tenga una longitud no menor de seis veces el ancho del cauce.
- 3.- La sección a lo largo del cauce, así como la pendiente deben ser uniformes, se desecharán los tramos del cauce donde haya habido desbordamientos.
- 4.- Las márgenes deben estar libres de toda clase de obstáculos.
- 5.- El lecho y las márgenes deben ser estables, y no estar sujetos a erosión.
- 6.- Las huellas de aguas máximas deben ser abundantes y precisas.
- 7.- Si es posible se elegirá un tramo de cauce cercano a un lugar habitado.

Una vez elegido el tramo más adecuado, se procede hacer el levantamiento topográfico que consistirá en:

- Establecimiento de puntos de control.- Por medio de una poligonal abierta, corrida con tránsito y cinta metálica por una de las márgenes aproximadamente paralela al eje de la corriente.

El tramo elegido se dividirá en diez partes iguales limitadas por once monumentos de concreto, que se nivelarán con nivel montado, gravando además de su elevación, el correspondiente kilometraje, que generalmente va aumentando hacia aguas abajo.

- Levantamiento de las secciones transversales.- De cada uno de los once puntos de control.

- Levantamiento de las huellas de aguas máximas. Se llevará una poligonal por cada margen, siguiendo todas las huellas de aguas máximas por ambos lados.

- Inspección del cauce para fijar los coeficientes de rugosidad.- Para calcular la velocidad media.

- Dibujos y preparación de los planos.- Con su croquis de localización, en planta el tramo de la corriente, debiendo aparecer la poligonal de apoyo, las poligonales de las dos márgenes y las líneas de las secciones transversales, el perfil de las huellas y el del fondo del cauce, obtenido de las secciones transversales, además las once secciones transversales a una misma escala horizontal y vertical, indicando en cada una de ellas los niveles alcanzados por las agua etc.

Trabajos de gabinete:

Un análisis cuidadoso y bien meditado de los diferentes elementos que intervienen, dará generalmente resultados satisfactorios, aun donde las condiciones puedan parecer desfavorables a primera vista.

La fórmula generalmente utilizada para hacer determinaciones de la velocidad media es la llamada de Manning.

$$V = 1/n * r^{2/3} * s^{1/2}$$

En la cual:

V = Velocidad media de la corriente.

n = Coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza del cauce.

r = Radio de la sección, expresado en metros, que es igual al cociente que resulta de dividir el área de la sección ( A ), expresada en metros al cuadrado entre el perímetro mojado ( P ) expresado en m.

s = Pendiente hidráulica, que es aproximadamente, el cociente que resulta de dividir la diferencia de nivel que existe entre las distancias que los separa. Rigurosamente debe de ser la pendiente del gradiente de la energía, y es un número abstracto que no tiene, por lo tanto, unidades.

Una vez obtenida la velocidad media (  $V$  ), se multiplica por el área (  $A$  ), a fin de obtener el gasto (  $Q$  ).

Para hacer la estimación se trabajará con cada una de las secciones por separado, determinado los valores de área, coeficiente de rugosidad, radios hidráulicos y la pendiente general en todo el tramo.

Las áreas se determinarán limitando la parte superior de cada una de las secciones transversales por medio de una línea horizontal, cuya elevación se fijará de acuerdo con las alturas de las líneas de aguas máximas, trazada en el perfil donde aparecen las huellas. Cada sección se dividirá en varias secciones parciales, limitadas de acuerdo con las variaciones del coeficiente de rugosidad.

El valor del coeficiente de rugosidad, aplicable a cada una de las secciones transversales, se obtendrá multiplicando las áreas parciales en que se considera dividida cada sección, por los valores de aquel coeficiente que la afecta; después se suman estos productos y finalmente la suma se divide entre el área total, con lo que se tiene el valor de dicho coeficiente aplicable para toda la sección.

De ser posible, conviene contar con algunos aforos hechos con molinete dentro del tramo elegido y que servirán para adoptar un valor del coeficiente de rugosidad más apegado a la realidad.

El radio hidráulico de cada sección transversal se obtiene dividiendo el área total de la misma entre su perímetro mojado. No es correcto hacerlo por fracciones.

La línea de la pendiente del agua se obtiene del perfil donde se han situado en elevación y distancia las huellas de aguas máximas dejadas en ambos márgenes por el paso de la creciente, trazando la línea media de ellas. La pendiente hidráulica media es aproximadamente el cociente de dividir la diferencia de elevaciones de los puntos extremos del tramo elegido, entre la distancia que los separa.

Si el tramo no es lo suficientemente uniforme y la velocidad media no permanece constante a lo largo de dicho tramo, la pendiente hidráulica no coincidirá con la pendiente del gradiente de energía y en estas condiciones, este último valor es el que debe utilizarse para "  $S$  " en la fórmula de Manning. Por lo tanto, siempre que haya una diferencia apreciable entre las áreas de las secciones transversales comprendidas dentro del tramo elegido para la estimación, la pendiente hidráulica media debe modificarse debido a los cambios en la carga de velocidad, para obtener la del gradiente de energía que debe aplicarse como valor de "  $S$  ". Puesto que la velocidad varía inversamente al área de la sección transversal y la carga de velocidad varía directamente con el cuadrado de la velocidad, pueden utilizarse las siguientes fórmulas para determinar el valor de "  $S$  ":

$$S_e = S_m + \left( \frac{V_1^2}{2} - \frac{V_2^2}{2} \right) / 2gL \text{ ----- ( 1 )}$$

$$S_e = S_m + \left( \frac{V_2^2}{2} - \frac{V_1^2}{2} \right) / 2gL \quad \text{-----} \quad (2)$$

En donde :

$S_e$  = Pendiente del gradiente de energía.

$S_m$  = Pendiente media de la superficie del agua.

$V_1$  = Velocidad media en la sección de aguas arriba.

$V_2$  = Velocidad media en la sección de aguas abajo.

$L$  = Longitud del tramo

$g$  = Aceleración debida a la gravedad ( 9.81 m / seg<sup>2</sup> )

Si  $V_1$  es mayor que  $V_2$ , debe utilizarse la fórmula ( 1 ); si  $V_2$  es mayor que  $V_1$ , se utilizará la fórmula ( 2 ). Si la velocidad en una

sección situada aguas abajo es menor que en una sección situada aguas arriba y hay una transformación de energía cinética en energía potencial, es usual suponer la recuperación como un 50 % de la recuperación teórica.

De los factores por determinar en la fórmula de Manning, la pendiente (  $S$  ) y el radio hidráulico (  $r$  ), el primero es el que requiere mayor precisión en su estimación.

Por último, con los diferentes valores obtenidos para el gasto en cada una de las secciones, se hace una serie de estimaciones, desechando los valores que difieran más de un 10 % con el promedio de ellos y adoptando el promedio de los valores aceptados.

c).- Método de las curvas envolventes.

Este método, es el que se utilizará posteriormente para los cálculos hidráulicos.

La dirección de hidrología de la S.A.R.H. (antes S.R.H.), ha construido las curvas envolventes de la República Mexicana basándose en la fórmula general que expresa el gasto en una cuenca y en las experiencias de los investigadores William P. Creager y Robert C. Lowry, cuyos estudios efectuó el primero, en las corrientes de los Estados Unidos de América y las crecientes de los ríos más grandes del mundo como son: Amazonas, Yang Tze Kiang, Granges, Irrawaddy, Rhin, Fitzroy, Sta. Catarina y San Juan, de México. Lowry estudió los ríos de Texas en los cuales se han registrado grandes crecientes por estar expuestas sus cuencas a los ciclones del Atlántico.

La fórmula general básica es :



$$Q = C A^n$$

o su equivalente dividiendo entre A

$$q = C A^{n-1}$$

siendo:

$$Q = \text{Gasto en m}^3 / \text{seg.}$$

$$q = \text{Gasto en m}^3 / \text{seg.} / \text{km.}^2$$

$$A = \text{Area de la cuenca en km.}^2$$

C = Coeficiente de avenida.

n = Exponente menor que la unidad.

Las consideraciones que se hicieron se pueden consultar en la publicación "Gastos máximos en las corrientes de la República Mexicana", editada por la S.R.H. (1961).

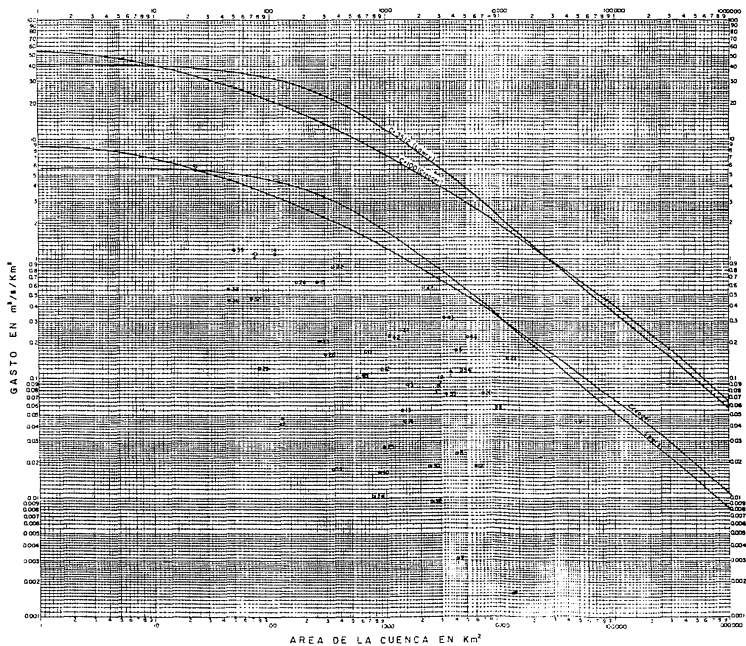
En la citada publicación se presentan las gráficas de gastos correspondientes de las 37 regiones hidrológicas en que se ha dividido la República Mexicana, tal como se indica en la figura No 9 y que corresponde a la región hidrológica No 18 (parcial).

Las curvas superiores del abaco corresponden a las envolventes mundiales construidas con los datos hidrométricos que se tenían para cada región, basándose en el procedimiento de Creager, el coeficiente de avenida C = 100, y de acuerdo al procedimiento de Lowry C = 3512.

De acuerdo con la Dirección de Hidrología se dibujaron las envolventes según Creager y según Lowry, porque aunque se habían estado usando las envolventes según Creager, se vio que los resultados de Lowry, se ajustaban más en muchos casos a nuestras condiciones. Parece ser, que además las envolventes según Lowry son más recomendables para los ríos del norte de nuestro País, ya que este investigador empleó los datos de los ríos de Texas.

Para un caso cualquiera, se pueden obtener los dos resultados y elegir el que a juicio sea más conveniente.

Por lo tanto, las curvas inferiores que se indican fueron trazadas paralelamente a las anteriores y corresponden a las envolventes máximas de cada región de la República Mexicana, y para conocer el



FORMULAS PARA EL CALCULO DEL COEFICIENTE "C"

CRAGEN

LOWRY

$$C = \frac{0.503 (0.346 - 1) \left( \frac{0.095}{10.366 + P(0.042)} \right)^{-1}}$$

$$C = 0.4 (A + 259)^{0.8}$$

VALORES DEL COEFICIENTE "C"

ZONA	CORRIENTE	ESTACION	NUM	CRAGEN	LOWRY
RIOS Y MATECO	CA DE ALCHICHICA	EL MANDOR	41	162	5000

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 SUPLENTE DE PLANEACION Y DICCION GENERAL DE ESTUDIOS  
 DIRECCION DE HIDROLOGIA  
 ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS  
 EN LA REGION HIDROLOGICA NUM. 18 (PARCIAL)  
 CUENCA DE LOS RIOS ATOSC Y MATECO

Escala: 1:100,000  
 Fecha: 1970  
 Hoja: 1 de 1  
 Laminas: 2-12

coeficiente de avenida C, solo basta aplicar la fórmula siguiente, para el caso de Creager:

$$C = q / 0.503 \{ 0.386 A \} ( 0.894 / (0.386 A)^{0.048} ) - 1$$

Y para el caso de Lowry:

$$C = q ( A + 259 )^{0.8}$$

Por lo que se tiene, para esta región hidrológica No 18 en particular y aplicando las fórmulas correspondientes, C = 16.2 según Creager y C = 500 según Lowry.

Así se construyen haciéndolas pasar por los puntos elegidos, que indican los gastos más altos en cada región. Así, estas curvas en cualquier punto nos estarán indicando el gasto máximo instantáneo que se pueda tener de acuerdo con el área de la cuenca.

También se ubican los gastos máximos instantáneos de otras estaciones dentro de la misma región y así en un momento dado se puede trazar virtualmente una curva paralela a las anteriores, por ese punto, que represente a la envolvente máxima local que corresponde a la máxima observada.

## CAPITULO III

## CALCULOS HIDRAULICOS

Para el desarrollo de éste y los posteriores capítulos, se muestra como ejemplo la secuencia del cálculo de la presa derivadora "Ahuehuetzingo", construida sobre el río Nexapa, en el límite de los estados de Puebla y Guerrero, a unos 300 metros aguas arriba del Ingenio de Atencingo, con elevaciones sobre el nivel del mar entre los 1200 y 1300 metros.

El gasto de la avenida máxima para diseño es de  $423 \text{ m}^3 / \text{seg.}$  (calculada por el método indirecto de las curvas envolventes de Creager y Lowry), como a continuación se describe.

Se consideran los siguientes datos que son fundamentales para el uso de éstas gráficas:

- Nombre de la corriente.

Río "Nexapa"

- Coordenadas del sitio de aprovechamiento.

Longitud W.G.  $91^\circ 34' 56''$

Latitud Norte  $18^\circ 31' 18''$

- Area de la cuenca de aprovechamiento.

$90 \text{ km}^2$ .

- Estación hidrométrica más cercana al sitio de aprovechamiento.

Izúcar de Matamoros

Procedimiento.

Con el argumento, área de la cuenca, se observa la gráfica de la envolvente de esta región, que en este caso resulta ser la Nº 18 (parcial), figura Nº 9, obteniéndose.

Por la curva Creager:

$$q = 3.70 \text{ m}^3 / \text{seg.} / \text{km}^2.$$

Luego:

$$Q = Aq = 90.00 \text{ km}^2 \times 3.70 \text{ m}^3 / \text{seg.} / \text{km}^2 = 333 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Y por la curva de Lowry.

$$q = 4.7 \text{ m}^3 / \text{seg.} / \text{km}^2.$$

Luego:

$$Q = Aq = 90.00 \text{ km.}^2 \times 4.70 \text{ m.}^3/\text{seg./km.}^2 = 423 \text{ m.}^3/\text{seg.}$$

El valor de (q) que se toma, es el de la curva de Lowry, ya que el gasto instantáneo local según Lowry es el más recomendable para los ríos de nuestro país.

Por lo tanto se tomará el gasto de diseño para el presente trabajo el de:

$$Q = 423 \text{ m.}^3/\text{seg.}$$

La presa derivadora consiste en forma general de un dique vertedor de mampostería repellado de cemento con perfil Creager para elevar el tirante del río, un desarenador y la obra de toma localizada en la margen derecha.

### III.1.- Cálculo Hidráulico de la Obra de Toma.

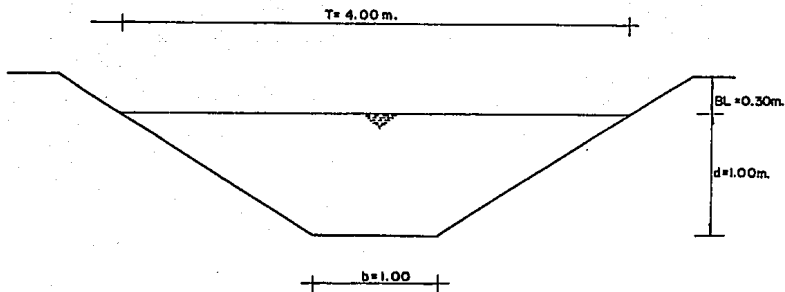
De manera general, la obra de toma se diseñará para proporcionar como mínimo el gasto requerido en el mes de máxima demanda, de acuerdo con los cultivos, áreas y calendarios de riego.

Los conductos deberán de ser diseñados para tener velocidades del orden de 1.0 a 1.5 m./seg. para evitar el azolve y con el objeto de minimizar las pérdidas.

Además para un mejor funcionamiento hidráulico de la bocatoma, conviene que el orificio trabaje ahogado y es recomendable que como mínimo se tenga un ahogamiento de 0.10 m.

Datos del canal principal:

b = Ancho de plantilla.	1.0 m.
d = Tirante hidráulico	1.0 m.
t = Talud	1.5 : 1
T = Ancho de la superficie libre	4.0 m
n = Rugosidad	0.015
S = Pendiente	0.0003
$S^{1/3}$ = Pendiente a la un medio	0.01732
V = velocidad	0.46 m./seg.
Q = Gasto	1.15 m. <sup>3</sup> /seg.
B.L. = Bordo Libre	0.30 m.
A = Area	2.5 m. <sup>2</sup>



Dimensionamiento del orificio y el conducto; se propondrá una velocidad en el conducto de  $V = 1.5$  m./seg. y con el gasto de:  $Q = 1.15$  m.<sup>3</sup>/seg., se obtendrá con la fórmula siguiente, el área necesaria.

$$Q = AV : A = Q/V = 1.15/1.5 = 0.76 \text{ m.}^2$$

Como en la mayoría de los casos es conveniente que las dimensiones de los conductos se ajusten a las de las compuertas tipo de la S.A.R.H., en éste caso se propone una compuerta deslizante de 0.915 x 0.915 con área igual a,  $A = 0.84$  m.<sup>2</sup> y con una carga máxima de trabajo de 4.60 m.

Como se tendrán carteles de 0.10 x 0.10 m., el área neta será de:

$$A = 0.84 - 0.02 = 0.82 \text{ m.}^2$$

Ahora con la fórmula para orificios sumergidos, se calculará la carga necesaria para que circule el gasto de :

$$Q = 1.15 \text{ m.}^3/\text{seg.}$$

$$Q = CA \sqrt{2gh}$$

Donde:

$$Q = \text{Gasto de derivación, en m.}^3/\text{seg.}$$

C = Coeficiente de descarga del gasto, en los proyectos de la S.A.R.H. se acostumbra utilizar como valor conservador  $C = 0.80$  ya que generalmente se tienen aristas rectas y longitudinales de conductos grandes (mayores de 2.50 m.).

$$A = \text{Area del orificio, en m.}^2$$

$$g = \text{Aceleración de la gravedad, en m./seg.}^2$$

$$h = \text{Carga sobre el orificio, en m.}$$

Así tenemos:

$$Q^2 = C^2 A^2 2gh$$

$$h = Q^2 / 2gC^2 A^2$$

$$h = (1.15)^2 / 2 \times 9.81 \times 0.8^2 \times 0.82^2 = 0.1566 \text{ m.}$$

Comprobando el gasto:

$$Q = CA \sqrt{2gh}$$

$Q = 0.8 \times 0.82 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.1566} = 1.15 \text{ m.}^3/\text{seg.}$  bien, con las condiciones anteriores se tendrá una velocidad en el conducto igual a:

$$V = Q/A = 1.15/0.82 = 1.40 \text{ m./seg. que se acepta.}$$

Datos del conducto.

$$V = 1.40 \text{ m./seg.}$$

$$A = 0.82 \text{ m.}^2$$

$$Q = 1.15 \text{ m.}^3/\text{seg.}$$

$$d = 0.915 \text{ m.}$$

$$n = 0.015 \text{ (concreto, con llana de madera)}$$

$$\text{Long. del conducto} = 22.0 \text{ m.}$$

Se propone un escalón de 0.20 m. del conducto al canal abierto, para que la velocidad de llegada a este sea menor a la requerida en el conducto y así evitar turbulencia.

Aplicando la ecuación de Bernulli a partir de la salida de la Bocatoma hasta la zona de compuertas tenemos, figura No 9a.

Sección 1.- Al principio del canal trapecial

Sección 2.- Inicio de la transición.

Sección 3.- Salida al conducto.

Sección 4.- Entrada al conducto.

La longitud de transición se determina en función del ángulo ( $\alpha$ ) formado por la línea que une a los puntos extremos de la superficie libre del agua (S.L.A.), y el eje del canal, figura No 9b.

En la S.A.R.H. el valor de este ángulo se ha aceptado hasta de  $22^{\circ} 30'$ , con resultados satisfactorios.

Por lo tanto:  $L = (T - t)/2 \cotang 22^{\circ} 30'$ ; siendo:

$T = b + 2md$ ;  $m = 0$  para sección rectangular.

$T = 1.00 + 2 * 1.5 * 1.0 = 4.00$  m.

$t = b = 0.915$

Tenemos:

$L = (T - t) / 2 \cotang. 22^{\circ} 30'$

$L = (4.00 - 0.915) / 2 \cotang. 22^{\circ} 30' = 3.72$  m.

Aplicando la ecuación de Bernoulli para la sección 1 y 2

$$\frac{Z_1}{2} + \frac{d_1}{2} + \frac{h_{p1}}{2} + \frac{h_{v1}}{2} = \frac{Z_2}{1} + \frac{\Delta x}{1} + \frac{d_2}{1} + \frac{h_{v2}}{1} + \frac{h_s}{1} + \frac{h_t}{1}$$

Siendo:

H.E = Horizonte de energía

G.E = Gradiente de energía

G.H = Gradiente hidráulico

$Z_1$  y  $Z_2$  = Carga de posición  
1 2

$\Delta x$  = Desnivel entre la sección 2 y 1

$d_2$  y  $d_1$  = Tirantes en las secciones 2 y 1. respectivamente.



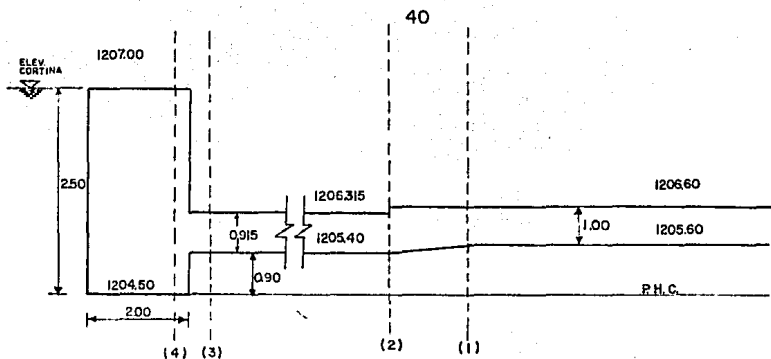


FIG. No 9a.- CALCULO HIDRAULICO DE LA OBRA DE TOMA.

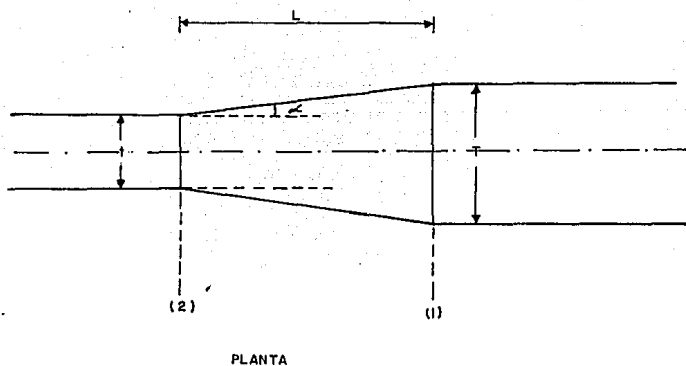


FIG. No 9b.- LONGITUD DE TRANSICION DE SALIDA

$h_{v2}$  y  $h_{v1}$  = Carga de velocidad en las secciones 2 y 1 respectivamente

$h_{p2}$  = Carga de presión en la sección 2.

$h_s$  = Pérdida de carga por salida al conducto.

$h_t$  = Pérdida de carga por transición.

$$h_{v2} = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.4^2}{2 \times 9.81} = 0.099$$

$$h_{v1} = \frac{V_1^2}{2g} = \frac{0.46^2}{2 \times 9.81} = 0.011$$

$$h_s = 0.2 (h_v \text{ conducto}) = 0.2 (0.099) = 0.0198 \text{ m.}$$

$$h_t = 0.20 (h_{v2} - h_{v1}) \text{ para transiciones en expansión.}$$

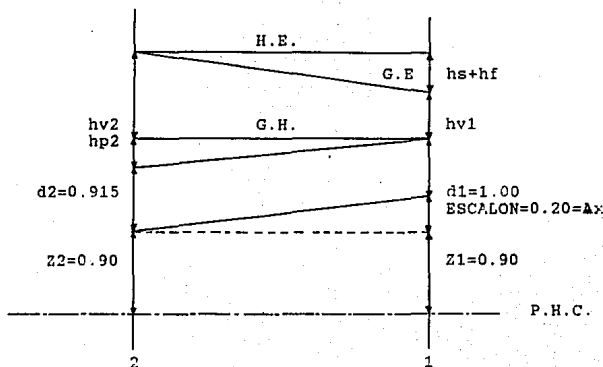
$$h_t = 0.20 (0.099 - 0.011) = 0.0176 \text{ m.}$$

Substituyendo valores tenemos que:

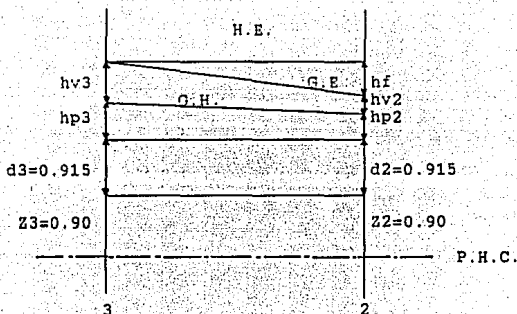
$$0.90 + 0.915 + h_{p2} + 0.099 = 0.90 + 0.20 + 1.00 + 0.011 + 0.0198 + 0.0176$$

$$h_{p2} = 2.1484 - 1.914 = 0.234 \text{ m.}$$

GRAFICA DE LA SECCION 1 Y 2



Aplicando la ecuación de Bernoulli para la sección 3 y 2, como se muestra en la siguiente gráfica:



$$Z_3 + d_3 + hp_3 + hv_3 = Z_2 + d_2 + hp_2 + hv_2 + hf$$

Siendo  $hf$  = Pérdida de carga por fricción.

$$hf = (V \cdot n)^2 / r^{2/3} * L$$

$$V = 1.40 \text{ m / seg.}$$

$$n = 0.015$$

$$L = 22.0 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = (A/P)^{2/3} = (0.82/3.66)^{2/3} = 0.370 \text{ m.}$$

Por lo tanto:

$$hf = (1.40 \times 0.015)^2 / 0.370 \times 22.0 = 0.0262 \text{ m.}$$

Además como:

$$hv_3 = hv_2 = 0.099 \text{ m.}$$

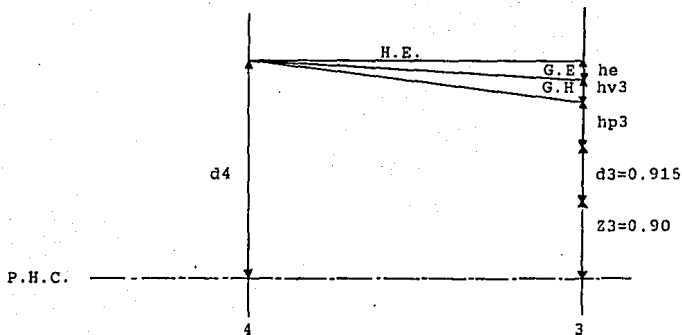
$$hp_2 = 0.234 \text{ m.}$$

Substituyendo valores tenemos:

$$0.90 + 0.915 + hp_3 + 0.099 = 0.90 + 0.915 + 0.234 + 0.099 + 0.026$$

$$hp_3 = 2.174 - 1.914 = 0.260 \text{ m.}$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre 4 y 3.



$$d_4 = Z_3 + d_3 + hp_3 + hv_3 + he$$

Siendo  $he$  = Pérdida de carga por entrada al ducto.

$$he = K hv_{ducto}$$

donde  $K = 0.5$  (para entradas con aristas en ángulo recto).

$$he = 0.5(0.099) = 0.0495 \approx 0.05$$

$$hp_3 = 0.260 \text{ m.}$$

$$hv_3 = 0.099 \text{ m.}$$

Substituyendo valores:

$$d_4 = 0.90 + 0.915 + 0.260 + 0.099 + 0.05$$

$$d_4 = 2.22 \text{ m.}$$

Suma de pérdidas:

Por entrada al ducto -----	0.0495
Por fricción -----	0.0262
Por transición -----	0.0176
Por salida al ducto -----	0.0198
	0.1131 m. ≈ 0.113 m

Como anteriormente se calculó que para dar el gasto de proyecto, es necesario tener una carga de 0.15 m. Esto si se cumple ya que la suma de pérdidas son menores a esta carga.

Además con el tirante calculado en la sección (4), si se cumple que la toma trabaje ahogada con un tirante mayor a 0.10 m.

El tirante en la sección (4), se redondea a 2.50 m. por lo que la carga sobre el conducto de la obra de toma será de  $h = 0.69$  m. en la elevación 1207.00 m.

Como la cantidad de agua que pasa por el río en distintas épocas del año es variable, también variará la carga sobre el vertedor y consecuentemente también la carga sobre el conducto de la obra de toma.

### III.2.- Cálculo Hidráulico de la Cortina o Dique Vertedor.

En este caso se usará la forma más común del cimacio de mampostería repellado de cemento, que tiene una cara vertical aguas arriba y una cresta redondeada con perfil Creager aguas abajo, este tipo de cresta vertedora es el más comúnmente usado cuando no se requiere control de la superficie del agua, durante las avenidas.

El perfil Creager se caracteriza por tener una forma tal, que al verter el agua, ésta se pega al muro, o sea, que el perfil del cimacio se aproxima bastante a la trayectoria del chorro de agua descargando libremente, este hace que se tenga la menor resistencia al flujo.

Para su diseño existen numerosos criterios, todos ellos dan expresiones más o menos parabólicas. El criterio que se utilizará en este caso es el Scimemi, cuya fórmula que propone es:

$$Y = (0.5) X \quad \frac{1.85 \quad 0.85}{hd}$$

donde:

(X, Y) = Puntos de un sistema coordenado con origen en la cresta vertedora.

hd = Carga de diseño sobre el vertedor.

Datos de la sección vertedora:

Longitud de la cresta vertedora -----	45.00 m.
Avenida máxima de proyecto -----	423 m / seg. <sup>3</sup>
Elevación de la cresta vertedora -----	1207.00 m.
Elevación del terreno natural -----	1203.00 m.
Altura de la cortina -----	4.00 m.

Cálculo de la Carga Sobre el Vertedor.

La fórmula comunmente empleada para definir las características hidráulicas de la cortina vertedora es la de Francis, en la cual no se consideran el efecto de la velocidad de llegada ni las contracciones laterales del vertedor. Esto se debe a que el agua antes de verter, es retenida por el vaso que se forma (grande o pequeño), al elevarse el tirante, y por lo tanto, puede considerarse, que el agua tiene una velocidad nula.

Las contracciones laterales se eliminan fácilmente, limitando al vertedor en sus extremos, con paredes verticales y perpendiculares a su cresta de suficiente altura y longitud.

La fórmula es:

$$Q = CLH^{3/2} ; H = Q / CL$$

Siendo:

$$Q = \text{Gasto del vertedor en m}^3 / \text{seg.}$$

C = Coeficiente de descarga.

L = Longitud efectiva de la cresta en m.

H = Carga sobre la cresta del vertedor en m., medida de 2.5H aguas arriba de la cresta.

$$Q = 423 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

C = 2 (Tomando en cuenta que la avenida máxima de diseño se calculó con un método indirecto).

$$L = 45.00 \text{ m.}$$

Substituyendo valores :

$$H = (Q / CL)^{2/3} = (423 / 2 \times 45)^{2/3}$$

$$H = 2.80 \text{ m.}$$

Por lo tanto:

Elevación de la cresta vertedora ----- 1207.00 m.

Para el gasto  $Q = 423 \text{ m}^3 / \text{seg.}$  la carga sobre la cresta vertedora es de 2.80 m.

Por lo que:

El nivel de aguas máximas extraordinarias será:

$$1207.00 \text{ m.}$$

$$2.80 \text{ m.}$$

N.A.M.E.

$$\underline{1209.80 \text{ m.}}$$

Considerando un bordo libre de 1.20 m. sobre el bordo marginal derecho, el nivel de operación será en la elevación 1211.00 m., quedando el nivel del piso del desarenador en la elevación 1204.50m.

Trazo del perfil del cimacio tipo Creager utilizando la fórmula de Scimemi:

$$Y = (0.5) \times \frac{1.85 \quad 0.85}{Hd}$$

Siendo  $Hd = 2.80 \text{ m.}$

Tenemos:

$$Y = (0.5) \times \frac{1.85 \quad 0.85}{2.80}$$

$$Y = (0.5) \times \frac{1.85}{2.399298}$$

Cálculo de las Coordenadas de los Sigüientes Puntos, ver figura NQ10.

$$Xc = 0.283 \quad Hd = 0.283 \times 2.80 = 0.79$$

$$Yc = 0.126 \quad Hd = 0.126 \times 2.80 = 0.35$$

$$R_1 = 0.530 \quad Hd = 0.530 \times 2.80 = 1.48$$

$$R_2 = 0.234 \quad Hd = 0.234 \times 2.80 = 0.65$$

$$R_1 - R_2 = 0.296 \quad Hd = 0.296 \times 2.80 = 0.82$$

Dando puntos para su graficación nos da:

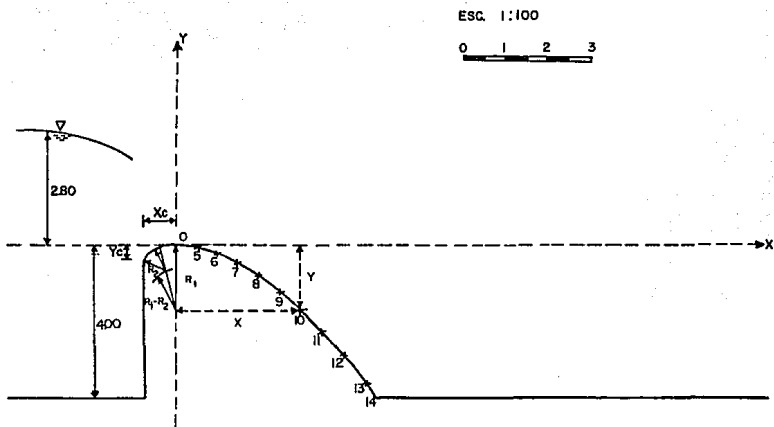


FIG. No 10.- PERFIL DEL CIMACIO TIPO CREAGER.



Punto	X	Y
0	0.00	0.00
1	0.10	0.003
2	0.20	0.01
3	0.30	0.02
4	0.40	0.04
5	0.50	0.06
6	1.00	0.21
7	1.50	0.44
8	2.00	0.75
9	2.50	1.14
10	3.00	1.59
11	3.50	2.12
12	4.00	2.71
13	4.50	3.37
14	4.75	3.72
15	6.55	6.74

#### Cálculo del Perfil Longitudinal de la Superficie Libre del Agua.

El tirante normal del río cuando se presenta la avenida máxima, sin existir la presa será:

Para obtenerla se sacaron perfiles de varias secciones transversales aguas arriba y aguas abajo de la cortina, obteniéndose la media de ellas:

Pendiente del fondo del río ----- S = 0.00192

Area de la sección transversal ----- A = 161.00 m<sup>2</sup>  
(Suponiendo un tirante de 4.50 m.)

Perímetro mojado ----- P = 52.40 m.

El coeficiente de rugosidad se considera para un cauce recto con algo de maleza y piedras ----- n = 0.035

De la fórmula de Manning:

$$Q = (A / n) R^{2/3} S^{1/2}$$

Siendo:

$$Q = 423.00 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

$$A = 161.00 \text{ m}^2$$

$$R = (A / P)^{2/3} = (161.00 / 52.40)^{2/3} = 2.11 \text{ m.}$$

$$S^{1/2} = (0.0019)^{0.5} = 0.0436$$

Por lo tanto:

Comprobando si el tirante propuesto de 4.50 m. es el correcto:

Substituyendo valores:

$$423.00 = 161 / 0.035 \times 2.11 \times 0.0436$$

$$423.00 \neq 423.18$$

$$423.00 \approx 423.18$$

Por lo que se acepta que el tirante normal sea:

$Y_n = 4.50 \text{ m.}$  para que circule un gasto de:

$$Q = 423.00 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Cálculo del Perfil Longitudinal de la Superficie Libre del Agua sobre el Cimacio y Diseño del Tanque Amortiguador. (Ver figura No 11).

Para esto, primero se hace el cálculo del tirante crítico con la ecuación para sección rectangular:

$$Y_c = \sqrt[3]{q^2 / g}$$

Donde:

$Y_c$  = Tirante crítico.

$q$  = Gasto unitario.

$g$  = Aceleración de la gravedad.

$$q = Q / L = 423.00 / 45.00 = 9.4 \text{ m}^3 / \text{seg.} / 1 \text{ metro}$$

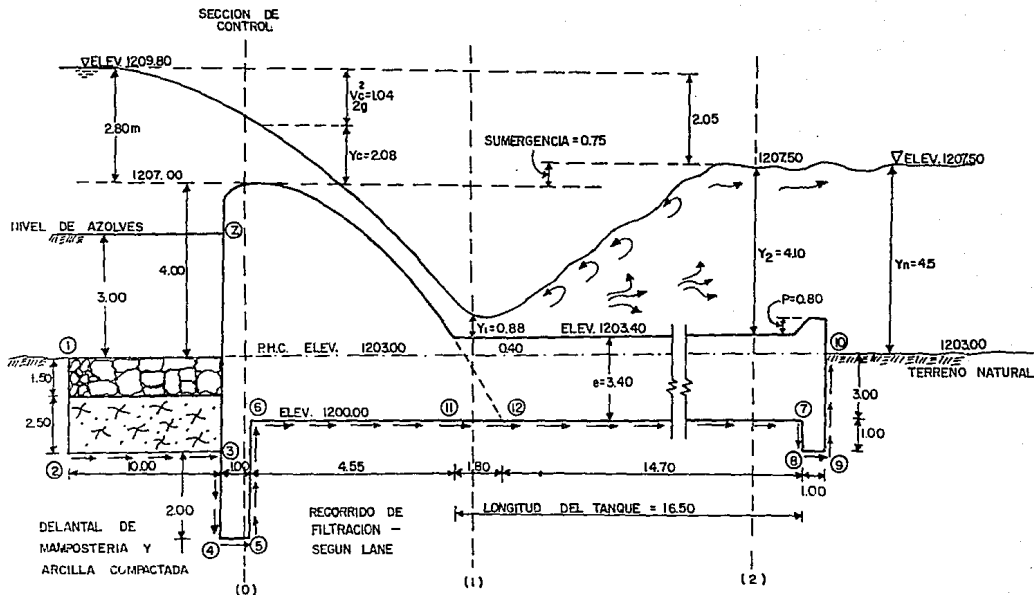


FIG. No 11.- PERFIL LONGITUDINAL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA SOBRE EL CIMACIO Y TANQUE AMORTIGUADOR.

$$g = 9.81 \text{ m. / seg.}^2$$

Substituyendo valores:

$$Y_c = \sqrt[3]{9.40 / 9.81}$$

$$Y_c = 2.08 \text{ m.}$$

Calculando la velocidad crítica:

$$V_c = Q / A_c$$

$$A_c = b \times Y_c = 45 \times 2.08 = 93.60 \text{ m.}^2$$

$$V_c = 423.00 / 93.60 = 4.52 \text{ m / seg.}$$

La carga de velocidad será:

$$V_c / 2g = 4.52 / 19.62 = 1.04 \text{ m.}$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre las secciones (0) y (1), para determinar el tirante (Y).

Se supondrá que la elevación del tanque amortiguador está en la elevación 1203.40 m.

$$4.00 + Y_c + V_c / 2g = 0.40 + Y_1 + V_1^2 / 2g + hf$$

Las pérdidas por fricción se pueden despreciar

Substituyendo valores:

$$4.00 + 2.08 + 1.04 = 0.40 + Y_1 + V_1^2 / 2g$$

$$7.12 = 0.40 + Y_1 + V_1^2 / 2g$$

Poniendo la carga de velocidad en función del tirante (Y<sub>1</sub>) tenemos:

$$\text{Si } Q = V \times A$$

$$V = Q / A = Q / b \times Y$$

$$Q = 423.00 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

$$b = 45.00 \text{ m.}$$

Substituyendo tenemos:

$$7.12 = 0.40 + Y_1 + Q^2 / 2g (b \times Y_1)^2$$

$$7.12 = 0.40 + Y_1 + 423.00^2 / 19.62 (45 Y_1)^2$$

Resolviendo por tanteos:

Tanteo definitivo con  $Y_1 = 0.88$

$$7.12 = 0.40 + 0.88 + 423^2 / 19.62 (45 \times 0.88)^2$$

$$7.12 \approx 7.10$$

Por lo que se concluye que:

$$Y_1 = 0.88 \text{ m.}$$

Por lo tanto, en la sección (1) tenemos:

$$Y_1 = 0.88 \text{ m.}$$

$$A_1 = b \times Y_1 = 45.00 \times 0.88 = 39.60 \text{ m.}^2$$

$$V_1 = Q / A_1 = 423.00 / 39.6 = 10.68 \text{ m. / seg.}$$

$$V_1^2 / 2g = 10.68^2 / 19.62 = 5.81 \text{ m.}$$

$$E_1 = Y_1 + V_1^2 / 2g$$

$$E_1 = 0.88 + 5.81 = 6.69$$

Por lo que el número de Froude en la sección (1) vale :

$$Fr_1 = V_1 / \sqrt{g \times L}$$

Donde:

$L$  = Profundidad Hidráulica que resulta de dividir el área hidráulica y el ancho de la S.L.A.

En secciones rectangulares:

$$L = Y_1$$

Substituyendo valores:

$$Fr_1 = 10.68 / \sqrt{9.81 \times 0.88} = 3.63$$

De acuerdo a la clasificación según el Bureau of Reclamation U.S., como el  $Fr_1$  de Froude está comprendido entre 2.5 y 4.5, no se forma

un salto hidráulico propiamente dicho, es mas bien un salto oscilante y se dice que se tiene un régimen de transición originándose ondas de corriente que van más allá del tanque y no se pueden controlar fácilmente, por lo que es común proponer al final del tanque un umbral que funciona como deflector y en algunos casos además bloques deflectores.

El tirante ( $Y_1$ ), al pié del cimacio queda obligado por el gasto y la altura de calda. Dicho tirante debe ser el conjugado menor del salto hidráulico para que éste se inicie al pié del cimacio, éste tirante producirá un conjugado mayor ( $Y_2$ ) el cual debe ser el tirante normal del cauce para impedir que se mueva el salto; esto es, si  $Y_2 > Y_1$  el salto correría hacia aguas abajo y si  $Y_2 < Y_1$  el salto se correría hacia aguas arriba.

Por otra parte el régimen de funcionamiento hidráulico ideal para los proyectos en la mayoría de los casos es el vertedor con descarga libre sin posibilidades de ahogamiento y con salto hidráulico inmediatamente al pié del vertedor. Esto se hace con el fin de disipar la energía de velocidad aceptable. No obstante lo anterior, cuando las cortinas son de muy poca altura y las condiciones hidrológicas del aprovechamiento exigen diseños al dique vertedor con una avenida que da origen a un gasto unitario grande; en dicho dique se tiene el caso de un vertedor ahogado, afectando en forma considerable su coeficiente de descarga.

Como una medida práctica y resultado de la experiencia, se recomienda que la sumergencia de la cresta no exceda del 30 % de la carga sobre el vertedor para seguir considerando el coeficiente de descarga  $C = 2$

Con la siguiente fórmula calcularemos el tirante conjugado mayor ( $Y_2$ )

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

Substituyendo valores:

$$Y = 0.88 / 2 ( \sqrt{1 + 8 \times 3.63^2} ) - 1$$

2

$$Y = 4.10 \text{ m.}$$

2

Nivel del agua en el tanque amortiguador e inmediatamente después de éste.

Revisando la suposición de la elevación del tanque amortiguador, se tiene que, como el nivel de la superficie libre del agua en el tanque amortiguador y en el cauce natural del río inmediatamente después de dicho tanque deben ser iguales, se debe de cumplir que:

$$\text{Elev. Tanque Amortiguador} + Y = \text{Elev. Terreno natural del cauce} + Y$$

2

n

Substituyendo valores:

$$1203.40 + 4.10 = 1203.00 + 4.50$$

$$1207.50 = 1207.50$$

Por lo que si se acepta la suposición de la elevación de la plantilla del tanque amortiguador en la elevación 1203.40 m

De acuerdo con esto, la altura del escalón al final del tanque "P" valdrá:

$$P = d_n - d_2 = 4.50 - 4.10 = 0.40 \text{ m.}$$

Para asegurar el amortiguador, se adoptará "P" = 0.80 m.

Cálculo de la Longitud del Tanque Amortiguador.

La fórmula que ha dado mejores resultados satisfactorios es la propuesta por Linquist.

$$L = 5 (d_2 - d_1)$$

$$L = 5 (4.10 - 0.88) = 16.10 \text{ m.}$$

Se adoptará el valor de:

$$L = 16.50 \text{ m.}$$

Por lo que se refiere al ahogamiento con el gasto máximo, como la sumergencia es menor al 30 % de la carga sobre el vertedor, puede considerarse que el coeficiente de descarga no se verá afectado por este concepto.

Curva de Remanso que se Forma Aguas Arriba de la Cortina.

Cuando a la corriente de un río, se le interpone un obstáculo, ocurre lo que se llama el fenómeno de remanso, que no es más que la sobre - elevación del nivel del agua que empieza en el obstáculo y se prolonga disminuyendo hacia aguas arriba, hasta una distancia en la cual cesa el efecto del obstáculo interpuesto. Ver figura.

En época de estiaje aguas arriba del dique y el agua tendrá una elevación igual a la de la cresta o corona del mismo. En época de avenidas el agua alcanzará elevaciones mayores que serán las necesarias y así evitar inundaciones producidas principalmente por desbordamientos sobre ambos márgenes. Es necesario esto, sobre todo cuando las derivadoras se localizan en ríos de cauce más o menos ancho y que no estén encajonados. Por lo que respecta a nuestro proyecto, el cauce está más o menos ancho y encajonado, por lo que no es muy indispensable el cálculo de la curva de remanso.

En caso de que fuese necesario la obtención de la curva de remanso se hace con base en la ecuación de Bernoulli y la de continuidad, dando origen a la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado:

$$dy / dx = (S_o - S_f) / (1 - Fr^2)$$

despejando dx, nos queda:

$$dx = (1 - Fr^2) / (S_o - S_f) ( dy )$$

que viene siendo la Ecuación Dinámica de flujo gradualmente variado.

$$\text{Si llamamos a } (1 - Fr^2) / (S_o - S_f) = f(y)$$

$$\text{tenemos } dx = f(y) dy$$

$$\int dx = \int f(y) dy ; \quad x = \int_{y_1}^{y_2} f(y) dy$$

como se ve, la distancia x es igual al área bajo la curva f(y) entre los límites indicados; la determinación de esta área por el método numérico de incrementos finitos es muy laboriosa por lo que se puede calcular en forma gráfica dibujando la curva f(y) y las áreas se obtendrían con planímetro.

Nomenclatura de la ecuación dinámica de flujo gradualmente variado:

dx = separación entre dos secciones consideradas

Fr = cuadrado del No de Froude

$$Fr = \alpha(V^2 B) / g.A$$

siendo  $\alpha$  = Coeficiente de Coriolis para corregir el efecto de la distribución irregular de velocidades en la sección de canales naturales, el cual se puede suponer  $\alpha = 1$  para problemas prácticos.

V = Velocidad media en la sección, en m/seg.

B = Ancho de la superficie libre del agua.

A = Área media de la sección en m<sup>2</sup>.

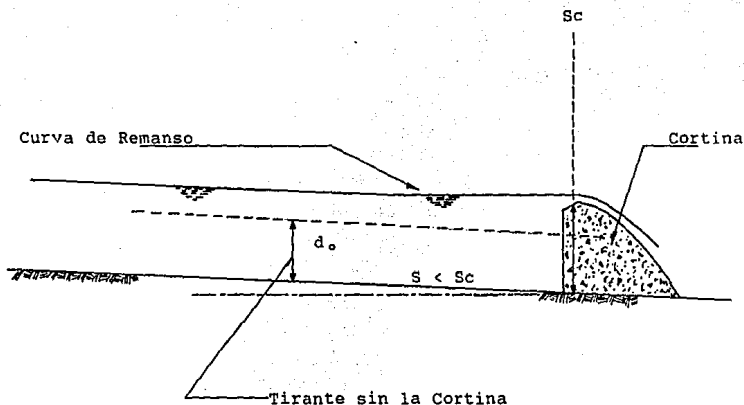
g = Aceleración de la gravedad en m/seg.<sup>2</sup>

S<sub>o</sub> = Pendiente media de la plantilla del cauce.

S<sub>f</sub> = Pendiente media de la línea de energía o de fricción.



Siendo  $Sf = (Vn / R^{2/3})^2$ .



Croquis del Fenómeno de Remanso

#### Cálculo de la Longitud de Paso de Infiltración.

La forma típica de una presa de mampostería sobre una cimentación permeable es como la que se propone en este diseño, ver figura N<sup>o</sup>11.

La mayoría de las cortinas de las presas derivadoras tanto rígidas como flexibles se desplantan sobre cimentación permeable, esto es debido a que se alojan a poca profundidad del cauce,

Como las cortinas en su mayoría son de poca altura los esfuerzos que se originan en su cimentación son también relativamente pequeños y pueden ser absorbidos por los estratos superficiales del cauce. Al tener en la cimentación de las cortinas estratos permeables, el agua filtrada produce una presión hacia arriba o subpresión que obra en contra de la estabilidad de la cortina. La subpresión y el peso propio de las cortinas se combinan dando lugar a un efecto de flotación, por lo que se acostumbra llamar cortinas flotantes.

Las filtraciones de una cortina dependen fundamentalmente de la carga hidráulica que las originan y de las características físicas de los materiales, por donde el agua efectúa el recorrido de filtración. Cuando la velocidad del agua filtrada llega a ser suficiente como para arrastrar los materiales de cimentación, se origina el fenómeno de tubificación, el cual puede provocar la falla de la estabilidad de la estructura.

Por lo anterior, las cortinas sobre cimentación permeable deberán diseñarse con recorrido de filtración suficiente a fin de que el agua bajo la estructura tenga siempre velocidades bajas y así evitar la posibilidad de tubificación.

Para aumentar la longitud de filtración en las cortinas se emplean dentellones ya sea de concreto o de arcilla, delantales de tapetates de arcilla compactados o de mampostería. También con un sistema de lloraderos (filtros invertidos), se consigue teóricamente cortar el recorrido de filtración necesario según el criterio empleado, lográndose con ello abatir el diafragma de subpresión.

La magnitud de la fuerza de subpresión que origina las filtraciones en una cortina de derivación, se pueden calcular mediante las redes de flujo que ha establecido la Mecánica de Suelos, sin embargo, en la mayoría de los casos no se dispone de datos relativos al coeficiente de permeabilidad de la cimentación ya que desde el punto de vista económico no son justificados para estos proyectos.

Por lo anterior, para el análisis del recorrido de filtración y subpresiones en las presas derivadoras se ha adoptado el procedimiento empírico que lleva el nombre de su autor; el método de E.W. Lane, obteniéndose resultados satisfactorios.

Las condiciones más importantes que establece Lane para el recorrido de filtración son las siguientes: (ver figura N<sup>o</sup> 12).

1.-  $L = CH$

Donde:

$L$  = Longitud de filtración compensada necesaria.

$C$  = Coeficiente que expresa la relación de carga compensada, tabla N<sup>o</sup> 1.

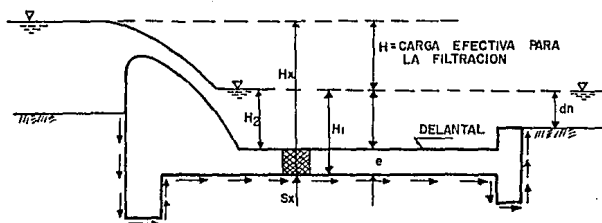


FIG. No 12.—RECORRIDO DE FILTRACION SEGUN EL  
CRITERIO DE E. W. LANE.

TABLA No 1 VALORES DEL COEFICIENTE DE CARGA COMPENSADA (C), DE LANE.

MATERIAL	VALOR DE "c"
Arena muy fina o limo	8.5
Arena fina	7.0
Arena tamaño medio	6.0
Arena gruesa	5.0
Grava fina	4.0
Grava media	3.5
Grava gruesa, incluyendo cantos	3.0
Boleos con cantos, incluyendo grava	2.5
Arcilla blanda	3.0
Arcilla de consistencia media	2.0
Arcilla dura	1.8
Arcilla muy dura	1.6

H = Carga hidráulica efectiva.

Quando se empleen drenes con filtros invertidos, aliviaderos o tubos de drenaje como medios para contrarrestar las filtraciones subterráneas los valores de "C" pueden reducirse hasta un 10 %.

$$2.- L = 1/3 L_h + L_v$$

Donde:

L = Longitud de filtración compensada o real, de acuerdo al diseño de la cortina y tanque.

L<sub>h</sub> = Longitud de filtración horizontal.

L<sub>v</sub> = Longitud de filtración vertical.

3.- Deberá tenerse cuidado durante la construcción de la cortina para que los dentellones se unan correctamente en sus extremos, a fin de que el agua no pueda franquearlas.

$$4.- S_x = (H_x - H/L L_x) W_a$$

Siendo:

S<sub>x</sub> = Subpresión a una distancia x, en Kg/m<sup>2</sup>.

$H_x$  = Carga hidráulica, en el punto  $x$  y en  $m = H + H^1$

$H$  = Carga efectiva que produce la filtración, igual a la diferencia de nivel hidrostático entre aguas arriba y aguas abajo de la cortina, en  $m$ .

$H^1$  = Desnivel entre el agua, abajo de la cortina y el punto que se está estudiando.

$L_x$  = Longitud de filtración compensada o real hasta el punto  $x$ , en  $m$ .

$L$  = Longitud de filtración compensada total o requerida en  $m$ .

$W_a$  = Peso volumétrico del agua, en  $Kg/m^3$ .

5.- Espesor del delantal ( $e$ ):

Por razones de seguridad se acostumbra que el peso de los delantales sean como mínimo, cuatro tercios el valor de la subpresión.

Esto es:

$$e W_m = 4/3 S_x$$

Por lo tanto:

$$e = 4/3 \cdot S_x / W_m$$

En el caso de considerar un tirante de agua, sobre la sección que se está analizando, el espesor valdrá:

$$e = 4/3 (S_x - H \cdot W_a) / W_m$$

Siendo:

$S_x$  = Subpresión en la sección considerada.

$H$  = Tirante de agua en la sección considerada.

$W_m$  = Peso volumétrico del material del delantal.

$W_a$  = Peso volumétrico del agua.

Con las indicaciones anteriores, a continuación se calculará el recorrido de filtración, la subpresión abajo de la cortina y el espesor del delantal de nuestro proyecto.

Para el caso más desfavorable, cuando se tenga la carga máxima sobre el vertedor.

$L = CH$

$C = 2$  (según tabla No 1, para arcilla blanda).

Se reduce un 10 %, ya que se propone la construcción de un delantal aguas arriba de la cortina, formado con mampostería y arcilla compactada en una longitud de 10.00 m., para aumentar el recorrido de filtración y disminuir la subpresión como se muestra en la figura No 11.

Por lo que:

$$C = 2 \times 0.10 = 0.2 = 2 - 0.2 = 1.80$$

$$H = 1209.80 - 1207.50 = 2.30 \text{ m.}$$

$$L = CH = 1.80 \times 2.30 = 4.14 \text{ m.}$$

$$L = 4.14 \text{ m. (Longitud de filtración total compensada o requerida).}$$

$L = 1/3L_h + L_v$  (Longitud de filtración compensada de acuerdo con el diseño de la cortina y tanque amortiguador).

$$1/3L_h = 10.00 + 1.00 + 4.55 + 1.80 + 14.70 + 1.00 / 3 = 11.02 \text{ m.}$$

$$L_v = 4.00 + 2.00 + 3.00 + 1.00 + 4.00 = 14.00 \text{ m.}$$

$$L = 11.02 + 14.00 = 25.02 \text{ m.}$$

$$25.02 > 4.14$$

Por lo que:

Esta comparación nos indica que está garantizada la seguridad de la cortina por el pase de filtración ya que no es posible que se produzca el fenómeno de tubificación.

Calculando la subpresión en los puntos más importantes:

Con la fórmula:

$$S_x = ( H + H' - H/L \cdot L_x ) W_a$$

Con recorrido de filtración a partir del punto (1).

Para S en el punto (1) tenemos:

$$H = 1209.80 - 1207.50 = 2.30 \text{ m}$$

$$H' = 1207.50 - 1203.00 = 4.50 \text{ m.}$$

$$L = 4.14 \text{ m.}$$

$$L_x = 0$$

$$S = ( 2.30 + 4.50 - 2.30/4.14 \times 0 ) 1000 = 6800 \text{ kg/m}^2$$

1

Para S, en el punto (2), tenemos:

$$H = 2.30 \text{ m.}$$

$$H' = 1207.50 - 1199.00 = 8.50 \text{ m.}$$

$$L = 4.14 \text{ m.}$$

$$Lx = 4.00 \text{ m.}$$

$$S_2 = (2.30 + 8.50 - 2.30/4.14 \times 4.00) 1000 = 8577.7 \text{ kg/m}^2$$

$$S_3 = (2.30 + 8.50 - 2.30/4.14 \times 7.33) 1000 = 6727.7 \text{ kg/m}^2$$

$$S_4 = (2.30 + 10.50 - 2.30/4.14 \times 9.33) 1000 = 7616.6 \text{ kg/m}^2$$

$$S_5 = (2.30 + 10.50 - 2.30/4.14 \times 9.66) 1000 = 7433.3 \text{ kg/m}^2$$

$$S_6 = (2.30 + 7.50 - 2.30/4.14 \times 12.66) 1000 = 2766.6 \text{ kg/m}^2$$

$$S_{11} = (2.30 + 7.50 - 2.30/4.14 \times 14.17) 1000 = 1927.7 \text{ kg/m}^2$$

$$S_{12} = (2.30 + 7.50 - 2.30/4.14 \times 14.77) 1000 = 1594.4 \text{ kg/m}^2$$

$$S_7 = (2.30 + 7.50 - 2.30/4.14 \times 19.67) 1000 = 1127.7 \text{ kg/m}^2$$

$$S_8 = (2.30 + 8.50 - 2.30/4.14 \times 20.67) 1000 = - 683.3 \text{ kg/m}^2$$

$$S_9 = (2.30 + 8.50 - 2.30/4.14 \times 21.00) 1000 = - 866.6 \text{ kg/m}^2$$

$$S_{10} = (2.30 + 4.50 - 2.30/4.14 \times 25.00) 1000 = - 7088.8 \text{ kg/m}^2$$

El signo (-) indica que no existe subpresión en esos puntos, si no que existe empuje hacia abajo, lo cual favorece a la estabilidad de la estructura.

Cálculo de la subpresión con recorrido de filtración a partir del punto (z).

$$S_1 = (2.30 + 4.50 - 2.30/4.14 \times 3.00) 1000 = 5133.3 \text{ kg/m}^2$$

$$S_2 = (2.30 + 8.50 - 2.30/4.14 \times 7.00) 1000 = 6911.1 \text{ kg/m}^2$$

$$S_3 = (2.30 + 8.50 - 2.30/4.14 \times 10.33) 1000 = 5061.2 \text{ kg/m}^2$$

$$S_4 = (2.30 + 10.50 - 2.30/4.14 \times 12.33) 1000 = 5950.1 \text{ kg/m}^2$$

$$S_5 = (2.30 + 10.50 - 2.30/4.14 \times 12.66) 1000 = 5766.7 \text{ kg/m}^2$$

$$S_6 = (2.30 + 7.50 - 2.30/4.14 \times 15.66) 1000 = 1100.1 \text{ kg/m}^2$$

$$S_{11} = (2.30 + 7.50 - 2.30/4.14 \times 17.17) 1000 = 261.2 \text{ kg/m}^2$$

$$S_{12} = (2.30 + 7.50 - 2.30/4.14 \times 17.77) 1000 = -72.1 \text{ kg/m}^2$$

$$S_7 = (2.30 + 7.50 - 2.30/4.14 \times 22.67) 1000 = -2794.4 \text{ kg/m}^2$$

$$S_8 = (2.30 + 8.50 - 2.30/4.14 \times 23.67) 1000 = -2349.9 \text{ kg/m}^2$$

$$S_9 = (2.30 + 8.50 - 2.30/4.14 \times 24.00) 1000 = -2533.2 \text{ kg/m}^2$$

$$S_{10} = (2.30 + 4.50 - 2.30/4.14 \times 28.00) 1000 = -8755.5 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo del Espesor del Delantal o del Tanque Amortiguador.

Considerando el peso volumétrico del concreto de 2400 kg/m<sup>3</sup> y analizando un metro de ancho del tanque a partir del punto (12), tenemos:

$$e = 4/3 (S_{12} - H \cdot Wa) / Wm$$

$$e = 4/3 (1594.40 - 4.10 \times 1000) / 2400 = -1.39 \text{ m}$$

El signo (-) indica que la presión que existe en este punto es hacia abajo (no hay subpresión).

El espesor propuesto de  $e = 3.40\text{m}$  se acepta ya que éste está en función del empuje hidrostático, para evitar el volteamiento.

### III.3.- Cálculo Hidráulico del Desarenador.

La estructura consiste fundamentalmente, en un canal que se localiza frente a la toma, así el canal quedará formado por dos muros verticales y paralelos, uno que separa el cause del río y el desarenador y el otro al desarenador y la ladera donde se localiza el canal de riego. El canal desarenador debe de quedar de preferencia paralelo al eje del río y la toma se hará por uno de sus



lados en sentido perpendicular al escurrimiento que se tenga en el canal desarenador.

La elevación de la plantilla del canal, frente a la toma es inferior a la del umbral de la compuerta de la misma, con el propósito de contar con un espacio para el depósito de los sedimentos, en tanto así, su paso al canal de riego. En general se recomienda de acuerdo con la experiencia, que como mínimo sea de 80 cms., en nuestro proyecto se consideró una distancia de 90 cms.

Para la determinación de las características geométricas del desarenador, se basan en las condiciones de funcionamiento y así, para determinar dichas características consideramos fundamentalmente, dos formas de operación del canal, como a continuación se indican:

1ra. Condición.- Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.

Para ésta primera condición el canal desarenador deberá de funcionar como un tanque de sedimentación, por lo que en general la velocidad máxima recomendada será de 0.60 m/seg., además se especifica que el ancho mínimo del desarenador sea de 2.00 mts.

2da. Condición.- Cuando los azolves se hayan acumulado frente a la toma, la compuerta de ésta deberá cerrarse, abrirse la del desarenador para establecer un escurrimiento, cuyo principal fin es el de desalojar los materiales acumulados. Para lograr lo anterior es fundamental que el flujo que se establezca sea con régimen rápido y con velocidad suficiente de arrastre, pero que esta velocidad no sea tan alta, para no ocasionar erosión a lo largo del canal o socavaciones al pie de la descarga.

El análisis se reduce a calcular la pendiente adecuada y a verificar las velocidades del escurrimiento.

Algunos investigadores han encontrado que las velocidades capaces de arrastrar los materiales depositados sin producir erosión en la estructura que forma el canal desarenador, están comprendidas entre 4.5 m/seg.

De acuerdo a las consideraciones anteriores se diseñará el canal desarenador:

Datos:

Gasto normal de la obra de toma -----	$Q = 1.15 \text{ m}^3 / \text{seg.}$
Elevación del piso del canal desarenador -----	1204.50 m
Elevación de la cresta vertedora -----	1207.00 m
Elevación del umbral de la toma -----	1205.40 m
Coefficiente de rugosidad -----	$n = 0.015$
Se supone un ancho del canal desarenador igual a b =	2.00 m.

Como:

$$Q = A.V$$

Entonces:

$$A = Q/V$$

Siendo:

A = Area necesaria para que circule el gasto normal de derivación con una velocidad tal, para que se logre producir la sedimentación.

$$Q = 1.15 \text{ m}^3 / \text{seg.} \quad \text{Y} \quad V = 0.50 \text{ m} / \text{seg.}$$

Substituyendo valores:

$$A = 1.15 / 0.5 = 2.30 \text{ m}^2$$

Pero si:

$$A = b \cdot d \quad \text{entonces} \quad b = A / d$$

Siendo:

d = Elev. cresta vertedora - elev. umbral de la toma

$$d = 1207.00 - 1205.40 = 1.60 \text{ m.}$$

(La distancia que hay por abajo de la elevación del umbral de la toma, se considera ocupada por azolves).

Por lo tanto:

$$b = 2.30 / 1.60 = 1.43 \text{ m.}$$

Por lo que se adoptará el ancho supuesto de  $b = 2.0 \text{ m.}$  ya que es el mínimo recomendado.

La altura de la compuerta es:

Elev. cresta vertedora - elev. piso del desarenador.

$$1207.00 - 1204.50 = 2.50 \text{ m.}$$

Por lo que se adopta una compuerta radial tipo, de  $2.00 \text{ m.}$  de ancho por  $2.50 \text{ m.}$  de altura.

Cálculo de la pendiente, para que con la compuerta radial abierta se produzca un régimen rápido, con velocidad comprendida entre  $1.50$  y  $4.00 \text{ m/seg.}$

Primero calculamos la pendiente para el caso más desfavorable, que es cuando está pasando el gasto normal de derivación con una velocidad mínima para producir arrastre;  $V = 1.80 \text{ m/seg.}$

Para sección rectangular tenemos:

$$Q = V.A$$

$$b Q = V.b.d$$

De donde:

$$d = Q / V.b = 1.15 / 1.80 \times 2 = 0.32$$

Entonces:

$$A = 2.00 \times 0.32 = 0.64 \text{ m}^2$$

$$p = 2.00 + 2 \times 0.32 = 2.64 \text{ m.}$$

$$R = (0.64 / 2.64)^{2/3} = 0.388 \text{ m.}$$

Cálculo de la pendiente con la fórmula de Manning.

$$S = (V_n / R)^{2/3} = (1.30 \times 0.015 / 0.388)^2 = 0.0048 \approx 0.005$$

Por lo que:

$$S = 0.005$$

Con esta pendiente, se verifica la velocidad para el caso más desfavorable, que es cuando está pasando un gasto mayor al normal de derivación. El mayor gasto que puede pasar cuando se tiene un tirante igual al de la altura de la compuerta radial,  $d = 2.50 \text{ m.}$

Con  $d = 2.50 \text{ m.}$  tenemos:

$$A = 2.50 \times 2.00 = 5.00 \text{ m}^2$$

$$P = 2.00 + 5.00 = 7.00 \text{ m.}$$

$$R = (5.00 / 7.00)^{2/3} = 0.799$$

Calculando la velocidad con la fórmula de Manning.

$$V = 1/n \cdot S^{1/2} \cdot R^{2/3}$$

$$V = 1/0.015 \times 0.005^{0.5} \times 0.799 = 3.76 \text{ m./seg.}$$

Como  $V = 3.76 \text{ m./seg.}$ , está entre  $1.50 \text{ m./seg.}$  y  $4.00 \text{ m./seg.}$ , por lo que si se acepta el valor de la pendiente  $S = 0.005$ .

Para comprobar que se produzca el régimen rápido o supercrítico se deberá de cumplir que:

$$S > S_c$$

Cálculo del tirante crítico, para sección rectangular:

$$Y_c = \sqrt[3]{(q/2) / g} = \sqrt[3]{(1.15 / 2) / 9.81} = 0.32 \text{ m.}$$

$$A_c = 2 \times 0.32 = 0.64 \text{ m.}$$

$$P_c = 2 + 0.64 = 2.64 \text{ m.}$$

$$R = (0.64 / 2.64)^{2/3} = 0.388$$

$$V_c = Q / A_c = 1.15 / 0.64 = 1.79 \text{ m./seg.}$$

$$S_c = (V_c / R)^{2/3} = (1.79 \times 0.015 / 0.388)^2 = 0.004$$

Como  $0.005 > 0.004$  si se tiene régimen supercrítico.

## CAPITULO IV

## CALCULOS ESTRUCTURALES

## IV.1.- CALCULO ESTRUCTURAL DE LA CORTINA.

El cálculo estructural de la cortina de una presa derivadora, se reduce al análisis de estabilidad, cumpliendo ciertos requisitos de seguridad.

Este análisis de estabilidad de la cortina se concreta al cálculo de un muro de contención considerándose las siguientes fuerzas que actúan sobre éste, ver figura N° 13.

- Presión hidrostática.
- Peso propio.
- Subpresión.
- Empuje de tierra o sedimentos y azolve.

Como la mayoría de las cortinas de las presas de derivación tienen poca altura y poco peso, se desprecian las fuerzas tales como:

Fuerzas debidas a sismo, viento, choque de olas, choque de cuerpos flotantes, etc.

Las condiciones de estabilidad son:

- A.- Volteamiento.
- B.- Deslizamiento ( fricción cortante ).
- C.- Aplastamiento ( esfuerzo en los materiales ).

Revisión de las condiciones anteriores:

- A.- Volteamiento.

Para garantizar que la estructura sea resistente al volteamiento se debe cumplir que:

$$EM \text{ resist. } / EM \text{ act. } \geq 1.5$$

Siendo:

EM resist. = Suma de los momentos resistentes al volteamiento, con respecto al punto ( 12 ), ver figura N° 13.

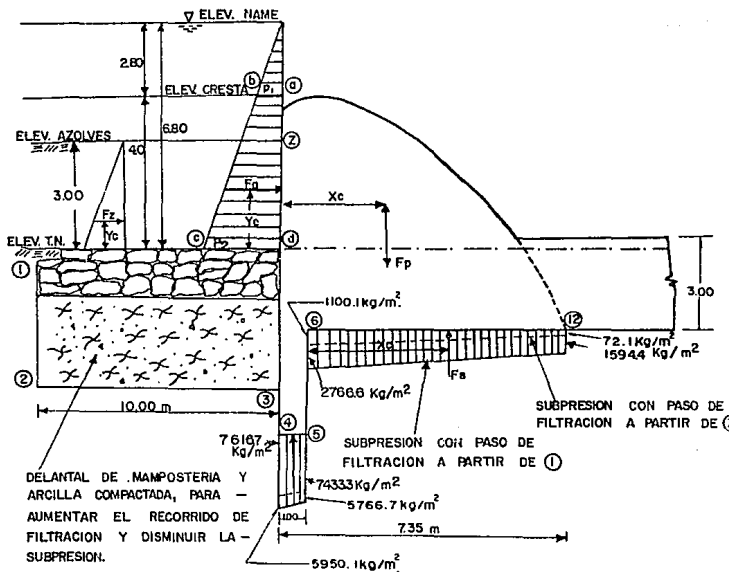


FIG. N.º 13.-FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LA CORTINA

Según el criterio de signos  $\curvearrowright +$   $\curvearrowleft -$ , los momentos resistentes tendrán signo ( - ); el punto ( 12 ) es por el cual la cortina tiende a girar.

EM act. = Suma de los momentos actuantes, o los que provocan el volteamiento, estos momentos actuantes tendrán signo ( + ).

1.5 = Coeficiente de seguridad contra el volteamiento.

Cálculo de todas las fuerzas que actúan sobre la cortina, así como su momento con respecto al punto ( 12 ) se analizará por un metro de ancho y se considerará el caso más desfavorable, que es cuando la presa está derramando el gasto máximo de diseño y nivel máximo de azolves.

Fuerza debida al agua; aguas arriba de la cortina (  $F_a$  ).

El diagrama de presiones será el formado por los vértices a - b - c - d, cuyo valor del empuje es:

$$F_a = ( P_1 + P_2 ) / 2 \cdot h$$

Siendo:

$$P_1 = 2.80 \text{ } \Gamma = 2.80 \times 1000 = 2800 \text{ kg. / m}^2$$

$$P_2 = 6.80 \text{ } \Gamma = 6.80 \times 1000 = 6800 \text{ kg. / m}^2$$

$$F_a = ( 2800 + 6800 ) / 2 \times 4.00 = 19200 \text{ kg.}$$

Aplicando en el centroide del diagrama trapecial, es decir:

$$Y_c = h / 3 ( 2P_1 + P_2 / P_1 + P_2 )$$

$$Y_c = 4.00 / 3 ( 2 \times 2800 + 6800 / 2800 + 6800 ) = 1.72 \text{ m.}$$

Calculando el momento de la fuerza; (  $F_a$  ) con respecto al punto (12), tenemos la convención de signos  $\curvearrowright +$   $\curvearrowleft -$ :

$$M_{fa} = 19200 \times ( 1.72 + 3.00 ) = 90624 \text{ kg-m}$$

Fuerza debida al peso propio de la cortina; (  $F_p$  ).

El área de la sección de la cortina así como las coordenadas de su centroide se determinaron en forma gráfica:

$$A = 39.80 \text{ m}^2$$

$$X_c = 2.55 \text{ m.}$$

$$Y_c = 2.50 \text{ m.}$$

Como se fabricará de mampostería de piedra, el peso volumétrico de éste es  $\gamma_m = 2400 \text{ kg/m}^3$ .

$$F_p = A \gamma_m = 39.80 \times 2400 \text{ kg/m} = 95520 \text{ kg.}$$

Calculando el momento de ésta fuerza con respecto al punto ( 12 ).

$$M_{fp} = 95520 ( 7.35 - 2.55 ) = - 458496 \text{ kg.}$$

Fuerza debida a la subpresión; (  $F_s$  ).

Se tienen dos casos:

Caso a.- Con recorrido de filtración a partir del punto ( 1 ), como se puede observar en la figura N<sup>o</sup> 13, cuyo valor del empuje es aproximadamente:

Fuerza del diagrama abajo de la cortina:

$$F_{s1} = ( P_1 + P_2 / 2 ) h$$

$$F_{s1} = ( 1594.4 + 2766.6 / 2 ) 6.35 = 13846.2 \text{ kg.}$$

Aplicando en su centroide.

$$X_c = h / 3 ( 2P_1 + P_2 / P_1 + P_2 )$$

$$X_c = 6.35 / 3 ( 2 \times 1594.4 + 2766.6 / 1594.4 + 2766.6 ) = 2.89 \text{ m.}$$

Fuerza del diagrama abajo del dentellón :

$$F_{s2} = ( P_1 + P_2 / 2 ) h$$

$$F_{s2} = ( 7433.3 + 7616.6 / 2 ) 1.00 = 7525 \text{ kg.}$$

Aplicando en su centroide:

$$X_c = h / 3 ( 2P_1 + P_2 / P_1 + P_2 )$$

$$X_c = 1/3 ( 2 \times 7433.3 + 7616.6 / 7433.3 + 7616.6 ) = 0.50 \text{ m}$$

Cálculo del momento de la fuerza (  $F_s$  ) con respecto al punto ( 12 )

momento de la fuerza (  $F_s$  ).

$$M_{Fs1} = 13846.2 ( 6.35 - 2.89 ) = 47907.8 \text{ kg-m.}$$



momento de la fuerza (  $F_s$  ).

$$M_{Fs} = 7525 ( 7.35 - 0.50 ) = 51546.2 \text{ Kg-m.}$$

Momento total debido a la fuerza de subpresión.

$$M_{Fs} = 47907.8 + 51546.2 = 99454.0 \text{ Kg-m.}$$

Caso b).- Con recorrido de filtración a partir del punto ( z ), marcado con línea punteada en la figura No 13, cuyo valor aproximado del empuje es:

Fuerza del diagrama abajo de la cortina.

$$F_s = ( - 72.1 + 1100.1 ) / 2 \times 6.35 = 3263.9 \text{ Kg.}$$

Aplicando en su centroide.

$$X_c = 6.35 / 3 ( 2 \times - 72.1 + 1100.1 / - 72.1 + 1100.1 ) = 1.97 \text{ m.}$$

Fuerza del diagrama abajo del dentellón :

$$F_s = ( 5766.7 + 5950.1 / 2 ) 1.00 = 5858.4 \text{ Kg.}$$

Aplicando en su centroide:

$$X_c = 1 / 3 ( 2 \times 5766.7 + 5950.1 / 5766.7 + 5950.1 ) = 0.50 \text{ m.}$$

Cálculo del momento de la fuerza (  $F_s$  ) con respecto al punto ( 12 ).

Momento de la fuerza (  $F_s$  ).

$$M_{Fs} = 3263.9 ( 6.35 - 1.97 ) = 14295.9 \text{ Kg-m.}$$

Momento de la fuerza (  $F_s$  ).

$$M_{Fs} = 5858.4 ( 7.35 - 0.5 ) = 40130.0 \text{ Kg-m.}$$

Momento total debido a la fuerza de subpresión.

$$M_{Fs} = 14295.1 + 40130.0 = 54425.1 \text{ Kg-m.}$$

Fuerza debido al empuje de azolves, (  $F_z$  ).

Se considera que los azolves alcanzan un 75 % de la altura total de la cortina, esto es:

$$0.75 \times 4.00 = 3.00 \text{ m.}$$

El empuje de estos azolves se determinan en forma muy aproximada empleando la fórmula de Rankine.

$$F_z = \frac{1}{2} \Gamma h^2 \left( 1 - \frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) \quad \text{ó bien}$$

$$F_z = \frac{1}{2} \Gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

Siendo:

$F_z$  = Empuje activo de azolves, en kg.

$h$  = Espesor de azolves, en m.

$\phi$  = Angulo de fricción interna, es el formado con la horizontal y el talud natural del azolve, generalmente para grava y arena  $\phi \approx 34^\circ$  aproximadamente .

$\Gamma$  = Peso volumétrico del material sumergido en agua, en  $\text{kg} / \text{m}^3$ .

Siendo éste:

$$\Gamma = \Gamma' - \Gamma_w (1 - k)$$

Donde:

$\Gamma'$  = Peso volumétrico del azolve seco, en  $\text{kg}/\text{m}^3$ , el Bureau Reclamation de E.U. propone que sea  $\Gamma' = 1360 \text{ kg} / \text{m}^3$ . para efectos del cálculo de presión que produce la arena y grava.

$\Gamma_w$  = Peso volumétrico del agua =  $1000 \text{ kg} / \text{m}^3$ .

$k$  = Por ciento de vacíos en el material, comunmente se adopta  $k = 0.30$ .

Sustituyendo valores tenemos:

$$F_z = \frac{1}{2} \left( \Gamma' - \Gamma_w (1 - k) \right) h^2 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$F_z = \frac{1}{2} \left( 1360 - 1000 (1 - 0.30) \right) 3.0^2 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{34^\circ}{2} \right)$$

$$F_z = 320.6 \text{ kg.}$$

Aplicando en el centroide del diagrama triangular, es decir:

$$X_c = h / 3 = 3.00 / 3 = 1.00 \text{ m.}$$

Cálculo del momento de la fuerza  $F_z$  con respecto al punto ( 12 ).

$$MFz = 320.6 ( 1.00 + 3.00 ) = 1282.4 \text{ kg-m.}$$

Cálculo del factor de seguridad contra volteamiento:

Caso a).- Cuando la presa no está azolvada, el empuje de tierra no existe, también el momento debido a la fuerza de subpresión es producido con recorrido de filtración a partir del punto ( 1 ).

Por lo que tenemos que:

$$EM \text{ resist.} / EM \text{ act.} \geq 1.5$$

$$MFp / ( MFa + MFs ) \geq 1.5$$

$$438496 / ( 90624 + 99454 ) = 2.41 \quad y$$

como  $2.41 \geq 1.5$  Bien.

Caso b).- Cuando la presa está azolvada, si hay empuje de tierra y el momento debido a la fuerza de subpresión con recorrido de filtración a partir del punto ( z ).

Por lo que tenemos que:

$$MFp / MFa + MFs + MFz \geq 1.5$$

$$458496 / 90624 + 54425.1 + 1282.4 = 3.13$$

Como  $3.13 \geq 1.5$  Bien

### B.- Deslizamiento ( Fricción cortante )

Se evitará la falla por deslizamiento cuando se cumpla que:

$$EF. H. / EF. V. < \mu$$

Siendo:

$\mu$  = Coeficiente de fricción de los materiales en contacto.

El Bureau Of Reclamación de E. U. propone los siguientes valores con un amplio margen de seguridad para el concreto contra los siguientes materiales de cimentación:

M A T E R I A L	C O E F I C I E N T E D E F R I C C I O N
Roca sana con superficie limpia e irregular.....	0.8
Roca con algunas fisuras y laminaciones.....	0.7
Grava y arena gruesa.....	0.4
Arena.....	0.3

Arcilla.....0.3

Limos..... Hacer prueba

Para nuestro proyecto  $\mu = 0.3$  ya que el suelo de cimentación es arcilloso.

Por lo que se tiene, para el caso más desfavorable:

$$\Sigma F. H. / \Sigma F. V. = 19200 + 1282.4 / 95520 - 21371.2 = 0.27$$

Como  $0.27 < 0.3$  Bien.

En la práctica se acostumbra decir que la estructura es segura contra el deslizamiento o fricción cortante, cumpliéndose la siguiente expresión:

$$\Sigma F. V. / \Sigma F. H. > 2.5 \text{ sustituyendo valores}$$

$$\Sigma F. V. / \Sigma F. H. = 95520 - 21371.2 / 19200 + 1282.4 = 3.62$$

Como  $3.62 > 2.5$  Bien.

C.- Aplastamiento ( Esfuerzos en los materiales ).

La falla de los materiales de la cortina, como el suelo de cimentación, se presenta cuando los esfuerzos a que estén trabajando, sean mayores que los esfuerzos admisibles de especificación.

Por lo tanto, esta falla se evitará verificando que en cualquier sección de la estructura, se tengan esfuerzos menores que los permisibles. Particularmente, en el plano de desplante de la estructura, se deberán tener esfuerzos de compresión únicamente ya que el terreno no admite tensiones. Esto se consigue haciendo que la resultante de las cargas pase por el tercio medio de la base de cimentación.

El criterio para calcular los esfuerzos en la cimentación es el siguiente:

Cuando la resultante pasa exactamente a la mitad de la base, la excentricidad valdrá  $e = 0$ , la presión está distribuida uniformemente sobre la base y la cortina tiende a asentarse de igual manera, los esfuerzos en el borde interior como en el exterior valdrá igual y se podrán calcular con la fórmula:

$$f_1 = f_2 = P / A$$

Cuando la resultante pasa dentro del tercio medio pero a una distancia  $e < d / 6$  la presión no está distribuida uniformemente en el terreno y los esfuerzos " f " mínimos y máximos se podrán calcular con las fórmulas:

$$f_1 = P / A ( 1 - 6e / d )$$

$$f_2 = P / A ( 1 + 6e / d )$$

Quando la resultante interseca a la base en el borde del tercio medio, esto es, cuando  $e = d / 6$ , los esfuerzos en ambos bordes valdrán:

$$f_1 = 0$$

$$f_2 = 2 P / A$$

Quando la resultante pasa fuera del tercio medio de la base, esto es cuando  $e > d / 6$ , sólo una parte está sometida a esfuerzo de tensión, cuando se presenta este caso es necesario cuantificar el esfuerzo de compresión y compararlo con el esfuerzo permisible, en el caso de excederlo, se modificará, la sección y se revisará nuevamente.

Para este caso el esfuerzo se podrá calcular con la siguiente fórmula:

$$f_2 = 2 ( P / 3 y b ) ( \text{esfuerzo máximo de compresión} ).$$

Con las consideraciones anteriores, para nuestro proyecto tenemos:

Según la figura No 14, la resultante de las cargas que actúan sobre la cortina si pasa por el tercio medio de la base de la cimentación; calculando los esfuerzos en ambos bordes nos da:

$$f_1 = P / A ( 1 - 6e / d ) \text{ esfuerzo máximo}$$

$$P = 74149$$

$$d = 7.35$$

$$A = 7.35 \times 1 = 7.35 \text{ m.}^2$$

$$e = 0.40 \text{ m.}$$

$$f_1 = 74149 / 7.35 ( 1 - 6 * 0.40 / 7.35 ) = - 6794 \text{ kg / m.}^2$$

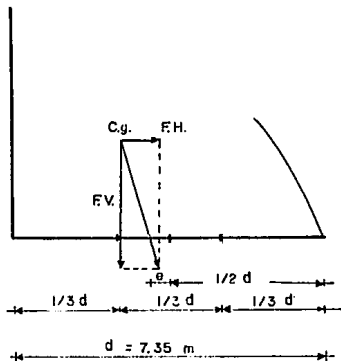
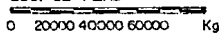
$$f_1 = - 0.6794 \text{ kg / cm.}^2$$

$$f_2 = 74149 / 7.35 ( 1 + 6 * 0.40 / 7.35 ) = 13382 \text{ kg / m.}^2$$

ESC. GRAFICA



ESC. DE FZAS



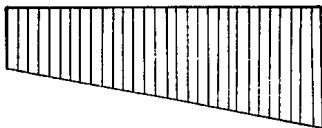
$$FV = 74149 \text{ Kg.}$$

$$FH = 20482 \text{ Kg.}$$

$$e = 0.40 \text{ m.}$$

$$R = 76925 \text{ Kg.}$$

$$f_1 = 0.67 \text{ Kg/cm}^2$$



$$f_2 = 1.32 \text{ Kg/cm}^2$$

FIG. 14.- ESFUERZOS EN LA CIMENTACION DE LA CORTINA

$$f_2 = 1.338 \text{ kg} / \text{cm.}^2$$

Si consideramos que para este tipo de suelo (arcilla blanda a dura) tiene una fatiga máxima admisible de  $2.50 \text{ kg} / \text{cm.}^2$  tenemos que:

$$1.33 \text{ kg} / \text{cm.}^2 < 2.50 \text{ kg} / \text{cm.}^2 \quad \text{Bien.}$$

#### IV.2.- Cálculo Estructural de la Obra de Toma.

Este cálculo se reduce principalmente al diseño del conducto de la bocatoma utilizando concreto armado.

Se determinarán los empujes que actúan en el conducto para el caso más desfavorable, que cuando se tiene la condición de "ducto vacío" como se muestra en la figura N<sup>o</sup> 15.

Se analizará por un metro de ancho de conducto.

Carga sobre el lecho inferior de la losa superior:

$$W_1 = W_{\text{mat.}} + W_{\text{losa.}}$$

$$W_{\text{mat.}} = ( 4.535 \times 1 \times 1 \times 1800 ) / 1 = 8163 \text{ kg} / \text{m.}$$

$$W_{\text{losa}} = ( 0.15 \times 1 \times 1 \times 2400 ) / 1 = 360 \text{ kg} / \text{m.}$$

$$W_1 = 8163 + 360 = 8523 \text{ kg} / \text{m.}$$

Carga sobre el lecho superior de la losa inferior:

$$W_2 = W_t - W_{\text{ducto.}}$$

$$W_{\text{ducto}} = ( 1.215^2 \times 1 - ( 0.915^2 - 0.02 ) \times 1 ) 2400 = 1582 \text{ kg.}$$

$W_t = W_{\text{mat.}} + W_{\text{ducto}} / \text{Ancho del ducto; substituyendo valores:}$

$$W_t = 8163 + 1582 / 1.065 = 9150 \text{ kg} / \text{m.}$$

$$W_2 = 9150 \text{ Kg/m.}$$

Carga sobre las paredes laterales del ducto:

Con la fórmula modificada de Rankine:

$$W_3 = \Gamma \cdot m \cdot H \cdot C$$

ELEV. 1211.00 (CORONA DEL BORDO)

ARCILLA COMPACTADA  
 $\rho = 1800 \text{ Kg/m}^3$

4.535 m

575

DUCTO CUADRADO  
ESPESOR DE LOSA = 0.15m  
CARTELES 0.10 x 0.10 m

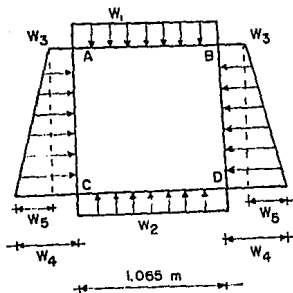
ELEV. 1206.315

0.915 m

1.065 m

ELEV. 1206.40

1.215 m



$W_1 = 8523 \text{ Kg/m}$   
 $W_2 = 9150 \text{ ''}$   
 $W_3 = 3184 \text{ ''}$   
 $W_4 = 5118 \text{ ''}$   
 $W_5 = 1934 \text{ ''}$

FIG. 15.- FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL CONDUCTO VACIO, DE LA OBRA DE TOMA.



Siendo C = Coeficiente que depende del talud de reposo del material, como se muestra en la tabla N<sup>o</sup> 1.

Tabla N<sup>o</sup> 1.- Valores de " C " de la fórmula de Rankine.

Talud de reposo del material	" C "
2 : 1 .....	0.191
1.5 : 1 .....	0.143
1 : 1 .....	0.086
0.5 : 1 .....	0.028

Para nuestro proyecto:

C = 0,086 ( Considerado para arcilla compactada ) .

Por lo tanto tenemos que:

$$W_3 = 1800 \times 4.535 \times 0.086 = 3184 \text{ kg / m.}$$

$$W_4 = 1800 \times 5.75 \times 0.086 = 5118 \text{ kg / m.}$$

$$W_5 = W_4 - W_3 \text{ Por lo que}$$

$$W_5 = 5118 - 3184 = 1934 \text{ kg / m.}$$

Con los empujes hallados anteriormente, se analizará estructuralmente la sección del ducto utilizando el método de Cross.

Cálculo de los momentos de empotramiento perfectos:

BARRA AB.

Momento de AB.

$$M_e = W_1 L^2 / 12 = 8523 \times 1.065^2 / 12 = 806 \text{ kg-m.}$$

BARRA BA.

$$M_e = W_1 L^2 / 12 = - 806 \text{ kg-m.}$$

BARRA CD.

$$M_e = W_2 L^2 / 12 = -9150 \times 1.065^2 / 12 = -865 \text{ kg-m.}$$

Momento de DC.

$$M_e = W L^2 / 12 = 865 \text{ kg-m.}$$

BARRA BD

Momento BD.

$$M_e = W L^2 / 12 + W L^2 / 30$$

$$M_e = 3184 \times 1.065^2 / 12 + 1934 \times 1.065^2 / 30 = 374 \text{ kg-m}$$

Momento DB

$$M_e = -W L^2 / 12 + W L^2 / 20$$

$$M_e = -3184 \times 1.065^2 / 12 + 1934 \times 1.065^2 / 20 = -411 \text{ kg-m}$$

BARRA AC, igual a la BARRA BD

Momento AC

$$M_e = -374 \text{ kg-m.}$$

Momento CA

$$M_e = 411 \text{ kg-m}$$

Cálculo de Rigideces.

$$K_{AB} = K_{AC} = K_{BD} = K_{CD} = 4EI / L = 4EI / 1.065 = 3.756 EI$$

Cálculo del Factor de Distribución:

$$FD_{AB} = FD_{BA} = FD_{BD} = FD_{DB} = FD_{AC} = FD_{CA} = FD_{CD} = FD_{DC} = k_{ik} / \sum k_{ik}$$

$$FD = 3.756 EI / ( 3.756 + 3.756 ) EI = 0.5$$

La comprobación es que la suma de los factores de distribución en cada nudo sea igual a la unidad, en nuestro caso si se cumple.

Cálculo de los momentos en cada nudo.

Como se muestra en la figura No 16.

Cálculo de los momentos flexionantes máximos positivos, fuerzas cortantes y puntos de inflexión de cada elemento:

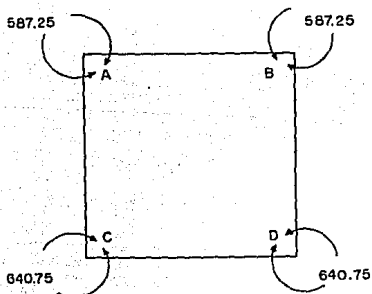
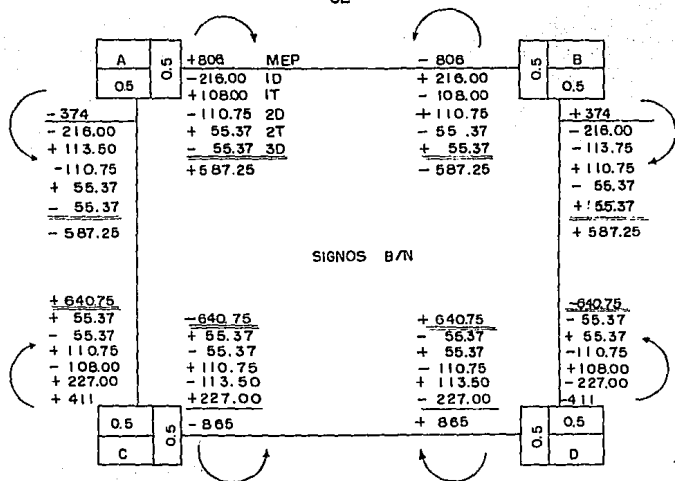
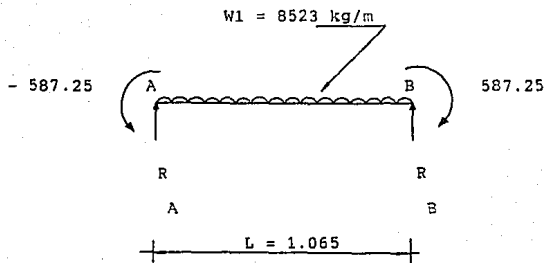


FIG. 16.- CALCULO DE LOS MOMENTOS QUE ACTUAN EN LOS NUDOS DE LA SECCION DEL DUCTO

BARRA AB.



Cortantes:

Cortante para carga ( cortante isostática ).

$$R_A = R_B = W_1 L / 2 = 8523 \times 1.065 / 2 = 4538 \text{ kg.}$$

Cortante por momento ( cortante hiperestático ).

Cortante hiperestático = 0 ( para momentos de igual valor ).

Por lo tanto.

Cortantes totales:

$$R_A = 4538 \text{ kg.}$$

$$R_B = 4538 \text{ kg.}$$

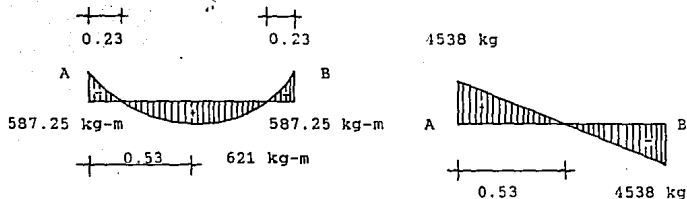
Momento máximo positivo: ( al centro del claro ).

$$M ( 0.53 ) = - 587.25 + 4538 \times 0.53 - 8523 \times 0.53^2 / 2 = + 621 \text{ kg-m}$$

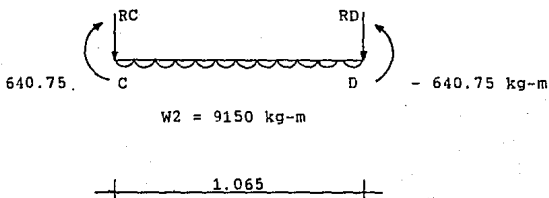
Puntos de inflexión:

$$P = 0.2112 L = 0.2112 \times 1.065 = 0.23 \text{ m.}$$

Gráficamente tenemos :



BARRA CD.



Cortantes:

Cortantes para carga (cortantes isostáticos).

$$RC = RD = W2L / 2 = 9150 \times 1.065 / 2 = 4872 \text{ kg.}$$

Cortante hiperestático = 0

Por lo tanto:

Cortantes totales:

$$RC = 4872 \text{ kg.}$$

$$RD = 4872 \text{ kg.}$$

Momento máximo positivo: (al centro del claro).

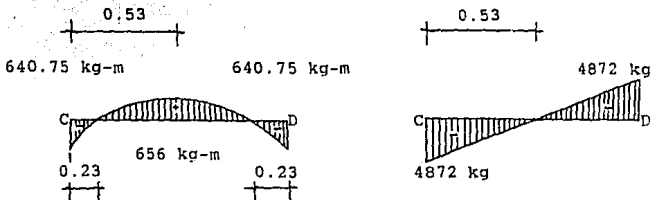
$$M (0.53) = -640.75 + 4872 \times 0.53 - 9150 \times 0.53^2 / 2 = +656 \text{ kg-m}$$

Puntos de inflexión:

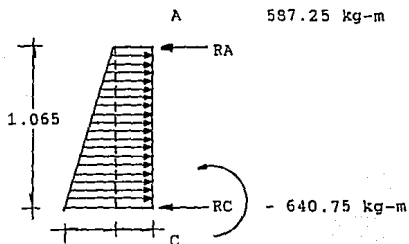
$$P = 0.2113 L = 0.2113 \times 1.065 = 0.23 \text{ m.}$$

1

Gráficamente tenemos:



BARRA AC



$$W5 = 1924 \text{ kg.}$$

$$W3 = 3184 \text{ kg.}$$

Cortantes:

Cortantes por carga ( cortantes isostáticos ).

$$RA = W3L / 2 + W5L / 6 = 3184 \times 1.065 / 2 + 1934 \times 1.065 / 6 = 2039 \text{ kg-m}$$

$$RC = W3L / 2 + W5L / 3 = 3184 \times 1.065 / 2 + 1934 \times 1.065 / 3 = 2382 \text{ kg-m}$$

Cortantes por momento ( cortantes hiperestáticos ).

$$RA = 640.75 - 587.25 / 1.065 = 50 \text{ kg.}$$

$$RB = 640.75 - 587.25 / 1.065 = 50 \text{ kg.}$$

Cortantes totales:

$$RA = - 2039 + 50 = 1989 \text{ kg.}$$

$$RC = - 2382 - 50 = 2432 \text{ kg.}$$

Momento máximo positivo: ( donde el cortante sea cero ).

Planteamiento general de la ecuación de momento:

$$Mx = - RA \cdot x + W3 \frac{x^2}{2} + W5 \frac{x^2}{2L} \cdot \frac{x}{3} + MA$$

Simplificando tenemos:

$$Mx = RA \cdot x + W3 \frac{x^2}{2} + W5 \frac{x^2}{6L} + MA$$

Derivando la ecuación de momento, obtenemos la ecuación de cortantes:

$$dMx / dx = Vx = - RA + W3 x + 3 W5 \frac{x^2}{6L} = 0$$

Simplificando y ordenando términos:

$$W5 \frac{x^2}{2} + 2 W3 Lx - 2 L RA = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado, obtendremos la distancia donde el cortante vale cero.

$$x = - 2W3L \pm \sqrt{( 2 W3L )^2 + ( 4 W5 ) ( 2L RA )} / 2 W5$$

Substituyendo valores:

$$x = -2*3184*1.065 \pm \sqrt{(2*3184*1.065)^2 + 4*(1934)(2*1.065*1989)} / 2*1934$$

$$x_1 = 0.54 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.05 \text{ m.}$$

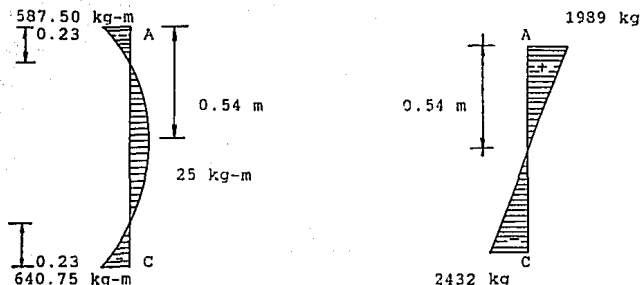
El valor correcto es:

$$x = 0.54 \text{ m.}$$

Por lo tanto, el momento máximo positivo será a una distancia  $x = 0.54 \text{ m.}$ ; por lo que substituyendo en la ecuación general del momento hallado anteriormente, tendremos:

$$M(0.54) = -1989 \times 0.54 + 3184(0.54/2) + (1934 \times 0.54/6 \times 1.065) + 587.25 = 25 \text{ kg-m}$$

Gráficamente tenemos:



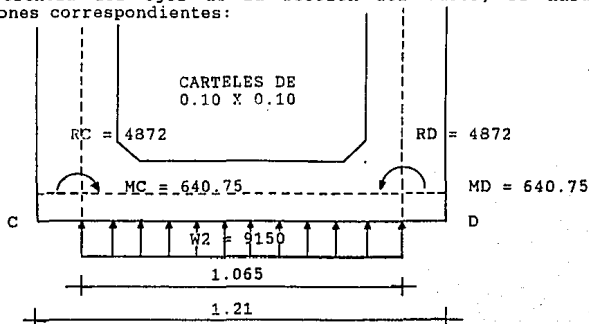
#### BARRA BD

Para esta barra se obtiene los mismos resultados que los de la barra AC, ya que se tienen las mismas condiciones en ambos casos.

En la figura No 17, se muestra el resumen final de los esfuerzos a que está sometida la sección del ducto de la obra de toma.

El diseño del ducto se hará tomando las características de la barra más crítica, resultando ser en éste caso la barra CD.

Como los esfuerzos ( de flexión y cortante ) fueron hallados tomando como referencia los ejes de la sección del ducto, se harán las correcciones correspondientes:





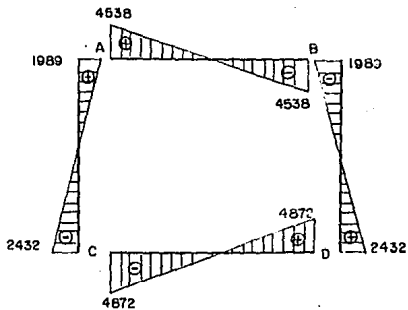
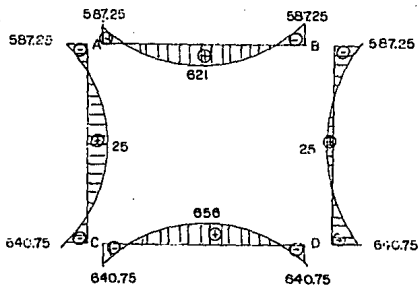


FIG. 17.- DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE Y FZA. CORTANTE DE LA SECCION DEL DUCTO.

Se realizará la corrección solo en el nudo " C " ya que ambos tienen los mismos valores.

Corrección del momento.

Se hallará el momento al paño, ya que aquí es donde actuará ocasionando el efecto más desfavorable.

$$M_{cp} = + M_c - R_c \cdot x + W_2 \cdot x^2 / 2$$

$$M_{cp} = + 640.75 - 4872 \times 0.075 + 9150 \times 0.075^2 / 2 = 301 \text{ kg-m.}$$

Por lo tanto, el momento corregido :  $M_{cp} = 301 \text{ kg-m.}$

Corrección del cortante

Se hallará el cortante al cartel, ya que aquí es donde empezará a actuar con su efecto más desfavorable.

$$V_{cc} = + R_c - W_2 \cdot x$$

$$V_{cc} = 4872 - 9150 \times 0.175 = 3271 \text{ kg.}$$

Por lo tanto el cortante :  $V_{cc} = 3271 \text{ kg.}$

Diseño del conducto ( Teoría plástica )

Datos:

Momento máximo positivo = 656 kg-m

Momento máximo negativo = 301 kg-m

Fuerza cortante máxima = 3271 kg.

$$f'c = 210 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$F. C. = 1.4$$

$$F. R. = 0.9$$

$$d = 13 \text{ cms.}$$

$$r = 2 \text{ cms.}$$

$$b = 100 \text{ cms.}$$

Según especificaciones del reglamento del D. F.

$$f_c^* = 210 \times 0.8 = 168 \text{ kg / cm}^2$$

$$f'' = 168 \times 0.85 = 143 \text{ kg / cm}^2$$

$$Mu ( \mu ) = 656 \times 1.4 = 918 \text{ kg-m}$$

$$M_u ( - ) = 301 \times 1.4 = 421 \text{ kg-m}$$

$$V_u = 3271 \times 1.4 = 4579 \text{ kg.}$$

Diseño de acero para momento negativo ( parrilla exterior ).

De la fórmula general de flexión simple:

$$M_u / b d^2 f''c F. R. = W ( 1 - 0.5 W )$$

Tenemos que:

$$30100 / 100 \times 13^2 \times 143 \times 0.9 = W - 0.5 W^2$$

$$0.014 = W - 0.5 W^2$$

$$0.5 W^2 - W + 0.014 = 0$$

Hallando el porcentaje de refuerzo total ( W ):

$$W = - 1 \pm \sqrt{ ( - 1 )^2 - 4 ( 0.5 ) ( 0.014 ) } / 2 ( 0.5 ) = 0.014$$

$$W = 0.014$$

Cálculo del porcentaje de refuerzo longitudinal ( Pd ):

$$P_d = W f''c / f_g$$

$$P_d = 0.014 ( 143 / 4200 ) = 0.00047$$

Cálculo del porcentaje de refuerzo longitudinal mínimo:

$$P_{min.} = 0.7 ( \sqrt{f''c} ) / f_y = 0.7 ( \sqrt{168} ) / 4200 = 0.002$$

Como el  $P_d < P_{min.}$ ; se diseñará con el  $P_{min.}$

Revisión del tipo de sección; para que sea sub-reforzada debe cumplirse que:

$$W_d < W_b$$

$$W_d = P_{min.} f_y / f''c = 0.002 * 4200 / 143 = 0.059$$

$$W_b = 4800 / 6000 + f_y = 4800 / ( 6000 + 4200 ) = 0.47$$

Como  $W_d < W_b$ ; si es sección sub-reforzada: Bien, ya que se tendría una falla de tipo dúctil.

Con  $W_d = 0.059$ , calcularemos el peralte necesario ( d ) y comprobar si el propuesto es el correcto.

De la fórmula de flexión simple tenemos que:

$$d = \sqrt{ M_u / b f''c F. R. W ( 1 - 0.5 W ) }$$

$$d = \sqrt{30100 / 100 \times 143 \times 0.9 \times 0.059 (1 - 0.5 \times 0.059)}$$

$$d = 6.40 \text{ cms.}$$

Como se propuso un  $d = 13 \text{ cms.}$  ; si es correcto éste.

$$A_s = P_{\min.} A_c = 0.002 \times 100 \times 13 = 2.6 \text{ cm}^2$$

Ø3/8" equivalente a colocar Ø3/8" a cada 25 cms.

Cálculo del acero por temperatura, que se colocará ortogonalmente con relación al esfuerzo principal.

$$A_{st} = K A_c$$

$$\text{Siendo } K = 0,002 \text{ ( para acero con } f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2 \text{ )}$$

$$A_{st} = 0.002 \times 100 \times 13 = 2.6 \text{ cm}^2$$

Ø3/8" equivalente a colocar Ø3/8" a cada 25 cms.

Diseño de acero para momento positivo ( parrilla interior ).

$$\mu / b d f''c F. R. = W - 0.5 W^2$$

$$91800 / 100 \times 13^2 \times 143 \times 0.9 = W - 0.5 W^2$$

$$0.0422 = W - 0.5 W^2$$

$$0.5 W^2 - W + 0.0422 = 0$$

Resolviendo tenemos:

$$W = 0.043$$

Siendo entonces:

$$P_d = W f''c / f_y = 0.043 \times 143 / 4200 = 0.0015$$

$$\text{Como } P_{\min.} = 0.002$$

$p_d < P_{\min.}$ ; por lo que se diseñará con el  $P_{\min.} = 0.002$ , anteriormente ya se hallaron los siguientes valores:

$$W_d = 0.059$$

$$W_b = 0.47$$

Entonces  $W_d < W_b$ ; bien.

Calculando el peralte necesario, para este momento.

$$d = \sqrt{91800 / 100 \times 143 \times 0.9 \times 0.059 (1 - 0.5 \times 0.059)} = 11.16 \text{ cms}$$

Como se propuso un  $d = 13$  cms; si es suficiente.

$$A_s = P_{\min}. A_c = 0.002 \times 100 \times 13 = 2.6 \text{ cm}^2$$

4Ø3/8" equivalente a colocar Ø3/8" a cada 25 cms.

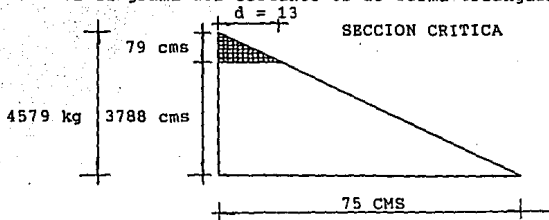
Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0.002 \times 100 \times 13 = 2.6 \text{ cm}^2$$

Se colocará Ø3/8" a cada 25 cms.

Revisión por cortante:

Como el diagrama del cortante es de forma triangular tenemos:



$$4579 / z = 75 / 13 \quad \text{de donde} \quad z = 4579 \times 13 / 75 = 794 \text{ kg.}$$

Como de la sección crítica a la izquierda se considera que el cortante es constante,  $V = 794$  kg. se desprecia según el reglamento del D. F., por lo que tenemos que el cortante real es de  $V = 3788$  kg.

Por especificación tenemos que:

$$\text{Como } p_d < 0.01$$

El cortante que observará el concreto se calculará con la siguiente fórmula:

$$V_c = F. C. b d ( 0.2 + 30p ) \sqrt{f \cdot c}$$

Substituyendo valores:

$$V_c = 0.9 \times 100 \times 13 ( 0.2 + 30 \times 0.002 ) \sqrt{168}$$

$$V_c = 3943 \text{ kg.}$$

Como  $3788 < 3943$ ; no se requiere refuerzo transversal, ya que la sección de concreto puede absorber el cortante.

El resumen final del armado de la sección del ducto se muestra en la figura No 18.

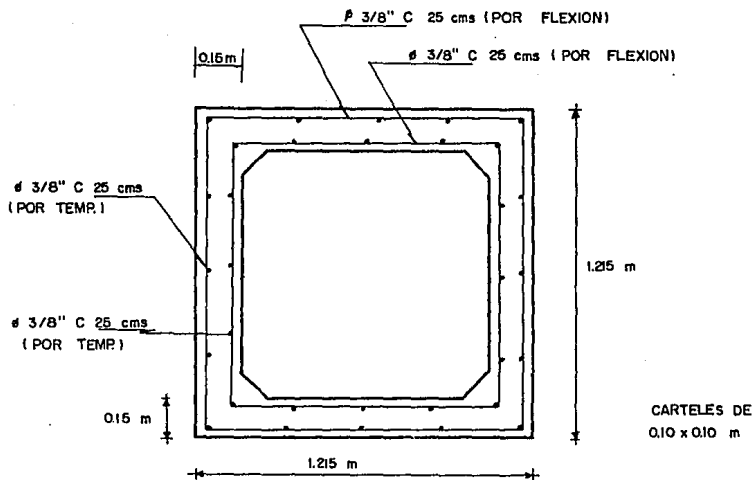


FIG. 18.- DISEÑO DE LA SECCION DEL DUCTO DE LA OBRA DE TOMA.

## IV.3.- Diseño Estructural del Canal Desarenador

Se propone una sección como la que se muestra en la figura No 19 y posteriormente se revisará como un muro de contención, que no volteé, que no deslice y que los esfuerzos en la cimentación sean menores a los permisibles. Habiéndose cumplido lo anterior, se procederá a diseñar el acero necesario para absorber los esfuerzos a que está sometida la estructura.

Cálculo de las fuerzas que actúan sobre la estructura:

a).- Empuje debido al agua ( Fa ).

$$F_a = 1 / 2 * \rho W H^2$$

$$F_a = 1 / 2 * 1000 * 6.5^2 = 21125 \text{ kg.}$$

Aplicando a un tercio de su altura

$$6.50 / 3 = 2.17 \text{ m.}$$

Momento de ( Fa ) con respecto al punto ( O )

$$M_o = 21125 * 2.17 = 45841 \text{ kg-m}$$

b).- Empuje debido al agua dentro del desarenador.

$$F'_a = F''_a = 1 / 2 * \rho W H^2 = 1 / 2 * 1000 * 2.50^2 = 3125 \text{ kg.}$$

Aplicando a un tercio de su altura

$$2.50 / 3 = 0.83 \text{ m.}$$

Estas dos fuerzas como tienen sentido contrario se anulan

$$F'''_a = b H \rho W = 2 * 2.50 * 1 * 1000 = 5000 \text{ kg.}$$

Aplicada en su centroide: ( 1.0 , 1.25 )

Momento de ( F'''\_a ) con respecto al punto ( O )

$$M_o = 5000 * 1.60 = 8000 \text{ kg-m.}$$

c).- Empuje debido a la tierra ( Fz )

$$F_z = ( 1 / 2 * \rho_m H^2 ) k$$

Siendo:

$$k = \text{tg}^2 ( 45^\circ - \phi/2 ) \text{ ; coeficiente activo de Rankine.}$$

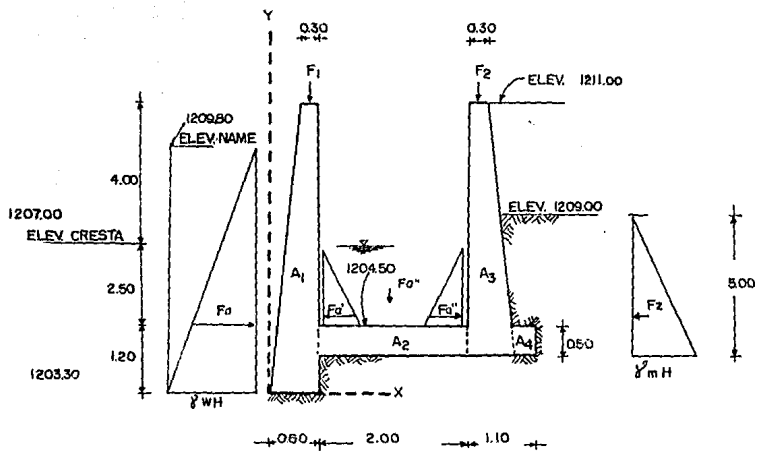


FIG. 10.- SECCION DEL DESARENADOR POR EL EJE DE LA CORTINA Y SISTEMA DE FZAS QUE ACTUAN SOBRE ESTA.



Si consideramos que  $\theta = 26^\circ$

$$k = \frac{2}{\text{tg} ( 45 - 26 / 2 )} = 0.39$$

$$F_z = ( 1 / 2 \times 1800 \times 5 ) \cdot 0.39 = 8775 \text{ kg.}$$

Aplicando a un tercio de su altura

$$5 / 3 = 1.67$$

Momento de (  $F_z$  ) con respecto al punto ( 0 )

$$M_o = 8775 \times 2.37 = 20797 \text{ kg-m.}$$

d).- Fuerza (  $F_1$  )

$F_1 = 6500 \text{ kg.}$  ( incluye peso de losa de maniobras, del malacate y factor de seguridad de carga ).

Momento de (  $F_1$  ) con respecto al punto ( 0 )

$$M_o = 6500 \times 0.45 = 2925 \text{ kg-m}$$

e).- Fuerza (  $F_2$  )

$F_2 = 10600 \text{ kg.}$  ( incluye peso de la losa de maniobras del malacate y factor de seguridad de carga ).

Momento de (  $F_2$  ) con respecto al punto ( 0 )

$$M_o = 10600 \times 2.75 = 29150 \text{ kg-m}$$

f).- Peso propio de la sección del desarenador.

Se divide en 4 áreas de figuras conocidas:

$$A_1 = ( 0.30 + 0.60 ) \times 7.70 / 2 = 3.465 \text{ m}^2$$

$$FA_1 = 3.465 \times 2400 = 8316 \text{ kg.}$$

Aplicando en su centroide: ( 0.35 , 3.42 )

Momento de (  $FA_1$  ) con respecto al punto ( 0 )

$$M_o = 8316 \times 0.35 = 2911 \text{ kg-m}$$

$$A_2 = ( 2.00 \times 0.5 ) = 1 \text{ m}^2$$

$$FA_2 = 1 \times 2400 = 2400 \text{ kg.}$$

Aplicada en su centroide: ( 1.00, 0.25 ).

Momento de (  $FA_2$  ) con respecto al punto ( 0 ).

$$M_o = 2400 \times 1.60 = 3840 \text{ kg-m}$$

$$A3 = ( 0.30 + 0.60 ) \times 7.0 / 2 = 3.15 \text{ m}^2$$

$$FA3 = 3.15 \times 2400 = 7560 \text{ kg.}$$

Aplicando en su centroide: ( 0.20, 2.41 ).

Momento de ( FA3 ) con respecto al punto ( 0 ).

$$Mo = 7560 \times 2.80 = 21168 \text{ kg-m.}$$

$$A4 = ( 0.5 \times 0.5 ) = 0.25 \text{ m}^2$$

$$FA4 = 0.25 \times 2400 = 600 \text{ kg.}$$

Aplicando en su centroide: ( 0.25, 0.25 ).

Momento de ( FA4 ) con respecto al punto ( 0 ).

$$Mo = 600 \times 3.45 = 2070 \text{ kg-m.}$$

Cálculo del momento que produce el volteamiento de la estructura, o sea, el momento volteante ( Mv ):

$$Mv = MFz$$

$$Mv = 20797 \text{ kg-m.}$$

Cálculo del momento que se opone al volteo, o sea, el momento resistente ( MR ).

$$MR = MFa + MF''a + MFp + MF1 + MF2$$

$$MR = 45841 + 8000 + 28514 + 2925 + 29150 = 114430 \text{ kg-m.}$$

Como  $MR / Mv = 114430 / 20797 = 5.5 > 1.5$  Bien, no hay posibilidad de volteamiento.

$$F.V. / F.H. = 5000+6500+10600+8316+2400+7560+600 / 21125-8775 =$$

$$F.V. / F.H. = 40976 / 12350 = 3.32$$

Como  $3.32 > 2.5$  bien, no hay posibilidad de deslizamiento.

Cálculo de los esfuerzos en la cimentación:

Con las siguientes fórmulas se determina el centroide de la sección del desarenador:

$$\bar{X} = My / AT : \quad \bar{Y} = Mx / AT$$

Siendo:

$$AT = 7.265 \text{ m}^2$$

Hallando los momentos con respecto a los ejes ( X - Y )

$$3.465 \times 3.42 = 11.85$$

$$1 \times 0.95 = 0.95$$

$$3.15 \times 3.11 = 9.80$$

$$0.25 \times 0.95 = 0.24$$

$$\Sigma M_x = 22.84 \text{ m}$$

$$3.465 \times 0.35 = 1.21$$

$$1 \times 1.60 = 1.60$$

$$3.15 \times 2.80 = 8.82$$

$$0.25 \times 3.45 = 0.86$$

$$\Sigma M_y = 12.49 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$\bar{X} = 12.49 / 7.865 = 1.59 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = 22.84 / 7.865 = 2.90 \text{ m}$$

Como se puede observar en la figura No 20, la resultante de las fuerzas verticales y horizontales cae precisamente en el borde del tercio medio, por lo que se tendrá la presión máxima del lado izquierdo, calculándose con la siguiente fórmula:

$$f_1 = 2 P / A$$

$$f_1 = 2 \times 40976 / 3.70 = 22149 \text{ kg / m}^2$$

$$f_1 = 2.2149 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_2 = 0$$

Como  $2.2149 < 2.5$ , si se acepta éste valor, ya que se garantiza que la estructura no fallará por asentamientos.

Cálculo del armado de los muros laterales y losa del desarenador.

Para este cálculo se toma el muro más crítico, que resulta ser el que separa la cortina y el canal desarenador.

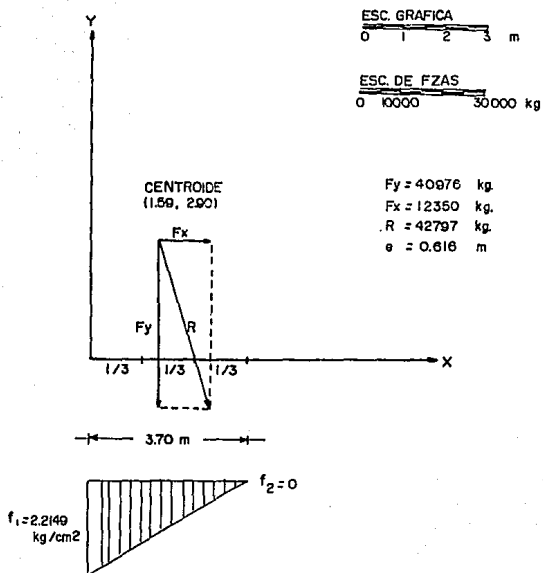


FIG. 20.- ESFUERZOS EN LA CIMENTACION DEL CANAL DESARENADOR.

Para el análisis de los esfuerzos, se considera que el muro está trabajando como una viga en cantiliver, como se muestra en la figura No 21.

Donde tenemos que:

$$F1 = 6500 + \text{Peso propio} = 6500 + 6240 = 12740 \text{ kg.}$$

$$RA = WL / 2 = 5300 \times 5.30 / 2 = 14045 \text{ kg.}$$

$$MA = 5300 \times 5.30 / 2 \times 5.30 / 3 = 24813 \text{ kg-m}$$

Diseño del acero de refuerzo, para el muro de contención; para un metro de ancho.

$$f'c = 210 \text{ kg / cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$F.C. = 1.4$$

$$F.R. = 0.9$$

$$d = 47 \text{ cms.}$$

$$r = 3 \text{ cms.}$$

Cálculo de las constantes:

$$f^*c = 210 \times 0.8 = 168 \text{ kg / cm}^2$$

$$f''c = 168 \times 0.85 = 143 \text{ kg / cm}^2$$

$$Mu ( - ) = 24813 \times 1.4 = 34738 \text{ kg-m}$$

$$Vu = 14045 \times 1.4 = 19663 \text{ kg.}$$

Diseño del acero; para el momento  $Mu ( - )$

$$Mu / b d f''c F.R. = W - 0.5 W^2$$

$$3473800 / 100 \times 47 \times 143 \times 0.9 = W - 0.5 W^2$$

$$0.5 W^2 - W + 0.123 = 0$$

Resolviendo tenemos:

$$W = 0.132$$

Calculando:

$$pd = W f''c / fy = 0.132 \times 143 / 4200 = 0.0045$$

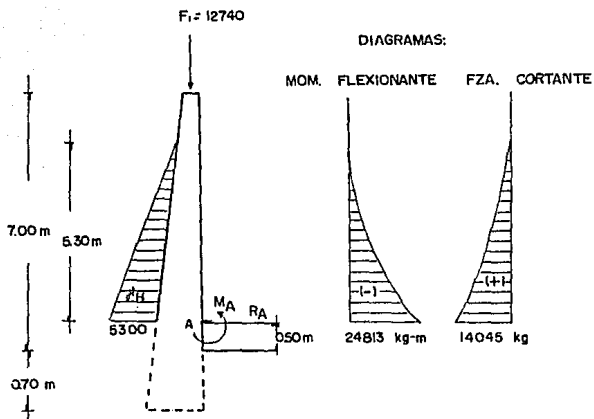


FIG. 21.- ESFUERZOS EN EL MURO DEL CANAL DESARENADOR

Siendo:

$$p_{min.} = 0.7 \sqrt{f_c} / f_y = 0.7 \sqrt{168} / 4200 = 0.0022$$

como  $p_d > p_{min}$ , si se diseñará con el (  $p_d$  ).

Comprobando que la sección sea subreforzada:

$$W_b = 4800 / 6000 + f_y = 4800 / 6000 + 4200 = 0.47$$

Como:

$0.132 < 0.47$  si es sección subreforzada.

Revisando si el peralte propuesto  $d = 47$  cms., es suficiente:

Cálculo del tirante necesario:

$$d = \sqrt{M_u / b f_c F.R. W ( 1 - 0.5W )} =$$

$$d = \sqrt{3473800 / 100 \times 143 \times 0.9 \times 0.132 ( 1 - 0.5 \times 0.132 )} =$$

$$d = 46 \text{ cms.}$$

Si es correcto el que se propuso, ya que es  $d = 47$  cms.

Cálculo del acero para absorber la tensión.

$$A_s = p_d A_c = 0.0045 \times 100 \times 47 = 21.15$$

$\phi 7/8''$  equivalente  $\phi 7/8''$  a cada 15 cms.

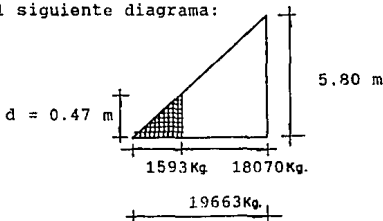
Cálculo del acero para temperatura; que se colocará en forma ortogonal al acero principal.

$$A_{st} = 0.002 A_c = 0.002 \times 100 \times 47 = 9.4 \text{ cm}^2$$

$\phi 5/8''$  equivalente a  $\phi 5/8''$  a cada 20 cms.

Revisión del cortante.

Se tiene el siguiente diagrama:



Siendo el cortante máximo por absorber:

$$V'u = 18070 \text{ kg.}$$

Como  $P_d < 0.01$

El cortante que puede absorber la sección de concreto, se obtendrá con la siguiente fórmula.

$$V_c = 0.9 b d ( 0.2 + 30 P_d ) \sqrt{f_c}$$

$$V_c = 0.9 \times 100 \times 47 ( 0.2 + 30 \times 0.0045 ) \sqrt{168} = 18367 \text{ kg.}$$

Como  $V'u < V_c$ , no se requiere refuerzo transversal.

Diseño del acero de la losa de fondo del canal desarenador.

Se diseñará con el momento máximo que está actuando en uno de sus extremos.

Datos:

$$d = 47 \text{ cms.}$$

$$r = 3 \text{ cms.}$$

$$M_u = 34738 \text{ kg-m}$$

$$V_u = 18508 \text{ kg.}$$

( Las demás constantes ya se calcularon anteriormente ).

De la fórmula de flexión simple:

$$3473800 / 100 \times 47^2 \times 143 \times 0.9 = W - 0.5 W^2$$

$$0.5 W^2 - W + 0.122 = 0$$

Resolviendo tenemos:

$$W = 0.132$$

$$P_d = W i^2 c / f_y = 0.132 \times 143 / 4200 = 0.0045$$

$$P_{min} = 0.0022 \text{ ( calculado anteriormente ) .}$$

Como  $P_d > P_{min}$ , se diseña con (  $P_d$  ).

Comprobando que sea sección subreforzada:

$$W_b = 0.47 \text{ ( calculado anteriormente ) .}$$

Como  $W_d < W_b$ , si es sección subreforzada.

El peralte necesario es igual a  $d = 47$  cms. ( calculado anteriormente ), igual al propuesto.



Cálculo del acero por tensión.

$$A_s = P_d A_c = 0.0045 \times 100 \times 47 = 21.15 \text{ cm}^2$$

6Ø7/8" equivalente a Ø7/8 a cada 15 cm.

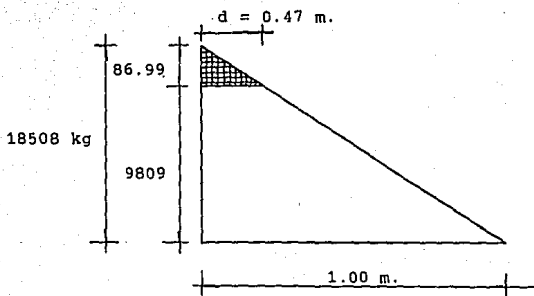
Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0.002 A_c = 0.002 \times 100 \times 47 = 9.4 \text{ cm}^2$$

5Ø7/8" equivalente a Ø5/8" a cada 20 cm.

Revisión por cortante :

El diagrama de este esfuerzo es el siguiente:



Cortante máximo por absorber:

$$V'u = 9809 \text{ kg.}$$

Como  $P_d < 0.01$

El cortante que absorbe la sección de concreto, se determinará con la siguiente fórmula.

$$V_c = F.R. \cdot b \cdot d (0.2 + 30 P_d) \sqrt{f \cdot c}$$

$$V_c = 0.9 \times 100 \times 47 (0.2 + 30 \times 0.0045) \sqrt{163} = 18367 \text{ kg.}$$

Como  $V'u < V_c$ , no se requiere refuerzo transversal.

El resumen final del armado de la sección del desarenador se muestra en la figura N<sup>o</sup> 22.

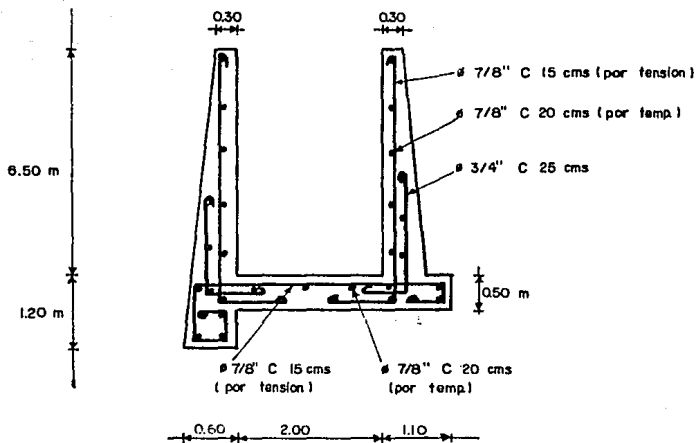


FIG 22.- ARMADO DEL DESARENADOR

## CAPITULO V

## CONCLUSIONES

Una presa derivadora al igual que otra estructura hidráulica se debe concebir como una parte de todo un sistema integral de obras hidráulicas, encaminadas en su conjunto hacer frente al reto que nos impone la naturaleza para la sobrevivencia humana. El efecto que produce este reto se puede explicar esencialmente en un desarrollo agropecuario y un control de avenidas para reducir daños a la agricultura y a los seres humanos.

Refiriendose particularmente a esta presa derivadora que esencialmente es una obra hidráulica para riego de terrenos de cultivo y estudiandola como una estructura terminal de todo un sistema hidráulico es necesario que para que tenga razón de ser, justifique plenamente su inversión, analizando la factibilidad del proyecto con una visión realista y objetiva de los beneficios que se obtendrán con la construcción de esta obra.

Por tal motivo es necesario que desde que se hacen los estudios preliminares se hagan con especial cuidado, precisión y seriedad que sea posible ya que estos se convierten en muchas ocasiones en estudios definitivos sobre los cuales se basará el proyecto para presentarlo como una alternativa para su realización. Así también es de primordial importancia que los requisitos mínimos de seguridad desde todos los enfoques se analicen, como en el caso, desde el punto de vista hidráulico que la determinación del gasto de proyecto se haga por el o los métodos más confiables, según los datos con que se cuenten, ya que de este dato depende la magnitud de la obra que obviamente también redundará en la inversión económica y más aún en la seguridad de las vidas humanas que se encuentren dentro de la zona potencialmente inundable.

Desde el punto de vista geológico y estructural que están íntimamente ligados, pues con la conjugación de estas dos áreas se logra la perfecta estabilidad de la estructura bajo aceptables factores de seguridad. Ya que al construirse la estructura se alteran las condiciones normales del suelo de cimentación, apareciendo esfuerzos y condiciones totalmente diferentes, debido principalmente a cargas adicionales y a los efectos de saturación.

Por lo que será indispensable el tratamiento de la cimentación; removiendo todos los materiales inestables, cortar con trincheras o dentellones las zonas permeables, inyectar las partes débiles de la cimentación, etc., evitando así una posible falla en la cimentación. Así también es de mucha importancia la cuantificación de todas las fuerzas que actúan sobre la estructura ya que de ellas depende la forma y magnitud de cada elemento estructural.

Desde el punto de vista hidráulico es necesario que al proyectarse la obra se haga cumpliendo con las especificaciones de funcionamiento de todas las estructuras que la componen, principalmente en condiciones críticas de trabajo, ya que el mal funcionamiento hidráulico de la presa puede en algún momento reducir

la vida útil de la estructura y en ciertos casos poner en peligro la estabilidad de la misma.

Por último, uno de los factores importantes para que la obra en su conjunto cumpla con los requisitos de seguridad y funcionabilidad, es en el campo de la supervisión de la obra, es de reconocer que a esta área le corresponde la responsabilidad de que se cumpla todo lo proyectado y más aún si se detecta en el mismo campo alguna irregularidad, se podrá cuantas veces sea necesario modificar el proyecto y garantizar así íntegramente la obra de esta presa derivadora.

## CAPITULO VI

## BIBLIOGRAFIA

- HIDRAULICA GENERAL, Volumen I, FUNDAMENTOS.  
Gilberto Sotelo Avila, Editorial Limusa, México 1977
- DISEÑO DE PRESAS DERIVADORAS.  
S. A. R. H.
- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS FLUVIALES PARA LA PROTECCION CONTRA INUNDACIONES, Tomo I y II, Consultores S.A., S.A.R.H. 1981.
- BOLETIN HIDROLOGICO No 40, Tomo II  
S.A.R.H.
- OBRAS HIDRAULICAS.  
FRANCISCO TORRES HERRERA, Editorial Limusa, México 1980
- DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS, Publicación Técnica de Recursos Hidráulicos.  
United States Department of the Interior Bureau of Reclamation Washington, D.C., Editorial C.E.C.S.A., México 1979
- HIDROLOGIA, Primera Parte.  
Rolando Springall G. Instituto de Ingenieria, UNAM.
- APUNTES DE HIDRAULICA II.  
Gilberto Sotelo Avila, Facultad de Ingenieria, UNAM.
- MECANICA DE LOS FLUIDOS E HIDRAULICA, Segunda Edición.  
Ronald V. Giles, B.S., M.S. en C.E., Serie de Compendios Schaum.. McGraw-Hill., México 1979.
- ANALISIS ESTADISTICO Y PROBABILISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS (Hidrología Superficial), Rolando Springall G. Facultad de Ingenieria, UNAM.
- DRENAJE EN CUENCAS PEQUEÑAS.  
Rolando Springall G., Instituto de Ingenieria, UNAM.
- DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Instituto de Ingenieria, UNAM.
- ANALISIS ESTRUCTURAL I  
Facultad de Ingenieria, UNAM.
- DISEÑO ESTRUCTURAL  
Facultad de Ingenieria, UNAM.
- AYUDAS DE DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO  
Facultad de Ingenieria, UNAM.
- REQUISITOS DE SEGURIDAD Y SERVICIO PARA LAS ESTRUCTURAS, Titulo IV

del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.  
Instituto de Ingeniería, UNAM.

- ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO  
Oscar M González Cuevas - Francisco F.V. - Juan Casillas G. de L.
- Rogar Díaz de Cossio, Editorial Limusa, 1979.
- CONCRETO, Diseño Plástico, Teoría Elástica  
Marco Aurelio Torres H. México.
- MECANICA DE SUELOS.  
T. William Lambe - Robert V. Whitman, Instituto Tecnológico de  
Massachusetts., Editorial Limusa, México 1976.
- MECANICA DE SUELOS, Fundamentos de la Mecánica de Suelos.  
Eulalio Juárez Badillo - Alfonso Rico Rodríguez., Editorial Limusa  
México, 1978.
- DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES, Normas Técnicas  
Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito  
Federal., Instituto de Ingeniería, UNAM.
- GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL., Primera y Segunda Parte.  
José María Bolívar del Valle. División de Estudios Superiores,  
Facultad de Ingeniería, UNAM.
- TOPOGRAFIA GENERAL.  
Sabro Higashida Miyabara.
- TOPOGRAFIA GENERAL.  
Gilberto Sotelo Avila.